

36  
2 eje.



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
MÉXICO

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

---

---

FACULTAD DE INGENIERÍA

"MODELO HIDRÁULICO DEL VERTEDOR  
DE LA PRESA HUITES, SINALOA"

TESIS

Que para obtener el título de  
INGENIERO CIVIL

Presenta

JORGE DÍAZ OLMEDO

DIRECTOR DE TESIS

VÍCTOR FRANCO



MÉXICO, D.F.

junio 1994

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN



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

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

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

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



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
MÉXICO

Señor  
**JORGE DIAZ OLMEDO**  
Presente.

FACULTAD DE INGENIERIA  
DIRECCION  
60-1-172/93

En atención a su solicitud, me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor M.I. VICTOR FRANCO, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de **INGENIERO CIVIL**.

**"MODELO HIDRAULICO DEL VERTEDOR DE LA PRESA HUITES, SINALOA"**

- I . INTRODUCCION
- II . DESCRIPCION DEL PROYECTO
- III. CONSTRUCCION DEL MODELO FISICO
- IV . PRUEBAS Y MODIFICACIONES
- V . CONCLUSIONES

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

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

Atentamente  
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"  
Cd. Universitaria, a 11 de octubre de 1993.  
EL DIRECTOR.

  
ING. JOSÉ MANUEL COVARRUBIAS SOLIS

JMCS/RCR\*nl

## *Dedicatoria*

*A mis padres, quienes siempre se han preocupado por brindarme su apoyo y consejo en mi vida, impulsándome siempre a ser un hombre de bien.*

*A mis hermanos por su cariño y comprensión que siempre han demostrado.*

# Agradecimientos

*Agradezco a dios por haberme dado licencia de seguir viviendo.*

*A mi madre, por todos sus esfuerzos y preocupaciones por tratar siempre de brindarme felicidad y bienestar.*

*A mi padre, porque ha sido un ejemplo de responsabilidad, inteligencia y cariño.*

*A mis hermanos Ernesto, Ana, Lety y Osito porque siempre han estado cerca de mi, apoyándome en todas ocasiones, esperando seguir siempre unidos.*

*A mis padrinos Eleazar y Aida, porque año con año me han demostrado su cariño y apoyo.*

*A mis amigos del Instituto de Ingeniería, Elizeo, Eduardo, Polo, y Lupita por animarme y apoyarme en la realización de esta tesis.*

*A mis amigos y compañeros de la carrera, Roberto Nuñez, Xavier Palomas, Rafael Val, Victor Garay, Arturo Becerril, Miguel Caballero, Bernardo Sierra, por su amistad y por los bonitos momentos que convivimos, esperando que no sean los únicos.*

*A mi amigo Juan Serrano, que siempre ha estado cerca de mí, demostrando su aprecio y una amistad incondicional a lo largo de todo este tiempo.*

*Al Ingeniero Victor Franco, tanto por las facilidades brindadas para la realización de esta tesis, como por sus consejos, apoyo y paciencia que me han sido de gran utilidad.*

*A Claudia por haberme dado en estos últimos meses de mi carrera, tan difíciles, cariño comprensión, haciéndolos más fáciles y alegres.*

*Por último quiero agradecer muy en especial a una persona que se ha portado como un hermano más en mi vida, preocupándose siempre por que mi camino este iluminado y lleno de buenas virtudes, si a ti Carlos Espino que me has enseñado con tu ejemplo, la importancia que tienen los valores humanos en un hombre.*

<b>I.</b>	<b>Introducción</b>	<b>1</b>
<b>II.</b>	<b>Descripción del proyecto</b>	<b>3</b>
II.1	Generalidades del proyecto	3
II.2	Necesidades de la construcción de un modelo físico	10
<b>III.</b>	<b>Construcción del modelo</b>	<b>11</b>
III.1	Elección del sitio de construcción y escala del modelo	12
III.2	Infraestructura del modelo	19
III.2.1	Cajón principal	20
III.2.2	Sistema de alimentación	24
III.2.3	Canal de retorno y aforador	25
III.3	Proceso constructivo del vertedor	25
III.3.1	Vertedor	25
III.3.2	Cortina	29
III.3.3	Topografía de aguas arriba	29
III.3.4	Topografía de aguas abajo	30
III.3.5	Instrumentación y estructuras adicionales	30
<b>IV.</b>	<b>Pruebas y modificaciones</b>	<b>33</b>
IV.1	Puesta en marcha y observaciones	33
IV.2	Modificaciones primarias	36
IV.3	Pruebas de tirantes en la rápida	38
IV.3.1	Perfil teórico del agua	39
IV.4	Gasto de despegue y retroceso	41
IV.4.1	Gasto teórico de despegue	49
IV.5	Modificaciones secundarias	51
IV.6	Ensayes y erosión en el cauce	57
IV.7	Consideraciones y recomendaciones	67
<b>V.</b>	<b>Conclusiones</b>	<b>68</b>

# I. INTRODUCCION

La utilización de modelos dentro de la ingeniería hidráulica siempre ha constituido una herramienta importante, en la cuál el ingeniero se basa para resolver problemas que se le presenten.

En ingeniería existen dos tipos de modelos, los físicos y los matemáticos, en los primeros existe la ventaja de poder reproducir a escala tanto las características físicas del proyecto, como las condiciones del lugar en que se pretende construir la obra, con lo cuál se puede conocer y evaluar con mas exactitud directamente en el modelo los fenómenos que se presenten en el prototipo. En cambio, los matemáticos son mas sencillos de hacer pero presentan el inconveniente de que hay que calibrarlos con ayuda de uno físico.

Por lo general, los resultados que se obtienen al utilizar el físico resultan ser confiables, sin embargo en ocasiones existen ciertas limitantes que impiden utilizarlo, ya que no toda obra hidráulica requiere de un modelo y mas bien es la importancia de ella la que condiciona la

utilización de dicho modelo; por otra parte su costo, generalmente, es pequeño comparado con el del costo total del proyecto.

Actualmente la Comisión Nacional del Agua (CNA) lleva a cabo el proyecto Presa Huites que será construido al noroeste del país, la importancia que implica construir esta obra radica en ser una de las más grandes en su tipo a nivel nacional, así como los beneficios que se persiguen en ella son ambiciosos. Es por esto que la Comisión solicitó al Instituto de Ingeniería de la U.N.A.M. se diseñará y revisará el funcionamiento hidráulico de la obra de excedencias así como estudiar y evaluar la erosión que se produzca aguas abajo de la obra, debido a las descargas de ella.

Los objetivos principales que se persiguen en este estudio son los siguientes

- a) A través de un modelo hidráulico, verificar si la geometría del vertedor del proyecto Huites es la adecuada, esto es que garantice un buen funcionamiento hidráulico. En caso contrario proponer las modificaciones pertinentes para definir el proyecto definitivo.
- b) Cuantificar la deformación de la topografía, producida por la descarga del vertedor.

Para ambos aspectos se probará el modelo para distintos gastos de operación.

El presente trabajo se dividió en varios capítulos; en el capítulo II se describe el proyecto de la Presa Huites que requiere ser estudiado. En el capítulo III se presenta el proceso constructivo que se siguió en el modelo, así como las consideraciones que se tomaron en cuenta para su construcción. En el capítulo IV se describen los resultados observados al operar el modelo con la geometría original, y se exponen las modificaciones que se llevaron a cabo, por otro lado, con base a los ensayos realizados, se cuantificarán los efectos de las descargas por el vertedor. En el capítulo V se presenta a manera de resumen las conclusiones que el estudio ha dejado.

## **II. DESCRIPCION DEL PROYECTO**

### **II.1 Generalidades del proyecto**

El sitio donde se localiza la Presa Huites, se encuentra al norte del estado de Sinaloa, cercano a los límites con los estados de Sonora y Chihuahua, dentro del municipio de Choix sobre el río Fuerte, en el lugar conocido como boquilla de Huites. La Presa Huites esta ubicada aguas arriba de las presas Miguel Hidalgo y Josefa Ortiz de Domínguez, ver fig II.1.

Los objetivos que se pretende al construir esta obra, por una parte es lograr el aprovechamiento óptimo de los escurrimientos que conduce el río Fuerte, por medio del almacenamiento de agua, que será utilizada como elemento para riego y generación de energía eléctrica, y por la otra tener un control de las distintas avenidas que pudieran presentarse y con ello reducir o evitar inundaciones aguas abajo.

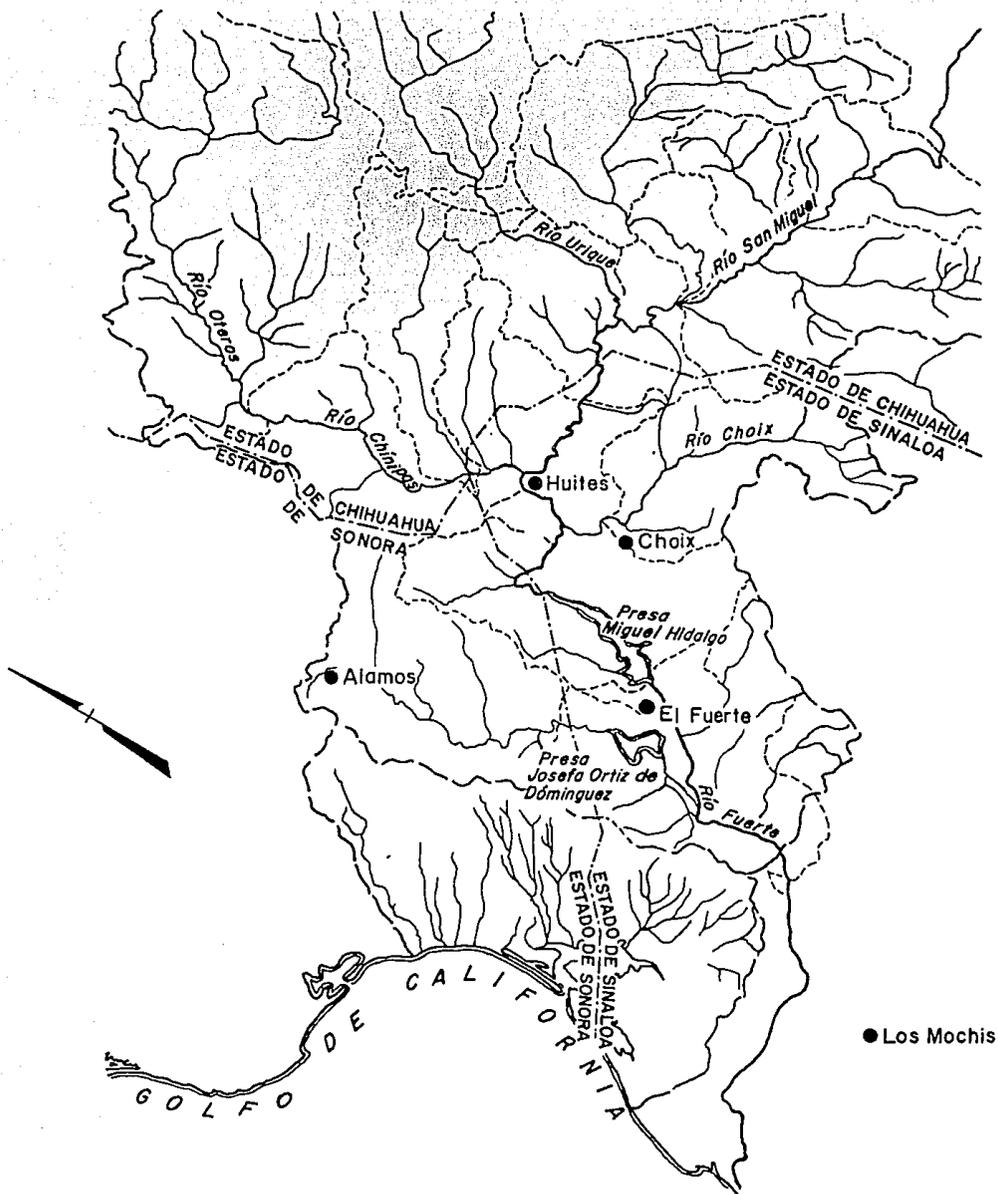


Fig II.1 Localización del sitio

En base a la información hidrológica disponible, así como con estudios e investigaciones realizadas en la zona, se obtuvieron los resultados siguientes

- a) El volumen de escurrimiento medio anual del río Fuerte que pasa en la boquilla de Huites es de 3771 millones de metros cúbicos.
- b) Se identifican dos períodos de crecientes o avenidas, el primero abarca desde fines de junio hasta mediados de octubre con gastos máximos registrados del orden de 5,000 m<sup>3</sup>/s, y el segundo que inicia a mediados de diciembre y finaliza a principios de marzo, con gastos máximos registrados del orden de 10,000 m<sup>3</sup>/s.
- c) El gasto máximo histórico registrado ocurrió en el mes de marzo de 1960 y fue de 15,000 m<sup>3</sup>/s.

Por medio de estos datos, y junto con los estudios hidrológicos hechos se determino la avenida máxima probable, que para un período de retorno de 10 mil años tiene un gasto pico de 30 mil metros cúbicos por segundo, con estos datos y por medio de un tránsito de avenidas en el vaso se determinó la elevación del nivel de agua máximo extraordinario (NAME) y la capacidad de control de la Presa Huites, a continuación se presentan los datos principales del proyecto.

<b>CAPACIDADES</b>	<b>VOLUMEN, EN m<sup>3</sup> x (10<sup>6</sup>)</b>
Capacidad total del vaso al NAME	4,423
Capacidad total del vaso al NAMO	2,908
Capacidad para azolves	500
Capacidad para control de avenidas	1,102

<b>ELEVACIONES</b>	<b>EN m.s.n.m.m.</b>
Elevación parapeto ciego aguas arriba de la cortina	292.00
Elevación de la corona de la cortina	290.75
Nivel de agua máximo extraordinario	288.50
Nivel de agua máximo ordinario	270.00
Elevación de la cresta vertedora	258.00

<b>GASTOS</b>	<b>EN m<sup>3</sup>/s</b>
Gasto máximo de entrada al vaso	30,000
Gasto máximo de salida por el vertedor	22,445
Gasto de salida por la toma	235

Con estos valores y del análisis efectuado se proyecta la obra de excedencias que a continuación se describe

El proyecto de la Presa Huites comprende la construcción de una cortina de concreto convencional tipo gravedad con un ancho de corona de 8.0 m, referido a la elevación 290.75 m.s.n.m.m, su paramento aguas arriba es vertical en la parte superior e inclinado con talud de 0.1:1 a partir de la cota 215 m.s.n.m.m., en la cara aguas abajo el paramento es inclinado con talud 0.75:1. La altura de la cortina es de 166.0 m; en la margen derecha la cortina se comunica con la boquilla por medio de un arreglo a base de una estructura tipo arco, esto con el fin de lograr un empotramiento adecuado de la cortina con la roca, ya que existe una falla geológica en esa zona, además de que el talud de la boquilla es casi vertical en esta margen. En la fig II.2 se muestra en planta el proyecto de la Presa Huites.

La obra de excedencias se encuentra sobre la margen izquierda de la cortina y está constituida por una obra de control o cimacio, cuya cresta se localiza a la elevación 258 m.s.n.m.m. Por otra parte el vertedor esta dividido en dos canales de sección rectangular cada uno con un ancho de 35.0 m, y separados por medio de un muro de 5.20 m de espesor, este arreglo se hizo para tener un vertedor de servicio por el cual se descargarían las avenidas frecuentes con gasto máximo de 6,000 m<sup>3</sup>/s, y en caso de presentarse una avenida extraordinaria, con gasto mayor a 6,000 m<sup>3</sup>/s, abrir compuertas para que trabajen ambos vertedores en forma simultánea, cada canal tiene una pila y dos compuertas radiales de 15.5 m de ancho y altura de 21.0 m, ver fig II.3.

La descarga de aguas inicia su recorrido a partir del cimacio, para dirigir las directamente hacia la estructura terminal constituida por una cubeta deflectora con radio de 176.11 m, ver fig II.4.

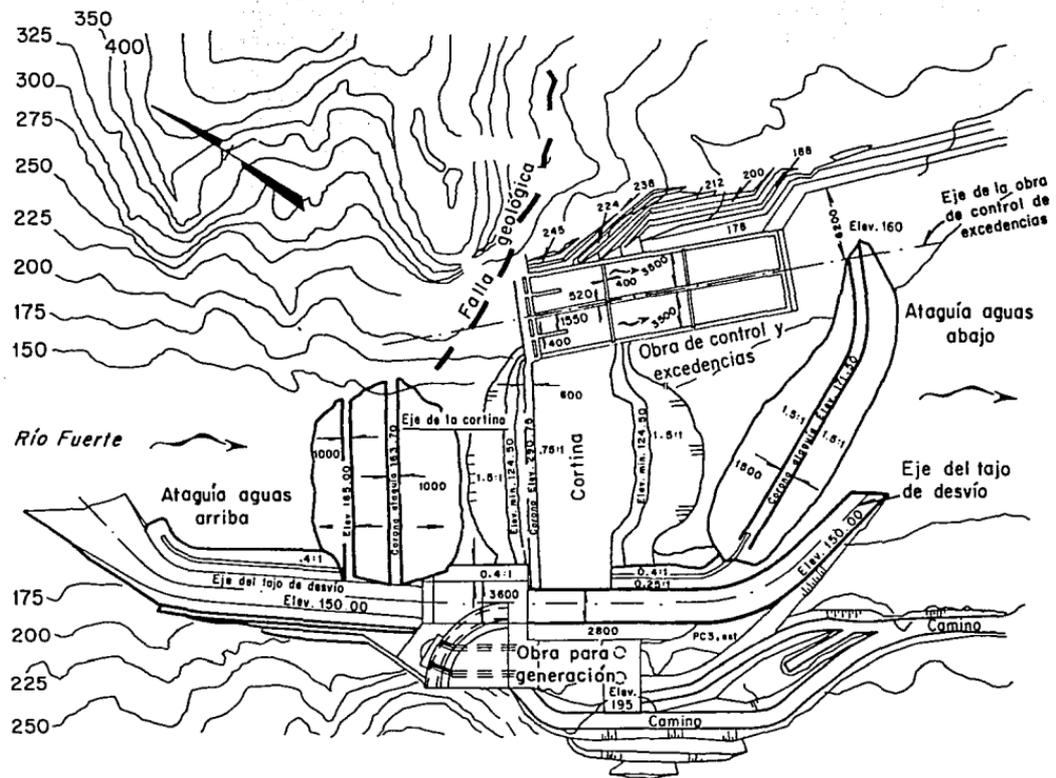


Fig II.2 Planta de conjunto, proyecto Presa Huites, Sinaloa.



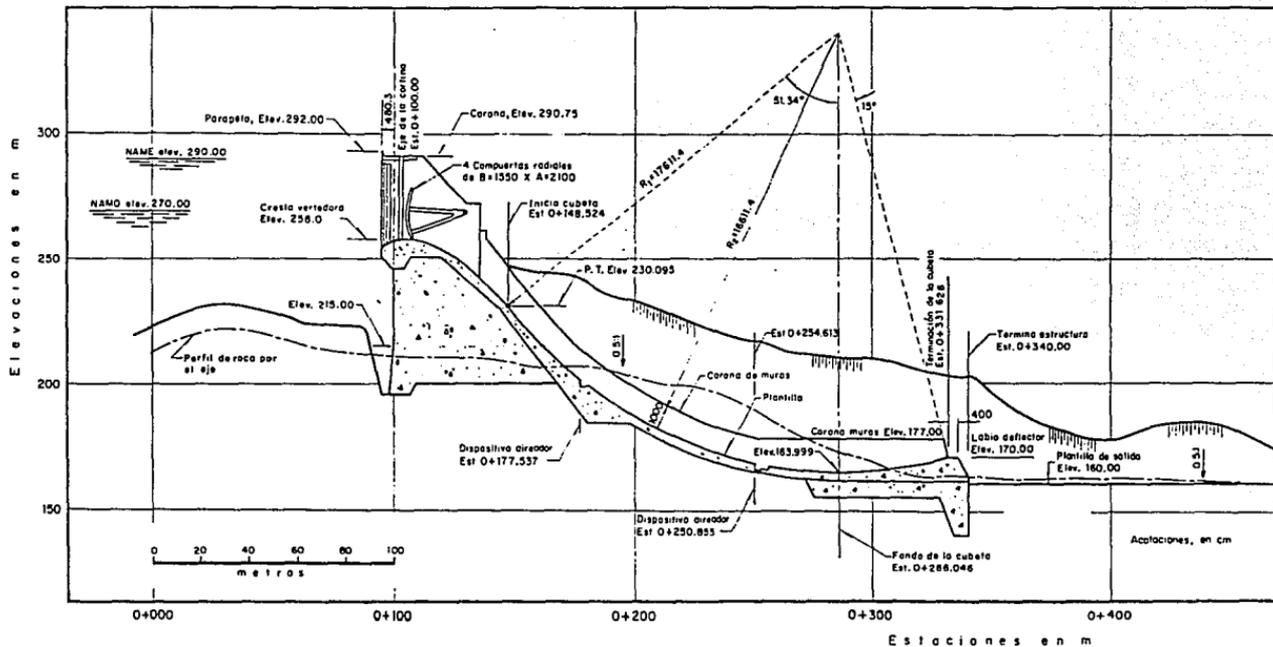


Fig II.4 Perfil longitudinal del primer diseño de la obra de excedencias, proyecto Pres Huites, Sinaloa

El canal de desvío localizado en la margen derecha de la boquilla, referenciado su piso a la cota 150 m.s.n.m., es un tajo por el cual pasan las aguas que son desviadas por la ataguía aguas arriba, que tiene una altura de 33.70 m, y aguas abajo se encuentra otra ataguía con una altura de 21.5 m, ver fig II.2.

## **II.2 Necesidades de construir un modelo**

Debido a la importancia que representa el proyecto de la Presa Huites por ser uno de los mas grandes a nivel nacional con respecto a magnitud, dimensionamiento, complejidad y por la gran capacidad que tiene para regular avenidas, la Comisión Nacional del Agua (CNA) solicito al Instituto de Ingeniería de la U.N.A.M. diseñar la geometría y revisar el funcionamiento hidráulico de la obra de excedencias, así como la socavación que se pudiera presentar aguas abajo de ésta. Esto se puede hacer mediante la construcción de un modelo hidráulico que permitió observar y analizar el comportamiento hidráulico, con el objeto de garantizar el funcionamiento óptimo de la obra de excedencias en el prototipo, y con la ayuda del modelo establecer el proyecto definitivo de la obra.

### **III. CONSTRUCCION DEL MODELO**

Para la construcción del modelo Huites fué necesario partir de ciertas consideraciones iniciales que permitieron definir el criterio para su construcción. Primeramente se tomo en cuenta que de ser posible, el tamaño del modelo debiera ser lo mas grande posible, lo cuál esta sujeto al espacio y gasto disponible en el laboratorio, no olvidando que la escala que se elija cumpla con las condiciones mencionadas. Por otra parte hay que tener en cuenta que es posible que en el modelo existan modificaciones posteriores a la construcción, que deberán preverse, y contar con accesos adecuados asi como disponibilidad de área para realizar las pruebas y mediciones necesarias, estos aspectos se tienen que definir en la etapa previa de su ejecución. Otro aspecto muy importante es que se cuente con puntos de observación estratégicos, que permitan visualizar el comportamiento del flujo a lo largo del modelo.

### **III.1 Elección del sitio de construcción y escala del modelo**

Para poder elegir el sitio en el cuál se ubicó tanto el modelo hidráulico, como la infraestructura exterior que lo conforma, se llevaron a cabo visitas de campo en terrenos del Instituto de Ingeniería U.N.A.M., en ellas se analizaron sitios que cumplieran con ciertas características como por ejemplo, el espacio, tipo de terreno, topografía del terreno, aprovechamiento de infraestructura existente, así como tomar en cuenta los factores que pudieran influenciar de manera indirecta la operatividad del modelo.

La acertada elección del sitio que cumpla con el máximo de condiciones favorables, así como la buena precisión para trasladar las cotas del proyecto al modelo físico durante el proceso constructivo, son factores muy importantes que van ha garantizar resultados confiables en las pruebas que se realicen.

Al analizar distintos lugares, resultó que existían dos sitios tentativamente adecuados, los cuales presentaron las características siguientes

#### **Sitio número 1**

Sus límites están definidos por las colindancias territoriales del edificio de Posgrado de Ingeniería al sur, al norte se comunica con el camino verde empedrado, y al este por los edificios de la Facultad de Ingeniería.

El acceso al sitio se realiza a través del camino verde empedrado, a la altura del cruce con el camino que conduce al edificio 5 del Instituto de Ingeniería. El sitio cuenta con una superficie irregular de aproximadamente 1300 m<sup>2</sup>; La topografía es abrupta, alterada por la presencia del modelo hidráulico de la presa Yurivia, en los puntos más altos se alcanzan elevaciones de aproximadamente 2.0 m, con respecto al nivel de la losa superior del càrcamo. Se observa que el modelo Yurivia cuenta con un sistema de alimentación que puede ser adaptado a las condiciones del modelo Huites. La foto III.1 muestra una vista parcial del sitio.

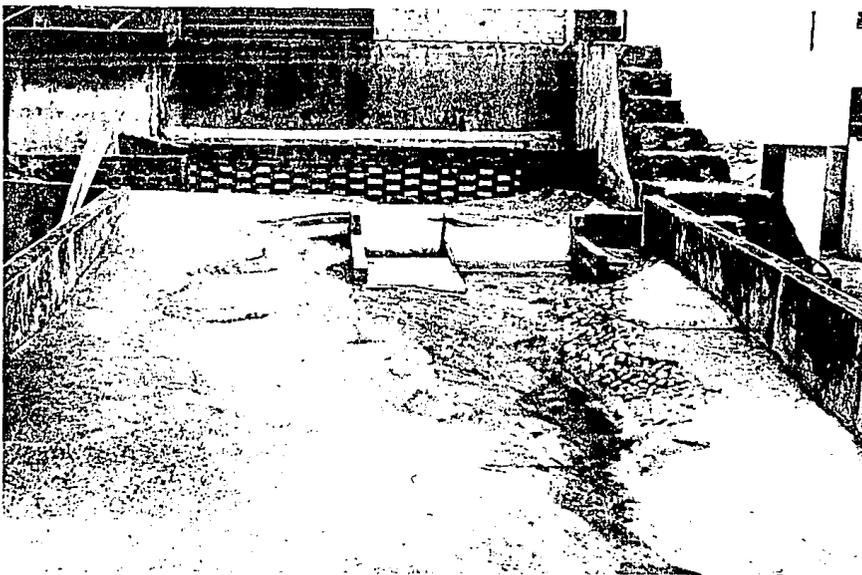


Foto III.1 Vista general del sitio 1



Foto III.2 Vista general del sitio 2

## **Sitio número 2**

Se localiza, en la parte opuesta al sitio número 1, colinda al oeste, con el camino verde empedrado, al sur, con el edificio de la Facultad de Ingeniería, y al este con el modelo hidráulico Yurivia, su acceso es a través del camino verde empedrado.

Los terrenos donde se ubica este sitio cuentan con una topografía natural y sensiblemente plana en su mayor parte, cubierta por yerba y algunos árboles. El sistema de alimentación descrito en la alternativa número 1, también se puede adaptar a las condiciones de este sitio por la cercanía que existe entre ambas alternativas. El terreno es de forma triangular, con una superficie aproximada de 800 m<sup>2</sup>, la foto III.2 presenta una vista general del sitio.

## **Elección del sitio**

Realizado el análisis se optó escoger de entre las dos alternativas la número 2, debido a que los trabajos que se tengan que hacer durante el proceso constructivo, se reducen notoriamente con respecto al sitio número 1, facilitando las actividades a realizar para la construcción del modelo. La forma, configuración, elevación y superficie del terreno fueron factores importantes que influyeron para la elección del sitio.

Los trabajos preliminares a realizar en el sitio seleccionado se resumen, principalmente, en

- a) Despalme y acondicionamiento del terreno, considerando trasplante de algunos árboles a otras zonas existentes en el lugar.
- b) Nivelación compensada en algunas zonas del terreno, ya que en su mayor parte la diferencia de niveles es baja.
- c) Compactación del terreno al 90% proctor.
- d) Desplante de la losa que conformara la plataforma del cajón principal del modelo.

## **Escala del modelo**

El siguiente aspecto fue seleccionar una escala adecuada para el modelo, la cual pudiera albergar en el sitio seleccionado tanto el cajón principal como la infraestructura exterior del modelo, así

como garantizar que los fenómenos hidráulicos que se representen sean observados adecuadamente, aunado con la disponibilidad del espacio para la realización de pruebas, las cuáles se describen en el capítulo IV.

Como el modelo es a superficie libre se diseño siguiendo el criterio de Froude, además tomando en cuenta el tamaño de la obra, el espacio disponible en el sitio y la capacidad de alimentación disponible, se escogió como escala de líneas 1:100, sin embargo para cumplir con la condición de semejanza entre el modelo y el prototipo se debio cumplir también con las siguiente relaciones entre escalas.

a) Escala de velocidades ( $v_e$ ), está escala se obtiene partiendo de la expresión conocida como número de Froude.

$$F = \frac{v}{\sqrt{g y}}$$

Por otro lado el cumplimiento de la condición de Froude obliga a que el número de Froude sea el mismo tanto para el modelo como en el prototipo, es decir que se debe cumplir que

$$F_p = F_m$$

por tanto

$$\frac{v_p}{\sqrt{g_p y_p}} = \frac{v_m}{\sqrt{g_m y_m}}$$

como  $v_e = \frac{v_p}{v_m}$  se obtiene la expresión siguiente

$$v_e = \frac{\sqrt{g_p y_p}}{\sqrt{g_m y_m}} = \sqrt{\frac{g_p}{g_m} \frac{y_p}{y_m}} = \sqrt{g_e y_e}$$

si en la ecuación anterior se considera que  $g_p = g_m$  entonces  $g_e = 1$ , y por otro lado como  $y_e$  es igual a

$$y_e = \frac{y_p}{y_m} = l_e$$

se obtiene finalmente que

$$v_e = \sqrt{l_e} \quad (\text{III.1})$$

expresión conocida como escala de velocidades, que garantiza la semejanza cinemática en este aspecto entre el modelo y el prototipo.

b) Escala de tiempos ( $t_e$ ). Para obtener esta escala se parte de que

$$v = \frac{d}{t}$$

donde  $d$  es la distancia y  $t$  el tiempo, con lo cual se puede escribir que

$$v_e = \frac{d_e}{t_e}$$

y puesto que  $d_e = l_e$  se obtiene

$$v_e = \frac{l_e}{t_e}$$

despejando  $t_e$  se llega a

$$t_e = \frac{l_e}{v_e}$$

y de acuerdo a la ec III.1, finalmente se obtiene que la escala de tiempos vale

$$t_e = \frac{l_e}{\sqrt{l_e}} = \sqrt{l_e} \quad (III.2)$$

c) Escala de gastos ( $Q_e$ ). A partir de la expresión conocida como

$$Q = v A$$

se puede escribir

$$Q_e = v_e A_e$$

donde  $A_e = l_e^2$  y  $v_e = \sqrt{l_e}$ ; según la ec III.1, sustituyendo se obtiene

$$Q_e = \sqrt{l_e} l_e^2 = l_e^{\frac{5}{2}} \quad (III.3)$$

expresión conocida como escala de gastos. Otra forma de obtener esta escala es partir de que

$$Q = \frac{\nabla}{t}$$

donde  $\nabla$  es el volumen; la cuál se puede escribir

$$Q_e = \frac{\nabla_e}{t_e}$$

donde  $\nabla = l_e^3$  y  $t_e = \sqrt{l_e}$ ; según la ec III.2, sustituyendo se llega a

$$Q_e = \frac{l_e^3}{\sqrt{l_e}} = l_e^{\frac{5}{2}}$$

d) Escala de rugosidades ( $n_e$ ), de Manning se tiene que

$$v = \frac{1}{n} R_h^{\frac{2}{3}} S^{\frac{1}{2}}$$

donde  $n$  es el coeficiente de rugosidad según Manning,  $R_h$  radio hidráulico y  $S$  la pendiente; por tanto se tiene

$$v_e = \frac{1}{n_e} R_{h_e}^{\frac{2}{3}} S_e^{\frac{1}{2}}$$

como  $S_p = S_m$  entonces  $S_e = 1$ , por lo que

$$v_e = \frac{1}{n_e} l_e^{\frac{2}{3}}$$

despejando  $n_e$  se tiene

$$n_e = \frac{l_e^{\frac{2}{3}}}{v_e}$$

de la ec III.1 se tiene que  $v_e = \sqrt{l_e}$ , para escribir finalmente

$$n_e = \frac{l_e^{\frac{2}{3}}}{l_e^{\frac{1}{2}}} = l_e^{\frac{1}{6}} \quad (\text{III.4})$$

expresión conocida como escala de rugosidades.

Para el caso particular del proyecto Huites se escogió que la escala de líneas  $l_e$  fuera igual a 100; con esta escala se obtuvieron los valores para cada una de las escalas determinadas anteriormente.

1. Escala de velocidades ( $v_e$ )

$$v_e = l_e^{1/2} = 100^{1/2} \approx 10$$

2. Escala de tiempos ( $t_e$ )

$$t_e = l_e^{1/2} = 100^{1/2} = 10$$

Para un día de operación se tiene que

$$t_m = t_p/t_e = 24/10 = 2.4 \text{ hr}$$

3. Escala de gastos ( $Q_e$ )

$$Q_e = l_e^{5/2} = 100^{2.5} = 100,000$$

Para el gasto de diseño se tiene que

$$Q_m = Q_p/Q_e = 22,000/100,000 = 0.22 \text{ m}^3/\text{s}.$$

4. Escala de rugosidades ( $n_e$ )

$$n_e = l_e^{1/6} = 100^{1/6} = 2.154$$

Para la  $n$  del prototipo igual a 0.014 se tiene que la del modelo vale

$$n_m = n_p/n_e = 0.014/2.154 = 0.0065$$

De acuerdo al valor obtenido en la escala de rugosidades del modelo y haciendo una comparación con los coeficientes de Manning ya establecidos resulta que el modelo será muy liso, lo cual no es cierto y lo que verdaderamente ocurre es que el modelo es mas rugoso que lo que indica el resultado obtenido, por lo que no se satisface esta condición y lo que se obtendrá es que los tirantes de agua resultarán más grandes lo cual se equilibra con el hecho de que no se esta tomando en cuenta el atrapamiento de aire.

## III.2 Infraestructura del modelo

La infraestructura requerida para el modelo de la presa Huites, esta integrada por la construcción de un cajón principal y un sistema de retorno de agua.

En el interior del cajón principal estarán representadas a escala los elementos que conforman las

características físicas del proyecto de la Presa Huites los cuales son: el vertedor, las topografías de aguas arriba y aguas abajo, y la cortina.

El sistema de retorno, esta compuesto del canal de descarga en un primer tramo y finaliza con el canal de retorno que conduce el agua hacia el cárcamo de bombeo.

Como ya se menciono anteriormente el modelo cuenta con infraestructura existente en el sitio para ser alimentado ya que satisface el gasto máximo requerido por el modelo. El sistema de alimentación esta compuesto por un cárcamo de bombeo, tres bombas, y un tanque elevado, en la fig III.1 se muestra en planta la infraestructura del modelo Huites.

### **III.2.1 Cajón Principal**

Conforme a la información proporcionada por la Comisión Nacional del Agua (CNA), sobre el levantamiento topográfico de la boquilla, así como la geometría y ubicación de la cortina y obra de excedencias, se llevo a cabo un análisis para determinar el área de influencia que sería factible representar físicamente en el modelo. Basados en el comportamiento y en la dirección del flujo, así como en la suposición del área que abarcaría el foso de socavación que se forma por efectos de la descarga del vertedor, se determino la orientación y geometría del cajón principal. En la fig III.2 se indica los límites que abarca el área de influencia del proyecto Huites.

El proceso constructivo del cajón principal en el campo se inició con el traslado de los puntos que delimitan el área de influencia en el plano topográfico, a la escala del modelo. A partir de estos datos y apoyados con nivel y teodolito se fijaron los límites del cajón principal en campo. El paso siguiente fue construir una plataforma de concreto armado sobre el área delimitada. La altura de los muros perimetrales fué variable, y se determinó tomando en cuenta tanto la topografía del lugar, como los puntos de mayor y menor elevación, esto es por un lado la elevación que alcanza la corona de la cortina y en el otro caso la suposición de la profundidad del foso de socavación que se formaría al pie del vertedor.

Con el objeto de evitar fugas que pudieran distorsionar los resultados que se obtendrían en el modelo, fue necesario garantizar que el interior del cajón principal fuera completamente impermeable, esto se logro mediante un sellado adecuado, para lo cuál fue necesario realizar tres actividades principales durante el proceso constructivo.

- a) Colocación de junta plástica entre uniones de colados en la plataforma del cajón.
- b) Dejar una superficie completamente lisa, tanto en muros como en la plataforma del cajón principal, por medio de la colocación de una capa de pasta de cemento pulido.
- c) Colocación de un caflán en la unión entre los muros y la plataforma del cajón.

En la parte exterior del cajón se colocaron contrafuertes de concreto, que permitieron rigidizar los muros. En la foto III.3 se observa una vista general del cajón principal durante su construcción.

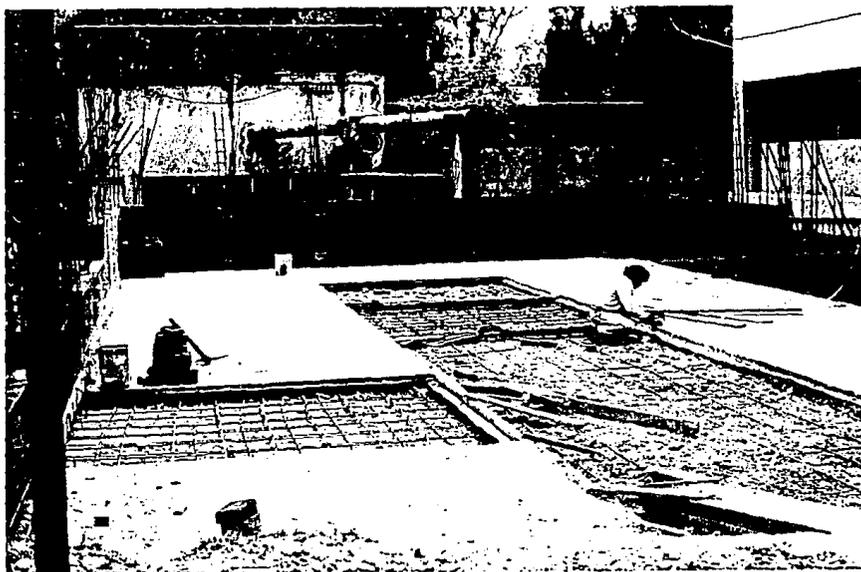


Foto III.3 Etapa de construcción del cajón principal

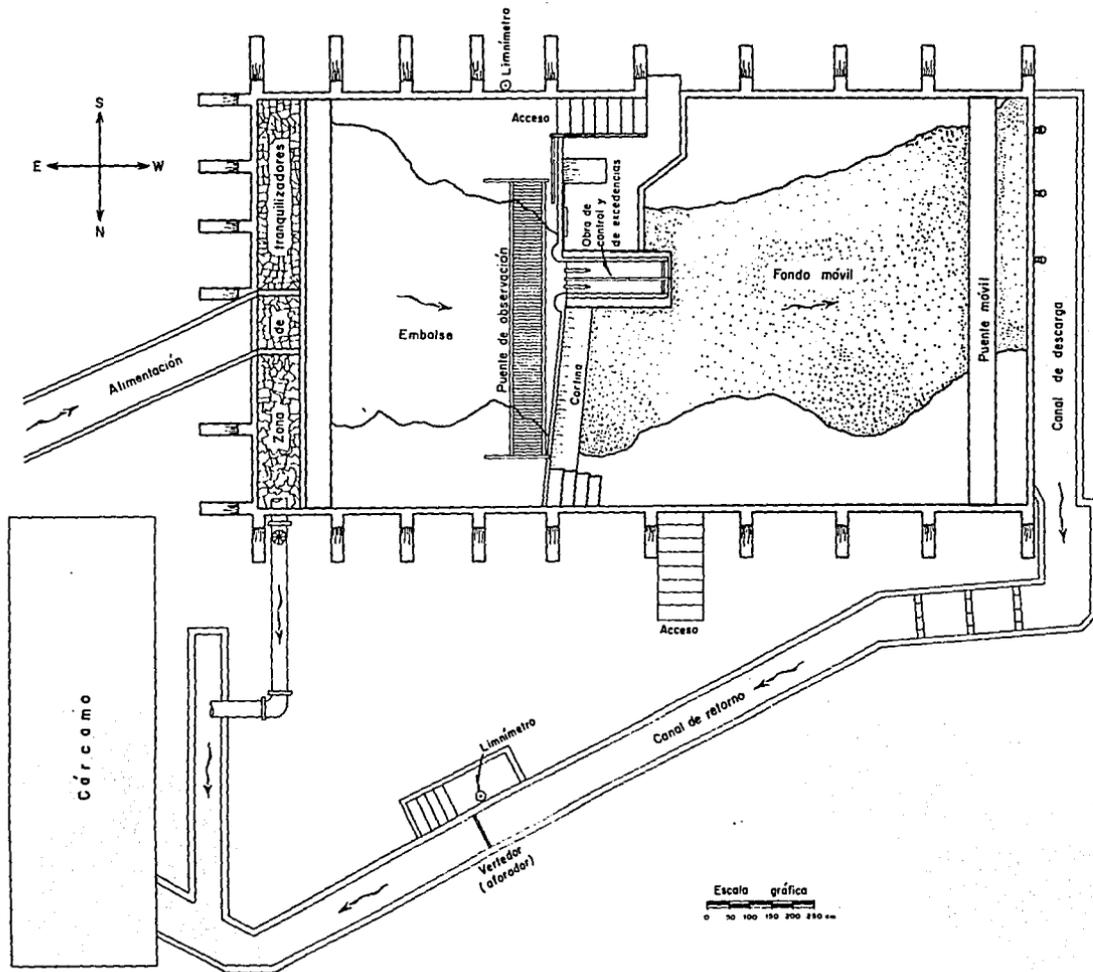


Fig III.1 Planta del modelo de la Presa Huites, Sinaloa

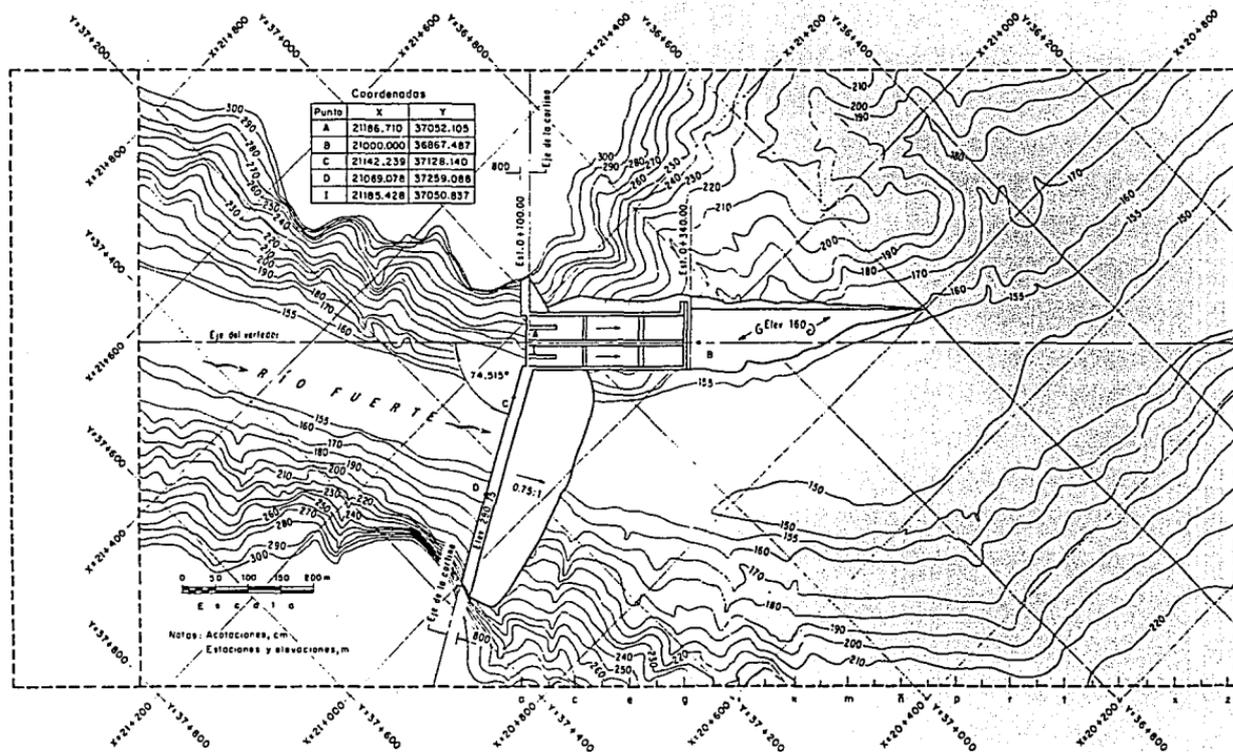


Fig III.2 Límites de la frontera a estudiar en el modelo



### **III.2.3 Canal de descarga, canal de retorno y aforador**

El canal de descarga se encuentra localizado al pie de la parte final del cajón principal, con respecto a la dirección del flujo (ver fig III.1), su función es la de captar, amortiguar y conducir el agua que ha transitado a lo largo del modelo para dirigirla hacia el canal de retorno. En su parte final el canal de descarga se comunica con el canal de retorno, cuya función es recibir y conducir la descarga de aguas hacia el cárcamo de bombeo, la geometría de ambos canales es similar.

Para el aforo de gastos se determino que el mejor lugar era en la parte final del canal de retorno, debido a que la longitud que tiene es adecuada. Los aforos se efectuaron por medio de un vertedor rectangular de pared delgada de 1.0 m de ancho, en la parte externa del canal se instaló un limnómetro con el objeto de medir la carga sobre el vertedor.

Para obtener resultados confiables en la lectura del vertedor y limnómetro fue necesario evitar infiltraciones a lo largo de ambos canales por medio de un buen aplanado y pulido. La colocación de rejillas que impidieran el paso de hojarasca, incorporados a tranquilizadores verticales situados antes del vertedor, hicieron que el régimen de agua fuera adecuado para tener un aforo correcto.

## **III.3 Proceso constructivo del vertedor**

El estudio del funcionamiento hidráulico del vertedor, ocupa uno de los dos aspectos que tiene por objetivo esta tesis, es por ello que su construcción dentro del cajón principal dada su importancia, ocupa uno de los aspectos más importantes en este estudio, para ello durante esta etapa se puso especial cuidado así como tener la mejor precisión durante su construcción.

### **III.3.1. Vertedor**

Para describir el proceso constructivo del vertedor, se hará referencia primeramente a la fig III.2, la cual presenta el proyecto civil sobre la topografía del lugar delimitado por el área de influencia,

del vertedor dentro del cajón principal.

Se inicio con trasladar el eje de la cortina vertedora o (est. 0+100), que es una línea que se encuentra a 10.49 m. a partir del extremo final del cajón y que es perpendicular al lado largo de este, el siguiente paso fue trazar el eje longitudinal del vertedor, cuya posición parte de medir 3.93 m. sobre la estación 0+100 medidos de margen izquierda a derecha, la intersección de estas dos líneas definen el punto A. Por último se trazo el eje de la cortina, el cual parte del punto I que se encuentra a 0.018 m. del punto A medidos sobre el eje longitudinal; a partir de este punto y con un ángulo 74.515 se define la posición de este eje.

A partir de estos ejes se ubico una mesa de apoyo para el vertedor, que también servirá como banco de nivel para la construcción del modelo, cuya superficie se hizo coincidir con el nivel del lecho del río, cota 150 m.s.n.m.m., a partir de está condición y suponiendo que se llegarán a presentar erosiones al pie del vertedor del orden de los 80.0 m. de profundidad en el caso mas desfavorable, se determino que la altura de la mesa debería ser igual a  $80/100 = 0.80$  m.

Sobre la superficie de la mesa se trazo la proyección de los ejes antes mencionados y a partir de las figs II.3 y II.4 se ubico y trazo la geometría en planta del vertedor. Por medio de dos tarrajas de lamina, que definen la forma del perfil del vertedor se fue forjando su cuerpo, tal como se aprecia en la foto III.4, ya en la parte superior y apoyados en ambas tarrajas se fue razando el concreto hasta dejar una superficie completamente lisa, sobre esta superficie nuevamente se procedió a trazar la proyección en planta tanto de las pilas como de los muros laterales y central. El muro intermedio se construyo colocando primeramente pequeñas piezas de alambón sobre el eje longitudinal que ayudaron reforzarlo y con ayuda de tarrajas de madera se fue conformando este muro. Siguiendo el mismo criterio se construyeron los muros laterales.

Las pilas se fabricaron de madera y por medio de pernos se fijaron en sus respectivas posiciones, las compuertas se fabricaron de lucita, que es un material plástico transparente que permite observar el comportamiento del flujo de agua a la entrada del vertedor, estas compuertas se fijaron mediante un sistema de tensores; por último se construyeron los estribos, sin embargo para este caso fue

necesario que la cortina estuviera construida, para poder apoyar en la parte superior las tarrajas de lamina en forma horizontal. Las fotos III.4, III.5 y III.6 presentan diferentes etapas durante la construcción del vertedor.



Foto III.4 Proceso constructivo del vertedor



Foto III.5 Proceso constructivo del vertedor



Foto III.6 Proceso constructivo del vertedor

### **III.3.2 Cortina**

La cortina de la Presa Huites, se localiza en la margen derecha del vertedor, su orientación en el modelo la define el eje de la cortina (ver fig III.2).

Para su construcción en el modelo se determino la elevación de la corona 290.75 m.s.n.m.m., tomada con respecto al banco de nivel del modelo, a partir de estos datos se construyo un muro vertical, sobre el eje de la cortina, cuyo paramento aguas arriba fuera impermeable; A partir de la corona y sobre el paramento aguas abajo, se dejo una superficie inclinada con talud 0.75:1.

### **III.3.3 Topografía de aguas arriba**

El criterio que se siguió para representar la topografía del lugar dentro del cajón, consistió en definir sobre el plano topográfico, la ubicación aproximada del eje del río, a partir del cual se trazaron líneas perpendiculares igualmente espaciadas a todo lo largo del eje; A partir de estos trazos se elaboro una tabla de datos en los que se registrarón cada uno de los cruces de las secciones con las líneas de igual nivel (topografía). En campo se definió el eje del río y basándonos en los datos registrados en la tabla mencionada anteriormente se ubicaron, por medio de tramos de varilla, la posición de cada uno de los cruces. Por medio de tránsito y regla graduada al milímetro se determinio la elevación de cada varilla, finalmente se conformo la superficie, a base de concreto siguiendo la distribución de varillas.

Con objeto de disminuir el volumen de relleno en el área que abarca la topografía, se ubicaron muros de confinamiento verticales en ambas márgenes del río, cuya posición se determino en base a la dirección del flujo así como con la elevación de las curvas de nivel. Posteriormente en la parte superior de los muros se colocaron losas horizontales de concreto, sirviendo estas a la vez como plataformas de observación. Entre los muros de confinamiento se aumento el nivel del piso por medio de la colocación de tepetate bien compactado hasta la cota 150 m.s.n.m.m. posteriormente se colocó un relleno de tepetate siguiendo la topografía aproximada del terreno, para que sobre éste se fijaran las varillas antes mencionadas, en la foto III.7 se muestra el proceso seguido para

configurar la topografía aguas arriba.

### **III.3.4 Topografía aguas abajo**

Partiendo del mismo criterio que el utilizado para la topografía aguas arriba, se proyectó y trazo, tanto el eje del río como las líneas perpendiculares a él, pero debido a que se llevarán a cabo mediciones, para determinar la erosión de aguas abajo del río, fue necesario simular la configuración topográfica mediante fondo móvil, constituido por grava. Para ello se desplantaron las varillas, a partir de la losa del cajón principal, las cuales permitirán en forma rápida configurar el terreno cuantas veces sea necesario. En este caso las varillas fueron de longitud variable, según la curva de nivel a la que pertenecieran, y tomando en cuenta que se colocarían tubos desmontables de longitud constante, sobre las varillas, se procedió a nivelar cada una de ellas.

El muro aguas abajo del cajón principal se construyó, siguiendo el perfil topográfico correspondiente a ese lugar. Para desalojar el agua que se almacenaría en este lugar se instalaron 3 tubos, controlados con válvulas en la parte inferior del muro extremo del cajón principal.

Debido a que el fenómeno de socavación se presentara solo en una cierta zona, se delimitó la configuración de fondo móvil, mediante la colocación de muros de confinamiento en ambos márgenes. En la foto III.8 se aprecia una vista de la topografía aguas abajo y de los muros de confinamiento.

### **III.3.5 Instrumentación y estructuras adicionales**

Con respecto a la instrumentación del modelo se dibujaron escalas para lecturas de niveles, tanto en el paramento aguas arriba de la cortina como en el paramento aguas abajo. Sobre el margen izquierdo del cajón principal, se colocó un limnómetro en la zona de topografía aguas arriba y también sobre el canal de retorno.

Para llevar a cabo el levantamiento de la topografía aguas abajo, se adaptó sobre los muros laterales del cajón un puente corredizo provisto de un riel que permite su deslizamiento, este puente está provisto de barras graduadas que permitirán reproducir la configuración del terreno.

Para poder apreciar los fenómenos a estudiar en el modelo se dispuso de una área en la margen izquierda del vertedor, que permite el acceso hacia la parte superior de la topografía aguas arriba, sobre esta topografía se colocó un puente corredizo que comunica la margen izquierda con la derecha de este lugar, y a través de ella se tiene una vista superior del vertedor. En la fig III.1 se muestra esquemáticamente la ubicación de los dos puentes.

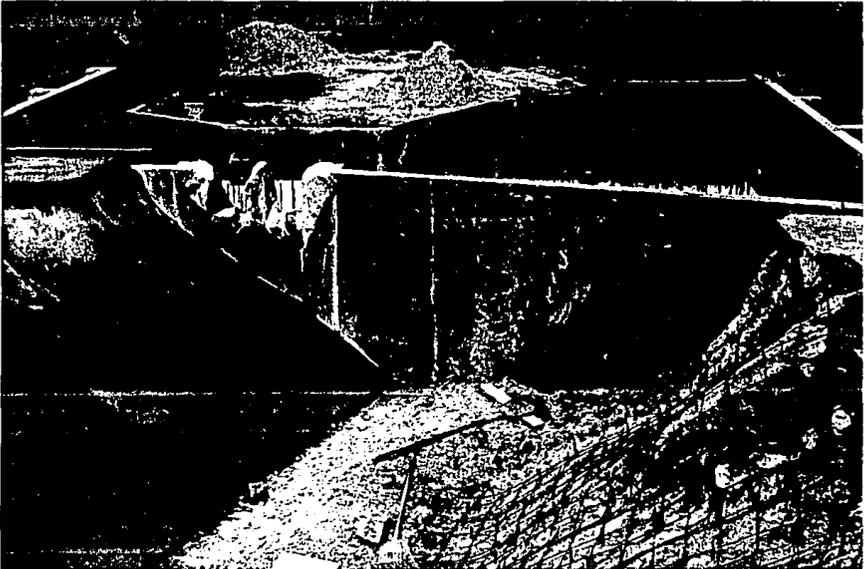


Foto III.7 Proceso constructivo de la topografía aguas arriba

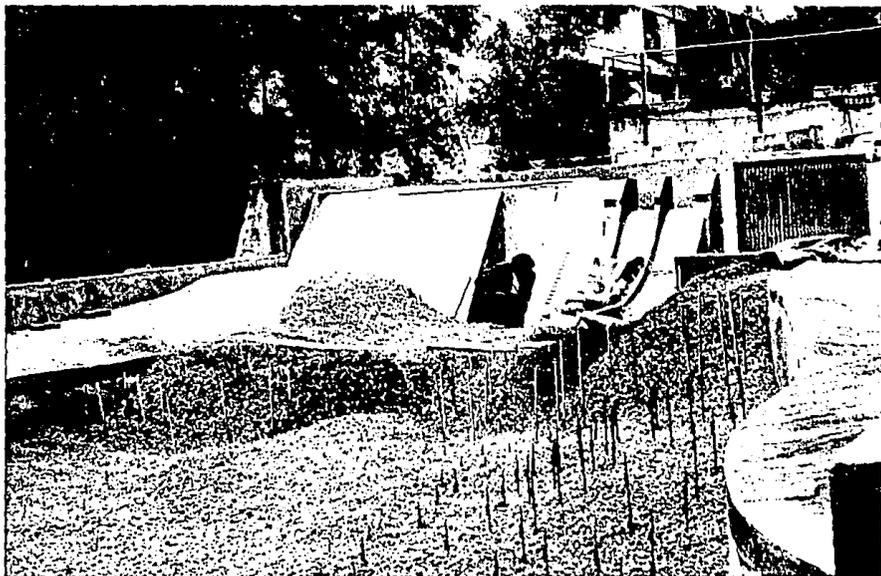


Foto III.8 Proceso constructivo de la topografía aguas abajo

## **IV. ENSAYES Y MODIFICACIONES**

### **IV.1 Puesta en marcha del modelo y modificaciones**

#### **Funcionamiento hidráulico de la obra de excedencias**

Durante la operación del modelo se observaron los fenómenos siguientes

- a) Para gastos bajos, esto es, menores a  $5,000 \text{ m}^3/\text{s}$ , (50 litros/s en el modelo), el funcionamiento resulta aceptable pero no así para gastos mayores a él.
- b) El flujo en los accesos no es uniforme, debido a que las líneas de corriente se separan formando depresiones alrededor de ellos, ver foto IV.1
- c) Se observa que al chocar el agua con la nariz de las pilas se forma una protuberancia sobre la parte frontal de la nariz, ver foto IV.1, dando origen a la formación de ondas que al cruzarse unas con otras, alteran la entrada del flujo al vertedor.

- d) Se presenta una depresión del escurrimiento en las paredes laterales de los estribos, provocando una sobreelevación del tirante aguas abajo de ellas; conforme aumenta el gasto se hace mas notable el fenómeno.
- e) Para descargas superiores a  $5000 \text{ m}^3/\text{s}$ , se forma una protuberancia aguas abajo de las pilas que aumenta considerablemente conforme se incrementa el gasto, la cuál es muy inestable.
- f) El flujo de agua, para descargas del orden de  $18,000 \text{ m}^3/\text{s}$  (180 litros/s en el modelo), pega sobre los pernos de las compuertas.
- g) Para gastos del orden de  $19,000 \text{ m}^3/\text{s}$  (190 litros/s en el modelo), la altura del muro divisor y de los laterales es rebasada por el agua.

En las fotos IV.1, IV.2 y IV.3 se observan diferentes condiciones del funcionamiento hidráulico del vertedor, para la geometría originalmente propuesta.



Foto IV.1



Foto IV.2



Foto IV.3

## **IV.2 Modificaciones primarias**

Con el objeto de disminuir al máximo los fenómenos negativos, cuyos efectos pongan en peligro la estabilidad de la estructura, así como provocar un mal funcionamiento hidráulico del vertedor, fue necesario proponer algunas modificaciones en la geometría del vertedor, los cuales se describen a continuación.

### **Modificaciones en los accesos**

Para contrarrestar la no uniformidad del flujo a la entrada de el vertedor, se propuso aumentar las dimensiones de los estribos, tanto en la margen derecha como en la izquierda. Con el nuevo diseño propuesto se observo que la dirección del flujo en la entrada del vertedor se uniformizaba, esto debido a que la líneas de corriente que ingresan al vertedor siguen la periferia de la nueva geometría para ajustarse en dirección aproximadamente perpendicular al eje de la cortina vertedora. También se observó que con esta modificaciones disminuye notablemente la depresión formada en las caras internas de los accesos, logrando con ello que el perfil del agua fuera mas uniforme, por lo que la modificación en los accesos resulta ser adecuada y ofrece un buen funcionamiento hidráulico para los gastos de trabajo, esto es para gastos de 2,000 m<sup>3</sup>/s, 6,000 m<sup>3</sup>/s, y 12,000 m<sup>3</sup>/s, sin embargo para el gasto de diseño de 19,000 m<sup>3</sup>/s, se observa que se vuelve a forma ligeramente la depresión en los accesos, en la foto IV.4 se observa el funcionamiento con la nueva geometria de los accesos.

### **Modificación en la nariz de las pilas**

En base a una serie de ensayos realizados sobre la nariz de las pilas, que consistieron en colocar provisionalmente moldes de lámina con diferentes desplomes, se observó que para los distintos gastos de descarga, la formación de la protuberancia debido al choque del flujo con la nariz se suavizaba, dando como resultado que la formación de ondas, prácticamente se eliminara, haciendo con esto que el flujo de agua a la entrada se presenta mas estable, disminuyendo así el tirante, y evitando que el flujo pegué en los pernos de las compuertas, en la foto IV.5 se muestra la como se colocaron provisionalmente los moldes de lamina, en las nariz de las pilas.



Foto IV.4

#### **Modificación en la altura de los muros laterales y separatriz**

Debido a que para gastos grandes se observó un desbordamiento importante, tanto en muros laterales como central, se modificó la altura de éstos a 10.0 m (0.1 m en el modelo), a todo lo largo del vertedor, a fin de poder realizar las pruebas de tirantes para los distintos gastos de operación, estas pruebas se describen mas adelante.

#### **Modificación en la cola de las pilas**

Para disminuir el fenómeno de la protuberancia formada en la cola de las pilas, se acordó prolongar la parte final de estas, por medio de un muro separatriz hasta la parte final del vertedor, a fin de eliminar esta protuberancia (ver foto IV.5). A pesar de que el funcionamiento mejora notablemente, se descarto esta opción debido a que la construcción de los muros adicionales representaría un atraso en los programas de obra además que implica un costo sumamente alto de construcción, debido a esto se continuo estudiando este aspecto, para que finalmente se determinara un diseño definitivo, que mas adelante en las modificaciones secundarias de este capítulo se describe.

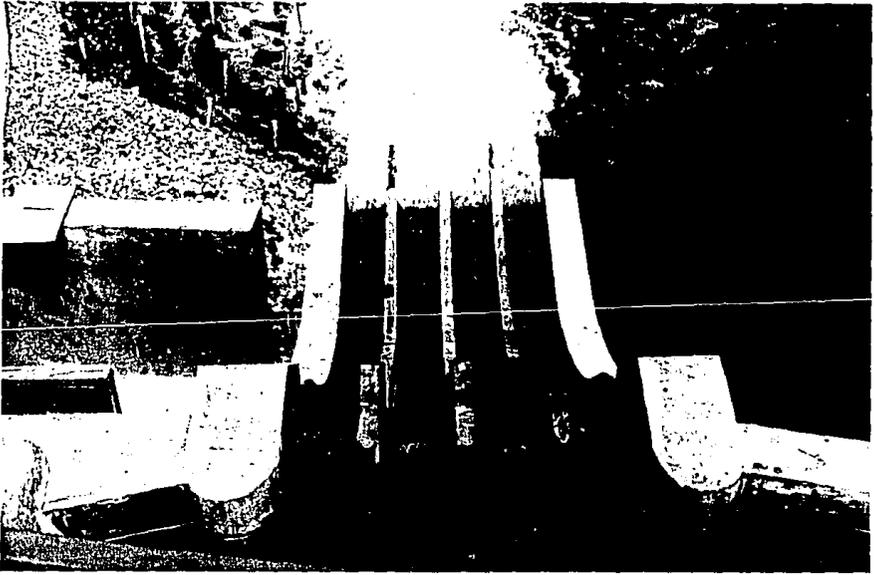


Foto IV.5

### IV.3 Pruebas de tirantes en la rápida

La prueba de tirantes en la rápida consiste en determinar el perfil hidráulico del agua, para cada uno de los gastos de operación, a partir de mediciones efectuadas en diferentes secciones a lo largo del vertedor, con ello se podrán definir las alturas de revestimiento en los muros laterales y central, y evitar con ello posibles desbordamientos de agua a lo largo de la misma. La metodología para la obtención del perfil del agua, en el modelo fue la siguiente

- 1.- Marcar sobre los muros del vertedor las secciones de interés.
- 2.- Aplicar una capa de pintura de agua a todo lo largo de los muro de ambas márgenes.
- 3.- Descargar el gasto deseado, según curva elevaciones-gastos del vertedor.
- 4.- Dejar operando el modelo durante 20 min con el objeto de que se estabilicen los niveles de agua .

- 5.- Vaciar el modelo, y proceder a medir verticalmente a partir de la plantilla, en cada una de las secciones marcadas, los niveles alcanzados por el agua, hasta donde se inicie la mancha de pintura.
- 6.- Dibujar el perfil hidráulico para los distintos gastos, en base a las lecturas obtenidas en el punto 4, para cada uno de los muros.

En la fig IV.1 se muestra el criterio seguido para la numeración de los muros.

En las tablas IV.1a, IV.1b, IV.1c, y IV.1d se registraron los resultados de las pruebas efectuadas, y en las figs IV.2a, IV.2b, IV.2c, y IV.2d se observa el perfil hidráulico para los distintos gastos.

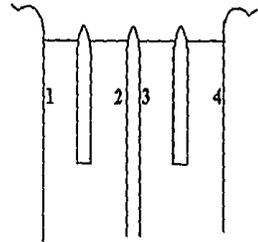


Fig.IV.1 Numeración de los muros

### IV.3.1 Perfil teórico del agua

Para el cálculo del perfil teórico del agua a lo largo del vertedor, se parte de aplicar la ecuación de la energía entre dos secciones, de acuerdo con esto se tiene lo siguiente

$$E_i + \Delta z_i = E_{i+1} + h_{f_{i,i+1}}$$

donde  $E_i$  es la energía específica en la sección  $i$ , en m;  $\Delta z_i$  es el desnivel entre las secciones  $i$  e  $i+1$ , en m;  $E_{i+1}$  es la energía específica en la sección  $i+1$ , en m;  $h_f$  pérdidas por fricción de la sección  $i$  a la  $i+1$ , en m.

Observando la fig IV.3 se tiene que la ecuación de la energía se escribe como

$$y_i \cos \theta_i + \frac{v_i^2}{2g} + \Delta z_i = y_{i+1} \cos \theta_{i+1} + \frac{v_{i+1}^2}{2g} + h_{f_{i,i+1}}$$

donde  $y$  es el tirante, en m;  $\theta$  es el ángulo de tangencia en ese punto, medido en grados;  $v$  velocidad, en m/s;  $g$  aceleración de la gravedad, en m/s<sup>2</sup>. Las pérdidas por fricción se calculan como

$$h_{f,i,i+1} = \Delta L_{i,i+1} \left( \frac{n \bar{v}_{i,i+1}}{\overline{R}h_{i,i+1}^{2/3}} \right)^2$$

donde  $\Delta L$  es la longitud de plantilla del vertedor que existe entre la sección  $i$  a la  $i+1$ , en m;  $n$  coeficiente de rugosidad, según Manning;  $\bar{v}$  velocidad promedio entre la sección  $i,i+1$ , en m/s; y  $\overline{R}h$  es el radio hidráulico promedio entre las secciones  $i,i+1$ .

Definidas las secciones a lo largo del vertedor, el método se resume en aplicar la ecuación de la energía entre dos puntos, iniciando de aguas arriba a aguas abajo considerando que la sección  $i$  será el punto más alto del vertedor (cresta del cimacio), en este punto se supone para fines prácticos que se presenta el tirante crítico  $y_c$ , el cuál se calcula con la ecuación

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{B^2 g}}$$

donde  $Q$  es el gasto, en m<sup>3</sup>/s;  $B$  ancho de la superficie libre, en m.

A partir del tirante crítico calculado, se determina la velocidad crítica dada por la expresión siguiente

$$v_c = \frac{Q}{A_c}$$

donde  $v_c$  es la velocidad crítica, en m/s;  $A_c$  es el área crítica.

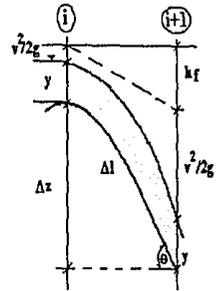


Fig. IV.3 Energía en dos secciones

Obtenidos estos valores y puesto que  $\theta$  y  $\Delta z$  en el punto  $i$  son conocidos, se puede determinar la energía en  $i$ , lo cual no ocurre para la energía en  $i+1$ , en la cual se deja todo en términos del tirante  $y_{i+1}$  y mediante un procedimiento de iteración, se obtiene el tirante en la sección  $i+1$ , de igual forma se procede para la siguiente sección con la diferencia de que ahora el tirante calculado  $y_{i+1}$  se considerara como el  $y_i$  en el cálculo siguiente.

Finalmente, se repite el procedimiento para cada una de las descargas de trabajo considerando dos condiciones para la rugosidad, la primera con  $n = 0.014$  y la segunda con  $n = 0.018$ .

Aplicando la metodología anterior al proyecto Huites se obtuvieron los resultados siguientes que están señalados en las tablas IV.2a y IV.2b.

#### **IV.4 Gasto de despegue y retroceso**

Generalmente, en la cubeta deflectora se presentan dos tipos de funcionamiento hidráulico, estos se conocen como gasto de despegue y gasto de retroceso.

El gasto de despegue se define como el gasto registrado en el instante en que el flujo de agua despegue libremente del labio de la cubeta deflectora. Este funcionamiento se origina a partir de que el gasto descargado por el vertedor, va aumentando en forma gradual, formándose un salto hidráulico ahogado en la cubeta, el cuál se va barriendo hasta llegar al labio de la cubeta, y en ese momento el flujo despegue libremente en forma de chorro.

El gasto de retroceso se presenta cuando el gasto vertido disminuye gradualmente, originando que el chorro disminuya, hasta formar un salto hidráulico en el labio de la cubeta, en este instante es cuando se registra el gasto de retroceso. Este gasto según se ha podido comprobar en varios modelos resulta ser menor que el gasto de despegue.

Punto	Estación	Elevación	NIVEL DE LA SUPERFICIE LIBRE DEL AGUA MEDIDO VERTICALMENTE, EN M					Salto hidráulico en la cubeta
			Qt=2000m³/s	Qt=4400m³/s	Qt=12000m³/s	Qt=19000m³/s	Qt=22000m³/s	
1	0+95.197	253.97	11.0	14.0	21.2	24.0	25.7	
2	0+104.803	258.00	5.5	8.5	17.2	19.8	20.2	
3	0+114.427	256.03	4.0	6.6	16.0	20.3	21.3	
4	0+131.500	246.34	3.3	5.1	14.4	20.9	23.0	
5	0+148.524	230.10	3.0	5.0	14.0	18.0	23.3	
6	0+161.024	216.07	2.4	4.1	12.3	14.3	19.4	
7	0+174.177	204.08	2.0	3.1	10.2	12.3	12.9	
8	0+189.537	192.79	2.0	3.1	8.8	9.3	10.0	
9	0+207.887	182.28	2.0	3.1	8.5	8.7	9.9	
10	0+226.100	174.51	1.9	2.9	6.8	8.5	9.7	
11	0+247.411	168.28	1.7	2.3	6.8	8.5	10.0	
12	0+266.350	165.10	1.5	2.7	7.0	8.1	9.3	10.5
13	0+286.046	164.00	1.7	3.0	7.2	8.3	9.2	13.6
14	0+305.480	165.07	2.1	2.7	7.4	8.0	9.4	14.4
15	0+324.627	168.28	2.0	2.8	7.1	7.9	9.0	10.1

Tabla IV.1a Perfil del agua en el muro 1

Punto	Estación	Elevación	NIVEL DE LA SUPERFICIE LIBRE DEL AGUA MEDIDO VERTICALMENTE, EN M					Salto Hidráulico en la cubeta
			Qt=2000m³/s	Qt=4400m³/s	Qt=12000m³/s	Qt=19000m³/s	Qt=22000m³/s	
1	0+95.197	253.97	11.5	15.5	21.9	25.8	28.7	
2	0+104.803	258.00	5.5	8.0	17.0	21.8	24.7	
3	0+114.427	256.03	4.1	6.5	15.5	19.3	22.2	
4	0+131.500	246.34	3.1	5.0	14.3	17.0	21.5	
5	0+148.524	230.10	3.2	4.0	13.8	16.3	22.0	
6	0+161.124	216.07	2.5	3.8	12.5	14.8	19.1	
7	0+174.177	204.08	2.1	3.2	11.0	13.3	14.1	
8	0+189.537	192.79	1.9	3.2	10.0	9.9	11.1	
9	0+207.887	182.28	1.8	3.2	10.0	9.4	10.2	
10	0+226.100	174.51	1.7	2.9	7.5	9.7	9.9	
11	0+247.411	168.28	1.6	2.6	6.8	9.8	10.0	
12	0+266.350	165.10	1.6	2.7	7.3	8.0	9.8	10.3
13	0+286.046	164.00	1.6	2.9	7.6	7.5	9.9	13.5
14	0+305.480	165.07	2.1	3.0	7.4	8.4	10.3	14.1
15	0+324.627	168.28	2.2	3.0	7.5	8.5	10.7	10.6

Tabla IV.1b Perfil del agua en el muro 2

Punto	Estación	Elevación	NIVEL DE LA SUPERFICIE LIBRE DEL AGUA MEDIDO VERTICALMENTE, EN M					Salto Hidráulico en la cubeta
			Qt=2000m³/s	Qt=4400m³/s	Qt=12000m³/s	Qt=19000m³/s	Qt=22000m³/s	
1	0+95.197	253.97	11.3	15.5	22.2	23.9	27.9	
2	0+104.803	258.00	5.4	8.4	16.7	21.5	23.7	
3	0+114.427	256.03	4.2	6.7	15.1	20.3	21.0	
4	0+131.500	246.34	3.2	5.2	14.3	20.2	20.7	
5	0+148.524	230.10	3.0	5.1	14.1	18.1	21.9	
6	0+161.124	216.07	2.0	4.0	12.1	14.2	18.6	
7	0+174.177	204.08	2.0	3.8	9.9	11.3	13.2	
8	0+189.537	192.79	2.0	3.2	9.5	9.8	10.4	
9	0+207.887	182.28	2.0	3.2	8.9	9.8	10.1	
10	0+226.100	174.51	1.7	3.2	6.8	8.6	9.9	
11	0+247.411	168.28	1.5	3.0	6.5	8.5	9.5	
12	0+266.350	165.10	1.6	2.6	7.1	8.3	9.3	10.8
13	0+286.046	164.00	1.6	3.0	7.3	8.4	9.2	13.7
14	0+305.480	165.07	1.7	2.9	7.5	8.5	9.4	14.0
15	0+324.627	168.28	1.9	3.0	7.5	8.6	9.6	10.4

Tabla IV.1c Perfil del agua en el muro 3

Punto	Estación	Elevación	NIVEL DE LA SUPERFICIE LIBRE DEL AGUA MEDIDO VERTICALMENTE, EN M					Salto Hidráulico en la cubeta
			Qt=2000m <sup>3</sup> /s	Qt=4400m <sup>3</sup> /s	Qt=12000m <sup>3</sup> /s	Qt=19000m <sup>3</sup> /s	Qt=22000m <sup>3</sup> /s	
1	0+95.197	253.97	11.1	14.0	22.7	25.8	28.	
2	0+104.803	258.00	5.4	8.0	16.7	19.8	22.4	
3	0+114.427	256.03	4.2	6.5	15.7	18.8	21.3	
4	0+131.500	246.34	3.1	5.1	14.0	18.8	21.2	
5	0+148.524	230.10	3.0	5.1	12.9	17.1	20.9	
6	0+161.124	216.07	2.8	4.5	12.0	13.9	17.4	
7	0+174.177	204.08	2.1	3.7	11.0	12.0	12.3	
8	0+189.537	192.79	1.9	3.0	9.0	8.9	10.0	
9	0+207.887	182.28	2.0	3.2	10.0	7.8	9.8	
10	0+226.100	174.51	2.0	2.7	6.5	7.5	9.7	
11	0+247.411	168.28	1.7	2.4	6.8	7.8	10.1	
12	0+266.350	165.10	1.7	2.7	7.0	7.8	9.6	10.4
13	0+286.046	164.00	1.8	2.7	7.5	8.1	9.2	13.2
14	0+305.480	165.07	1.9	2.7	7.8	8.2	9.6	14.3
15	0+324.627	168.28	2.0	3.0	7.5	7.9	9.3	10.1

Tabla IV.1d Perfil del agua en el muro 4

Sección	Estación	Elevación	NIVEL TEORICO DE LA SUPERFICIE LIBRE DEL AGUA, EN M				
			Qt=2000m³/s	Qt=4400m³/s	Qt=12000m³/s	Qt=19000m³/s	Qt=22000m³/s
			2	0+104.803	258.00	7.51	12.71
3	0+114.427	256.03	6.08	10.38	12.80	17.44	19.25
4	0+131.500	246.34	3.09	5.91	7.58	10.84	12.13
5	0+148.524	230.10	2.10	4.22	5.52	8.16	9.22
6	0+161.024	216.07	1.81	3.69	4.86	7.29	8.28
7	0+174.177	204.08	1.65	3.37	4.47	6.74	7.68
8	0+189.537	192.79	1.54	3.15	4.18	6.33	7.22
9	0+207.887	182.28	1.47	2.99	3.97	6.03	6.88
10	0+226.100	174.51	1.44	2.90	3.84	5.85	6.66
11	0+247.411	168.28	1.43	2.84	3.76	5.66	6.52
12	0+266.350	165.10	1.44	2.83	3.74	5.67	6.46
13	0+286.046	164.00	1.47	2.86	3.76	5.68	6.47
14	0+305.480	165.07	1.50	2.88	3.77	5.80	6.48
15	0+324.627	168.28	1.58	2.97	3.87	5.86	6.6

Tabla IV.2a Perfil teórico del agua con  $n = 0.014$

Sección	Estación	Elevación	NIVEL TEORICO DE LA SUPERFICIE LIBRE DEL AGUA, EN M;				
			$Q_t=2000\text{m}^3/\text{s}$	$Q_t=4400\text{m}^3/\text{s}$	$Q_t=12000\text{m}^3/\text{s}$	$Q_t=19000\text{m}^3/\text{s}$	$Q_t=22000\text{m}^3/\text{s}$
2	0+104.803	258.00	7.51	12.71	15.63	21.23	23.41
3	0+114.427	256.03	6.12	10.43	12.85	17.5	19.31
4	0+131.500	246.34	3.11	5.94	7.61	10.88	12.18
5	0+148.524	230.10	2.13	4.25	5.56	8.20	9.27
6	0+161.124	216.07	1.84	3.72	4.90	7.33	8.32
7	0+174.177	204.08	1.68	3.41	4.51	6.79	7.73
8	0+189.537	192.79	1.58	3.20	4.23	6.39	7.28
9	0+207.887	182.28	1.52	3.04	4.02	6.09	6.94
10	0+226.100	174.51	1.51	2.96	3.90	5.90	6.73
11	0+247.411	168.28	1.50	2.92	3.84	5.79	6.60
12	0+266.350	165.10	1.53	2.92	3.83	5.75	6.56
13	0+286.046	164.00	1.57	2.96	3.86	5.78	6.58
14	0+305.480	165.07	1.62	2.99	3.89	5.80	6.60
15	0+324.627	168.28	1.73	3.10	4.01	5.94	6.75

Tabla IV.2b Perfil teórico del agua con  $n = 0.018$

La importancia de la determinación de estos gastos radica en que si se llegan a manejar gastos menores a ellos, durante las descargas, se podrían presentar erosiones al pie de la cubeta, y con ello poner en peligro la estabilidad de la estructura.

Para la determinación de los gastos de despegue y retroceso en el modelo se realizan dos pruebas con la metodología siguiente

#### **a) Determinación del gasto de despegue**

- 1.- Abrir paulatinamente la compuerta de alimentación al modelo, para permitir la entrada del flujo de agua al embalse y al bote del limnómetro.
- 2.- Observar los niveles de agua en el vaso, usando para ello la escala de elevaciones en el embalse.
- 3.- Detectar el instante en que el chorro despegue libremente del labio, y registrar la elevación del embalse.
- 4.- Por medio de la curva elevaciones-gastos del vertedor y la elevación registrada se obtiene el gasto de despegue.
- 5.- Esta operación se repite varias veces para tener una mayor confiabilidad en el valor del gasto de despegue.

#### **b) Determinación del gasto de retroceso**

Para conocer este gasto se procedió en forma inversa a como se obtuvo el gasto de despegue.

- 1.- Partiendo de una descarga, en la cuál el flujo despegue libremente por el vertedor, cerrar gradualmente la compuerta de alimentación al modelo.
- 2.- Observar el chorro cuyo tamaño gradualmente va disminuyendo para que en el instante en que se origina el salto hidráulico en el labio de la cubeta, se registre la elevación que alcanzo el agua en el embalse.
- 3.- Se repite este procedimiento varias veces para tener una mayor confiabilidad en el valor del gasto de retroceso.

De acuerdo con los dos procedimientos anteriores para el modelo de Huites se obtuvieron los valores siguientes

Gasto de despegue : 984 m<sup>3</sup>/s

Gasto de retroceso: 893 m<sup>3</sup>/s

#### IV.4.1 Gasto teórico de despegue

El cálculo de este gasto se hace con un procedimiento basado en la teoría del salto hidráulico y la de energía específica mínima y se resume en los pasos siguientes

- a) Se supone un tirante a la entrada de la cubeta y se considera que es igual al normal  $y_n$ , con él se calcula el gasto con la ecuación siguiente

$$Q = \frac{1}{n} A R_h^{\frac{2}{3}} S^{\frac{1}{2}}$$

donde  $Q$  es el gasto en m<sup>3</sup>/s;  $n$  coeficiente de rugosidad, según Manning;  $A$  área de la sección transversal, en m<sup>2</sup>;  $R_h$  radio hidráulico, en m, e igual al área entre el perímetro mojado; y  $S$  pendiente en la entrada de la cubeta.

- b) Conocido el  $Q$  se calcula el tirante crítico  $y_c$  con la ecuación siguiente

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

donde  $B$  es el ancho de superficie libre, en m;  $g$  aceleración de la gravedad, en m/s<sup>2</sup>.

- c) Con  $y_c$  se calcula la velocidad crítica  $v_c$  y se calcula la energía mínima  $E_{min}$  con la ecuación siguiente

$$E_{min} = y_c + \frac{v_c^2}{2g} + \Delta z$$

donde  $\Delta z$  es el desnivel entre el labio de salida y el punto más bajo de la cubeta, en m. Ver fig IV.4.

- d) Se considera que el  $y_n$  es igual al conjugado menor  $y_1$  del salto hidráulico y con él se calcula su conjugado mayor, que para una sección rectangular vale

$$y_2 = \frac{y_1}{2} ( \sqrt{1 + 8 F_1^2} - 1 )$$

$$F_1 = \frac{v_1}{\sqrt{g y_1}}$$

donde  $y_2$  es el conjugado mayor, en m;  $F_1$  número de Froude que corresponde al conjugado menor, adimensional;  $v_1$  velocidad que corresponde a  $y_1$ .

- e) Se dibujan las parejas de valores  $E_{min} - Q$  y  $y_2 - Q$ .
- f) Se repite el procedimiento varias veces.
- g) Se unen los puntos que corresponden a  $E_{min} - Q$  y  $y_2 - Q$ , respectivamente; donde se corten las dos curvas se tiene el gasto de despegue.

Aplicando la metodología anterior al proyecto Huites y de acuerdo con las figs IV.5a y IV.5b se encontró que el gasto de despegue vale

para un coeficiente de rugosidad de  $n = 0.014$ : **472 m<sup>3</sup>/s**

para un coeficiente de rugosidad de  $n = 0.018$ : **561 m<sup>3</sup>/s**

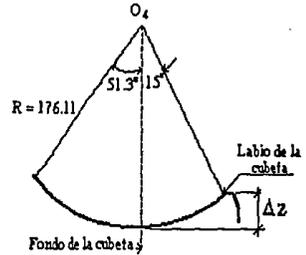


Fig IV.4 Perfil de la cubeta

## IV.5 Modificaciones secundarias

Estas modificaciones se refieren al estudio del efecto de la protuberancia que se presenta en la parte final de las pilas, que con el objeto de reducirla lo más posible, al igual que en la nariz de las pilas, se efectuaron ensayos con moldes de lámina y se observó que, con cola desplomada y la terminación más esbelta, prácticamente se evitaba la formación de la protuberancia y el funcionamiento resultaba adecuado para cada una de las descargas de trabajo, en la foto IV.6 se muestra la comparación de la protuberancia formada con el diseño original y su disminución con el diseño propuesto.

Por otro lado debido a restricciones establecidas en el proyecto original para estudiar y definir la geometría de los aireadores que llevará el vertedor (cuyo análisis queda fuera de los objetivos planteados en esta tesis), fue necesario disminuir el gasto unitario ocasionando con ello que el ancho de plantilla de los canales gemelos aguas abajo del cimacio, tuviera que aumentar 1.0 m de esta manera, cada canal tendrá un ancho de plantilla de 36.0 m, separados por un muro de 3.0 de ancho.



Foto IV.6

# GASTO DE DESPEGUE

Presa Huites,  $n=0.014$

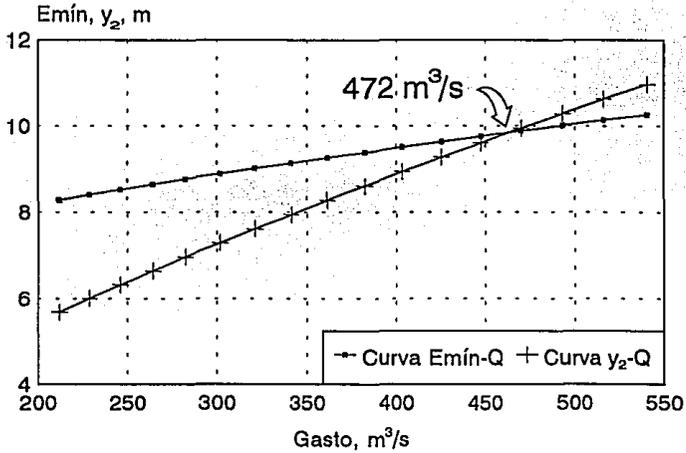


Fig IV.5a

# GASTO DE DESPEGUE

Presa Huites,  $n=0.018$

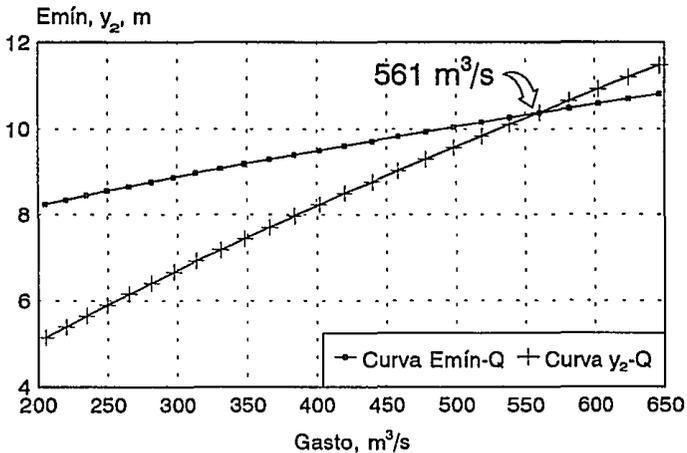


Fig IV.5b

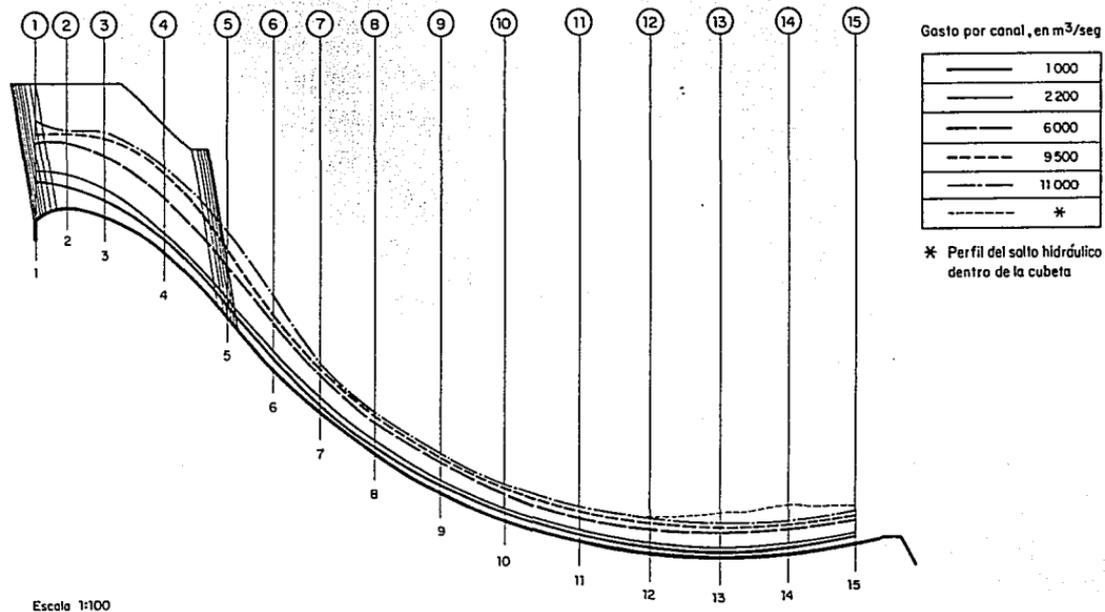


Fig IV.2a Nivel de la superficie libre del agua, muro 1

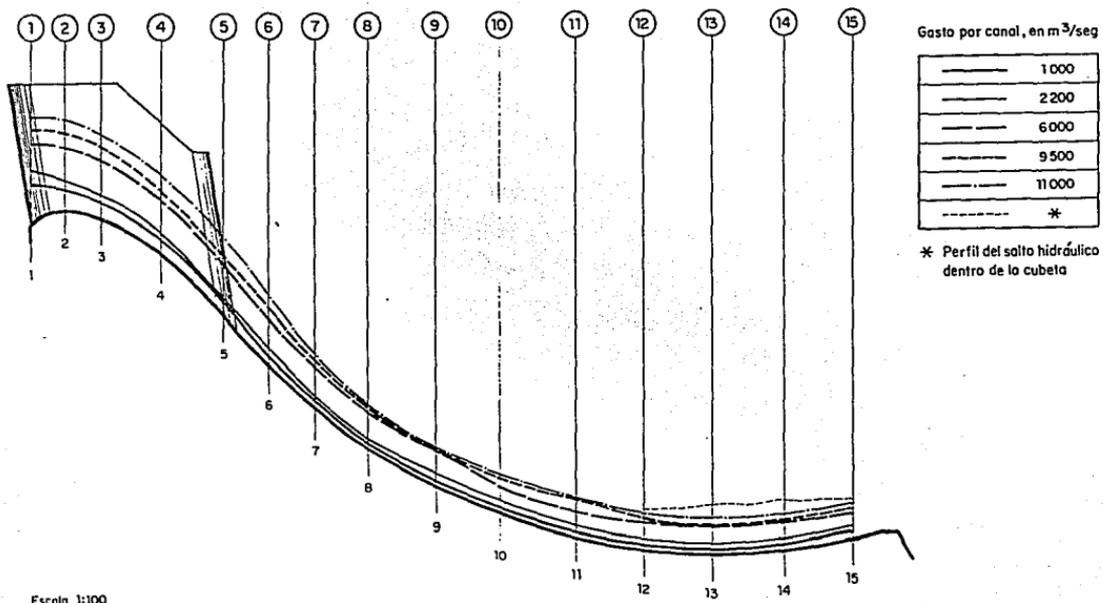


Fig IV.2b Nivel de la superficie libre del agua, muro 2

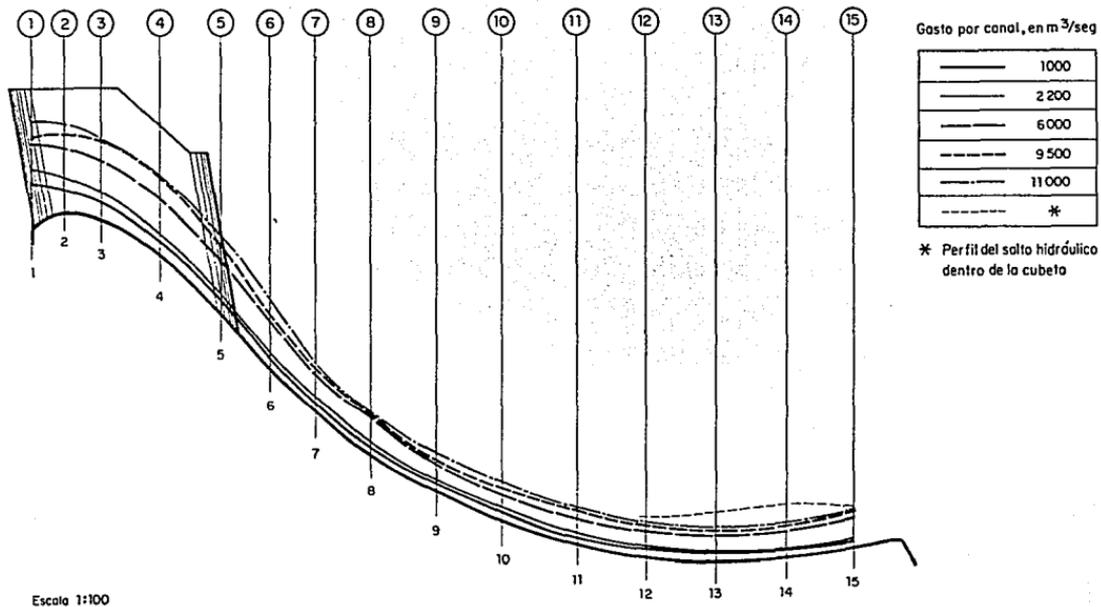


Fig IV.2c Nivel de la superficie libre del agua, muro 3

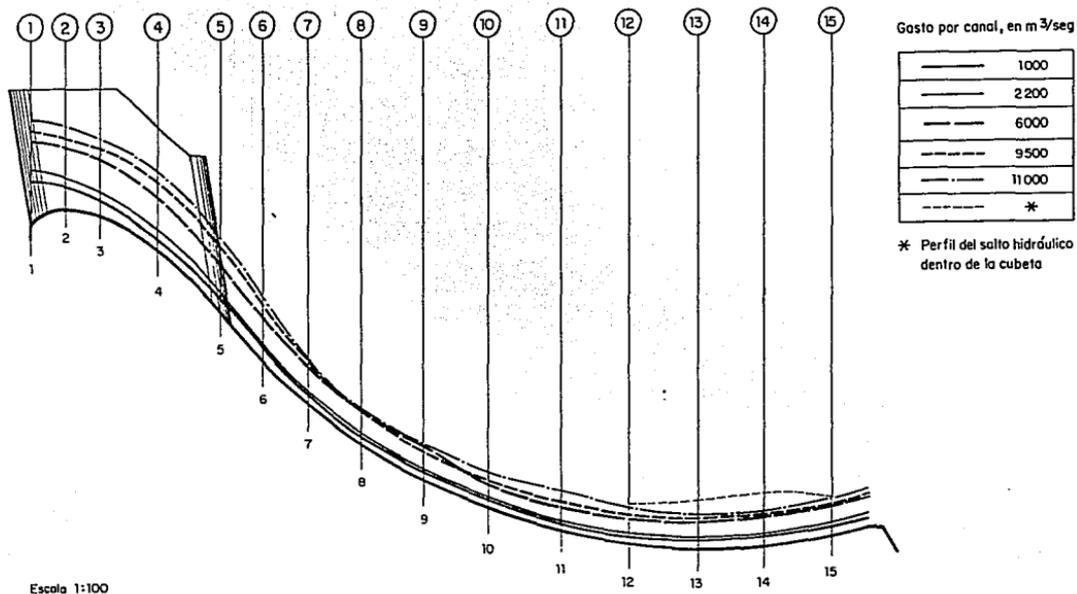


Fig IV.2d Nivel de la superficie libre del agua, muro 4

Con el objeto de no alterar el funcionamiento hidráulico, se ubico una zona de transición, en la que el cambio de geometría se presenta en forma gradual. En la figs IV.6a, IV.6b, IV.7a y IV.7b se muestra el diseño definitivo del vertedor basada en las modificaciones realizadas.

## **IV.6 Ensayes de erosión en el cauce**

El estudio de los efectos producidos por la descarga del vertedor constituyen un aspecto muy importante dentro del estudio de la obra de excedencias, ya que la acción del chorro sobre el lecho y márgenes del río tiene efectos destructivos debido a una fuerte acción erosiva, alterando y modificando la topografía natural del lugar, y en ocasiones poniendo en riesgo la estructura terminal de la obra de excedencias, en este caso una cubeta de lanzamiento. Es por esto que en base a los resultados que se obtengan de los ensayos realizados, se podrá evaluar e identificar el problema, permitiendo con ello tomar las acciones pertinentes a fin de garantizar el buen funcionamiento de la obra de excedencias.

Para evaluar este fenómeno en el modelo de la Presa Huites, se represento la topografía aguas abajo de la cortina con fondo móvil, que permitirá simular los efectos de la erosión en el cauce del río debidos a la descarga. Para ello se adapto un puente móvil provisto de barras deslizables que permitirán llevar a cabo el levantamiento topográfico de la zona erosionada.

Los ensayos se realizaron para dos tipo de fondo movil, uno con grava de 1/2" a 1", para simular las condiciones mas desfavorables, esto es suponiendo que en la zona de estudio la geología presentará roca fracturada.El segundo con grava de 2" a 3" para simular que en la zona hay roca sana. Cabe mencionar que en estos análisis es cualitativa la valoración de la erosión.

Para ambos casos la metodología utilizada fue la siguiente

- 1.- Conformar la topografía de fondo móvil con la grava correspondiente, basados en las varillas que definen la forma del terreno, previamente colocadas
- 2.- Abrir la compuerta de alimentación al modelo, hasta alcanzar el gasto deseado, según

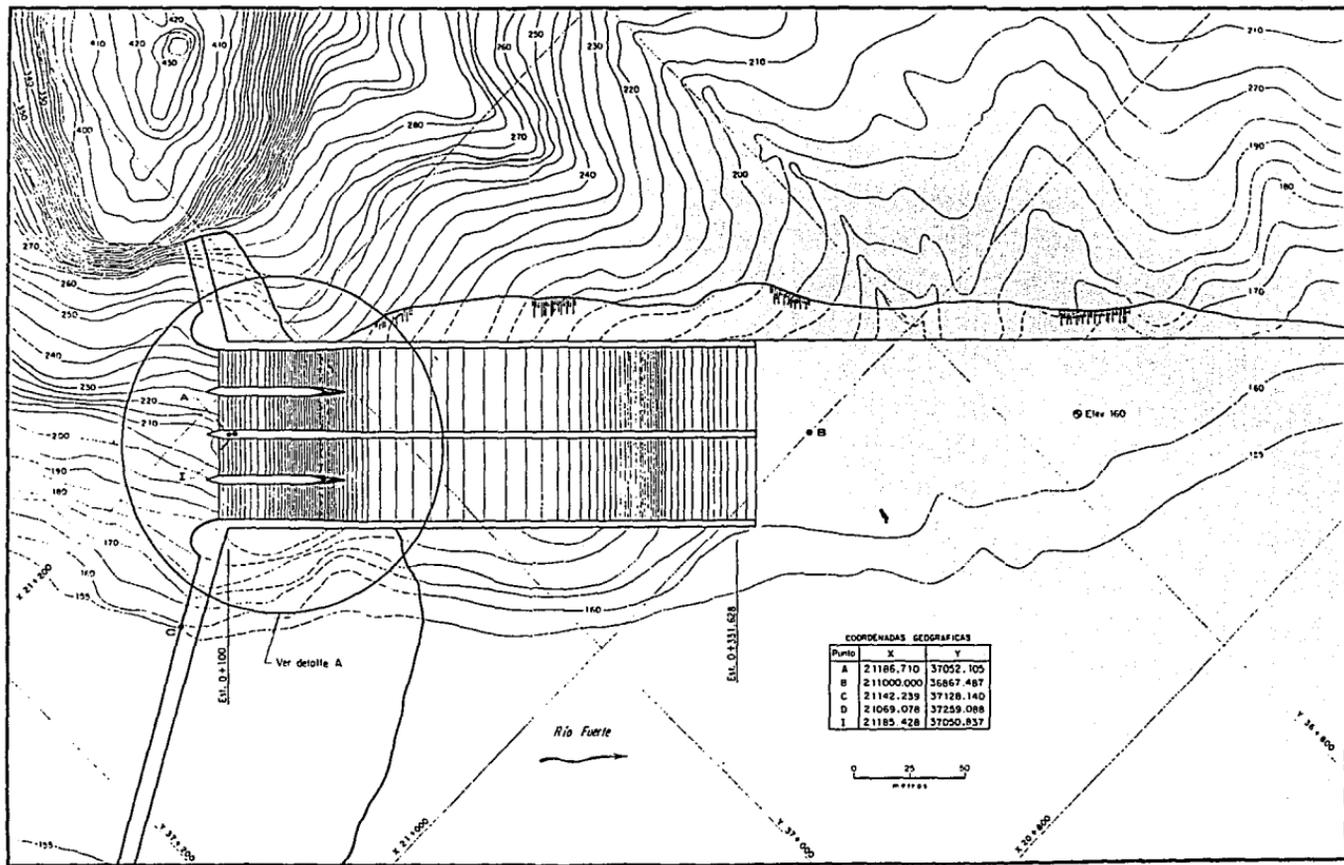


Fig IV. 6a Planta de la obra de excedencias modificada, proyecto Presa Huites, Sinaloa

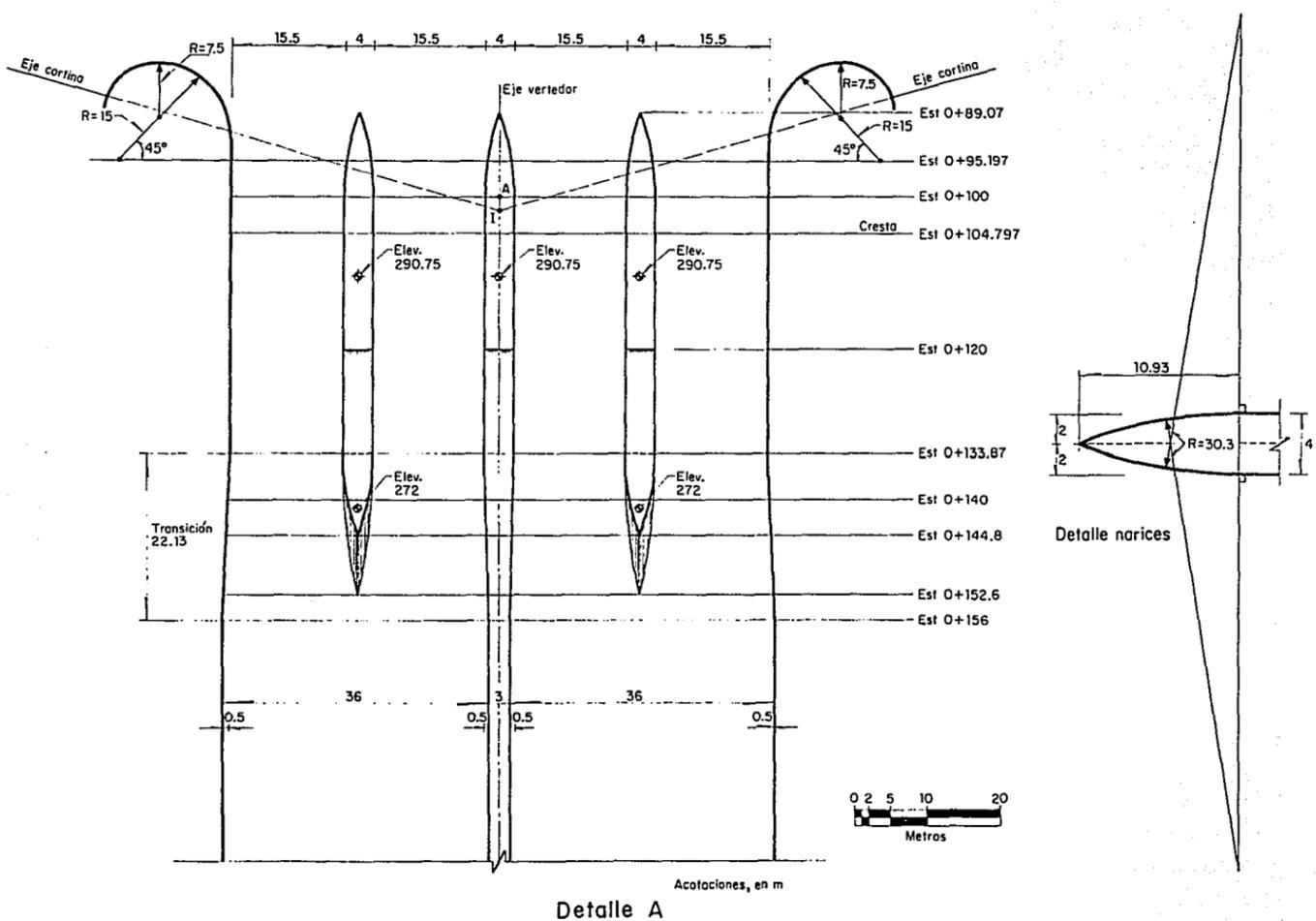


Fig IV.6b Detalle de los accesos y transición de la entrada

Elevaciones

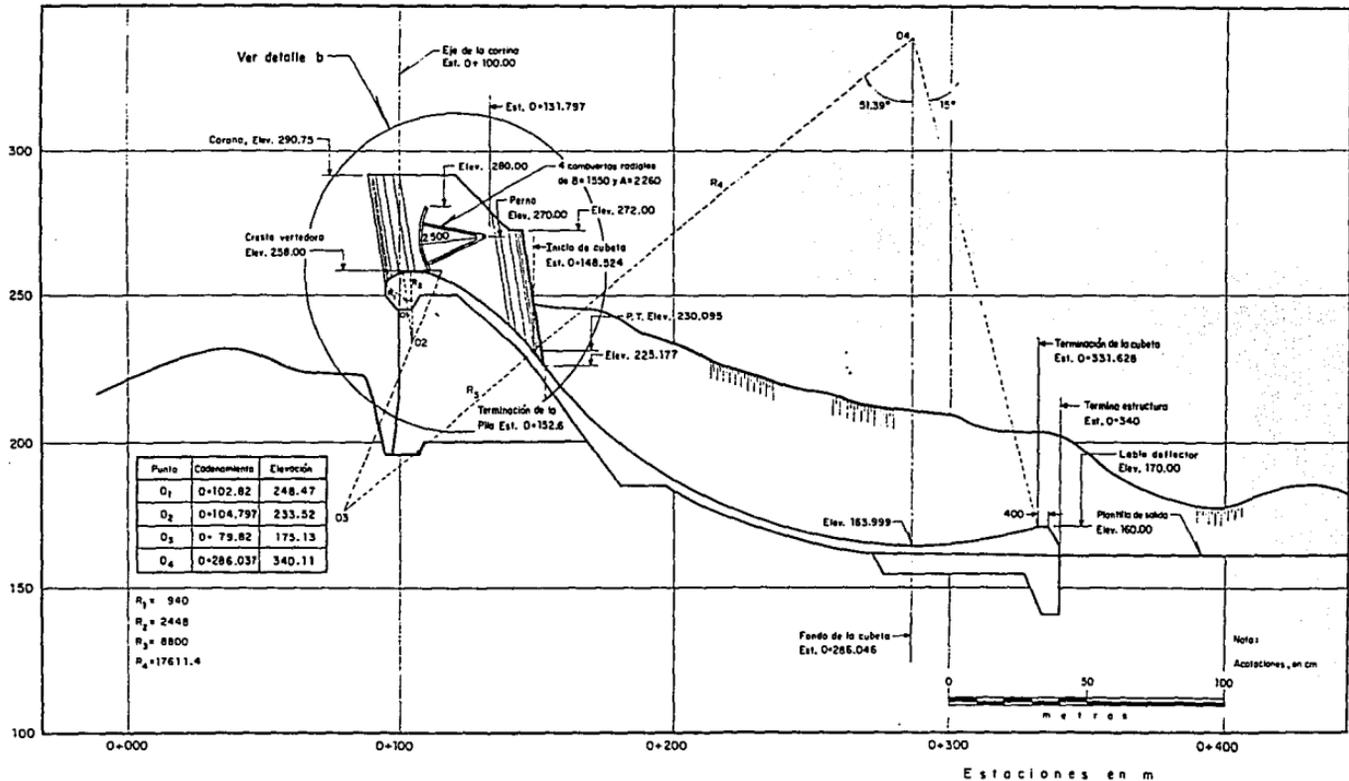


Fig IV.7a Perfil longitudinal de la obra de excedencias modificada, proyecto Presa Huites, Sinaloa

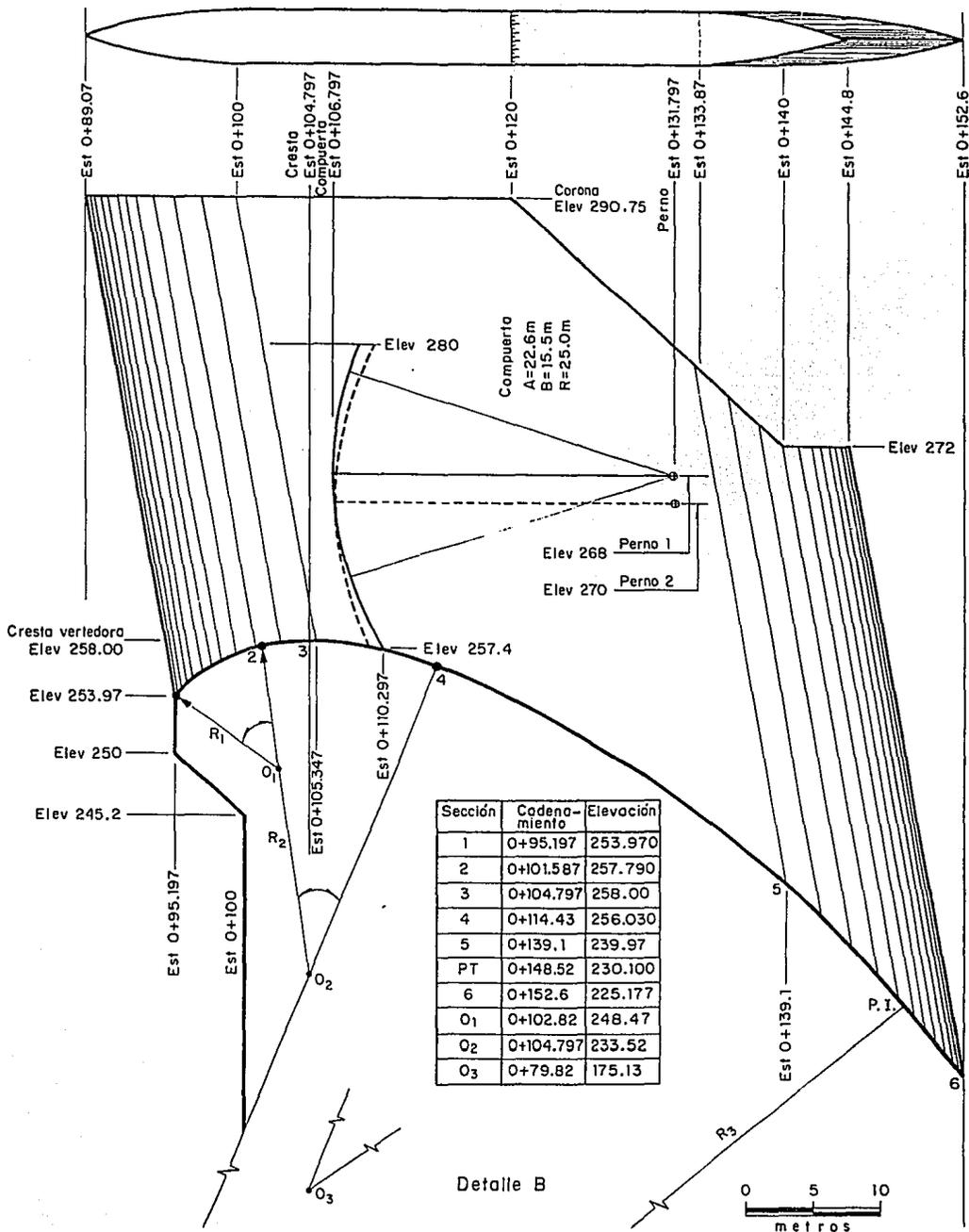


Fig IV.7b Detalle del cimacio y pilas

curva elevaciones-gastos del vertedor.

- 3.- Dejar operando el modelo durante 3 horas las cuales representarían según la escala de tiempos determinada, una avenida con duración aproximada de 1 día en prototipo y con esto definir la evolución de la erosión.
- 4.- Desalojar el agua retenida en esta zona.
- 5.- Con el puente móvil se localiza la sección correspondiente (partiendo de aguas arriba a aguas abajo).
- 6.- Por medio de las barras graduadas que deslizan a todo lo largo del puente, medir la nueva topografía.
- 7.- Repetir el punto número 6 para cada sección.

Los ensayos se realizaron para distintas descargas de operación esto es para el gasto de  $6,000 \text{ m}^3/\text{s}$ , funcionando con un solo canal y para gastos de  $12,000 \text{ m}^3/\text{s}$ ,  $19,000 \text{ m}^3/\text{s}$  y  $22,000 \text{ m}^3/\text{s}$ , operando por los dos canales. A manera de ejemplo en las figs IV.8 y IV.9 se presenta la topografía de la zona erosionada para los gastos de  $6,000 \text{ m}^3/\text{s}$  y  $22,000 \text{ m}^3/\text{s}$ , y en las figs IV.10 y IV.11 se muestran los perfiles del foso de erosión a lo largo del eje del vertedor.

Una vez realizados los ensayos, se pudo observar que para el caso más desfavorable esto es para la grava de 1" a 1/2", cuando se descargan gastos del orden de  $19,000 \text{ m}^3/\text{s}$  y  $22,000 \text{ m}^3/\text{s}$ , se forma un cono de socavación que alcanza una profundidad alrededor de 60.0 m, las corrientes de retorno alcanzan a erosionar gran parte de la ladera en la margen izquierda del río, mientras que el material arrastrado forma una barra prácticamente a todo lo ancho del cauce, obstaculizando el paso de las descargas, ya que la elevación alcanzada por esta barra resulta estar por arriba del fondo del cauce, dando lugar a la formación de un canal pegado a la margen derecha del río, por el cual se conduce la salida del agua hacia el cauce natural del río. Por otro lado se observa que la posición del cono de socavación no pone en peligro la cimentación de la estructura, ya que la máxima profundidad la alcanza a 170.0 m del pie de la estructura. Para el gasto de  $6,000 \text{ m}^3/\text{s}$  descargado por el vertedor gemelo de la margen derecha, se observó que también se forma, un pequeño cono de socavación de forma circular, éste no afecta el encauzamiento natural del agua ya que, aunque se forma una barra que resulta ser pequeña en magnitud, no obstaculiza el cauce del río.

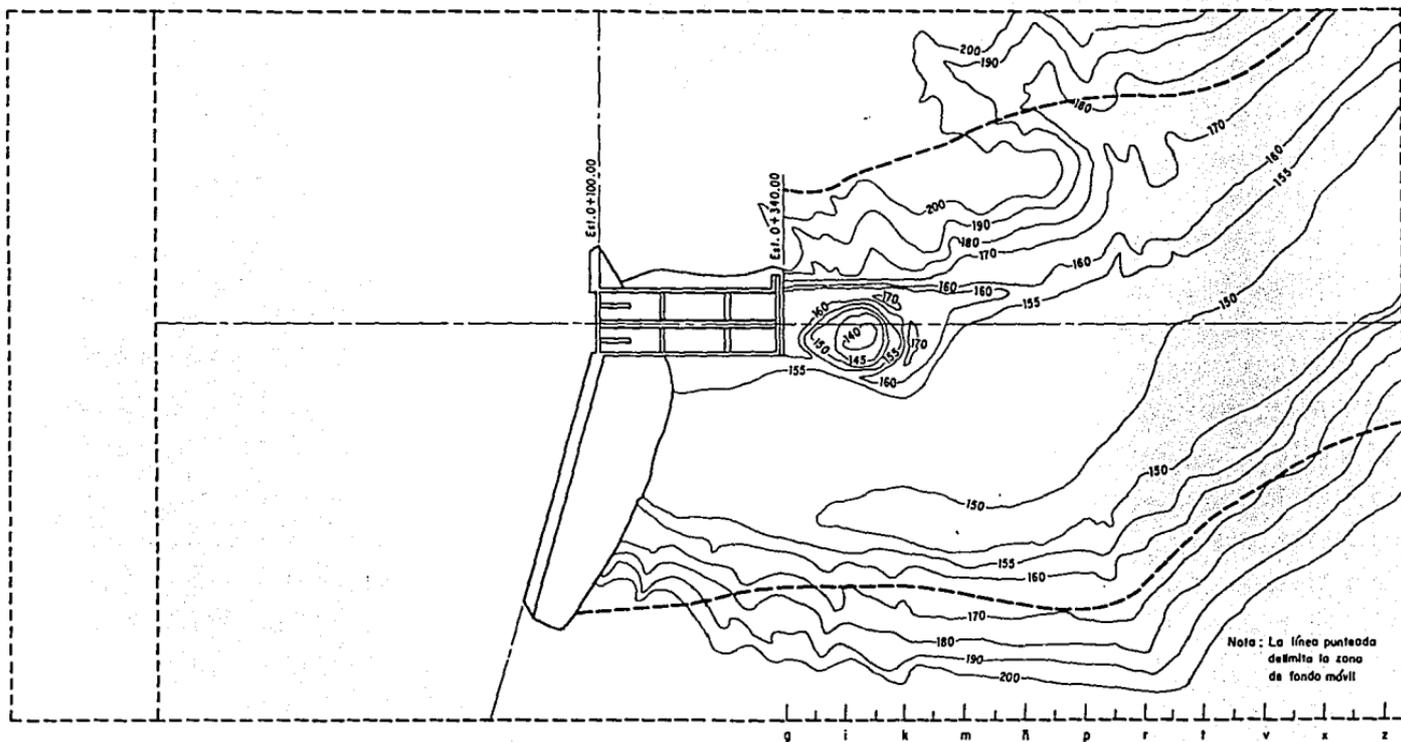


Fig IV.8 Topografía del foso de socavación para la grava de 2" a 3", con un gasto de  $6000 \text{ m}^3/\text{s}$ , Presa Huites, Sinaloa

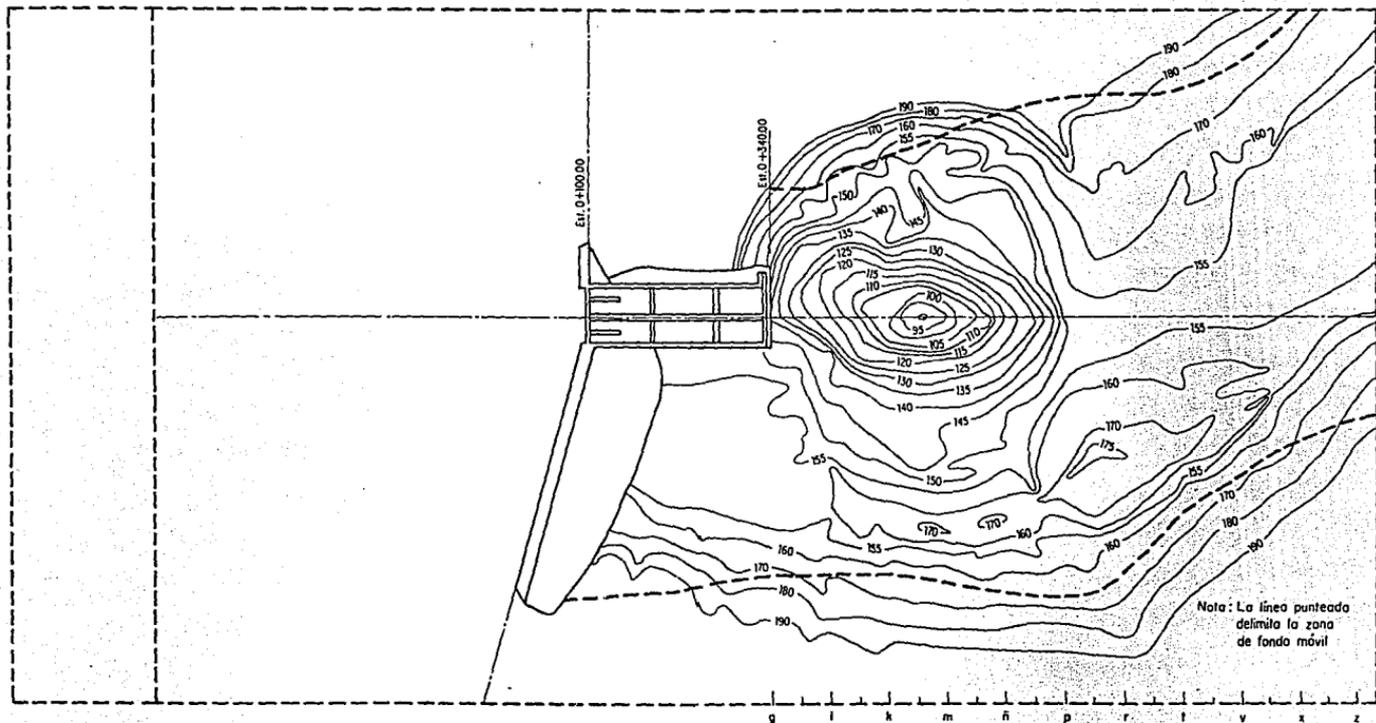
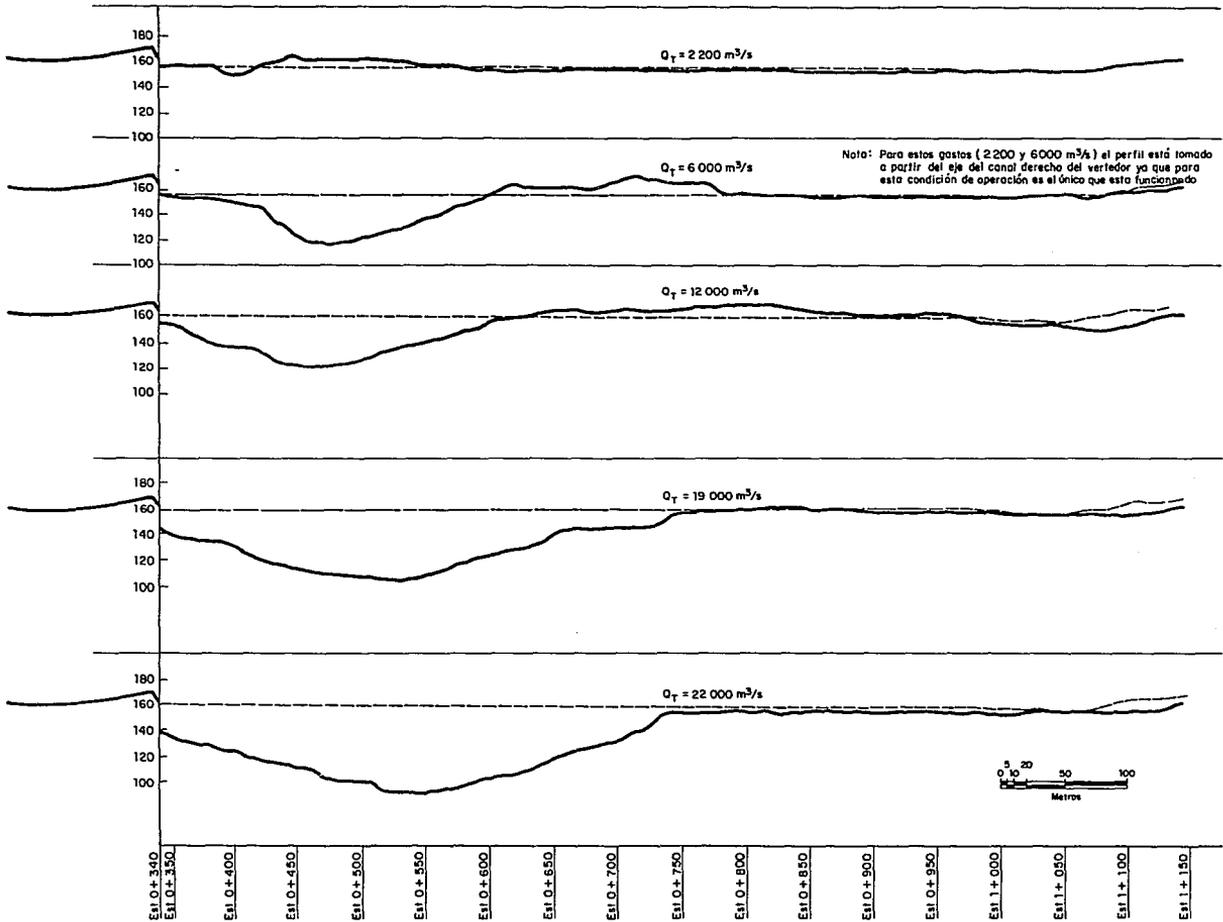
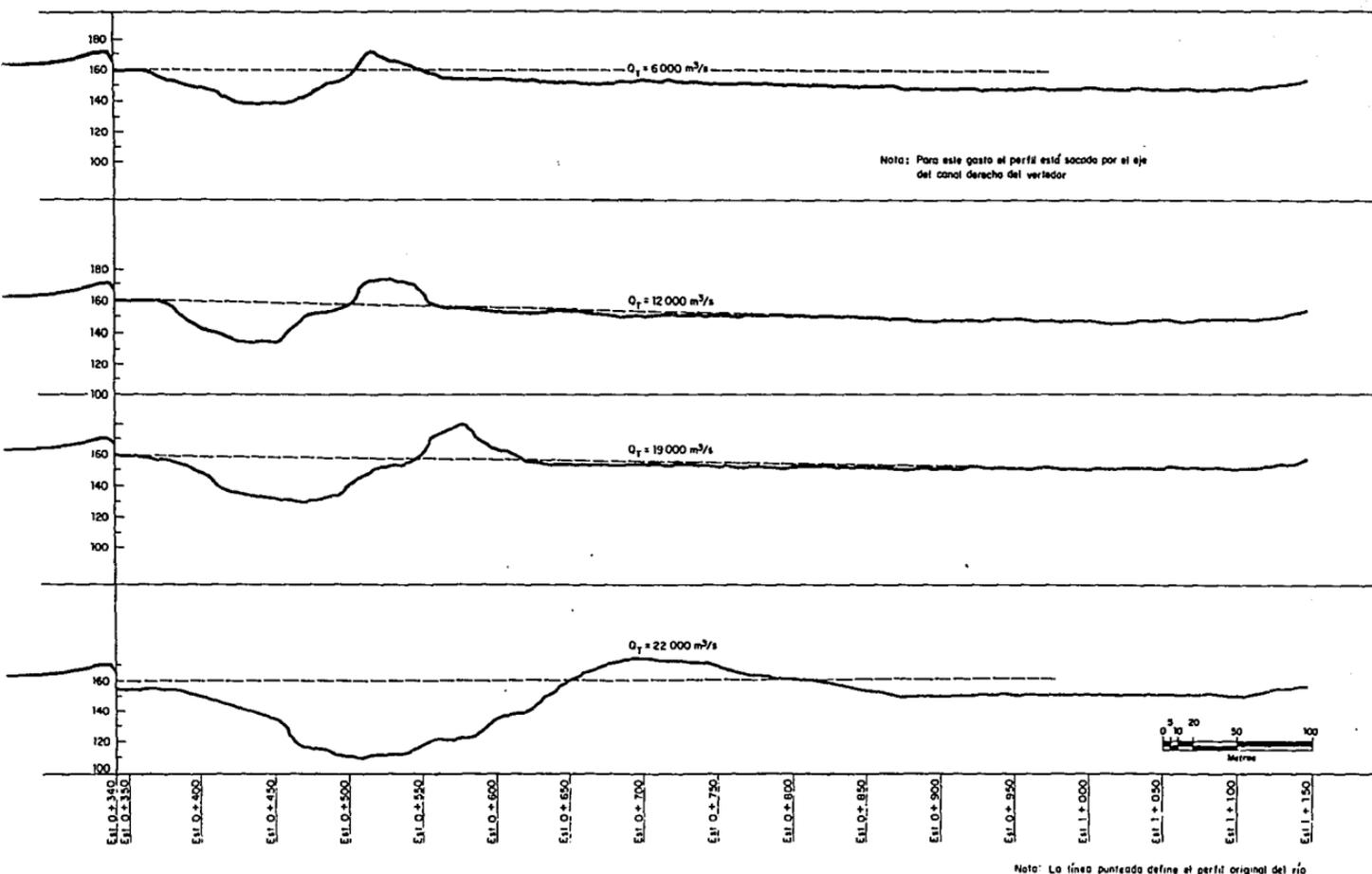


Fig IV.9 Topografía del foso de socavación para la grava de  $1/2''$  a  $1''$ , con un gasto de  $22000 \text{ m}^3/\text{s}$ , Presa Huites, Sinaloa



Nota: La línea punteada define el perfil original del río

Fig IV. 10 Perfiles del fosó de socavación para la grava de  $1/2''$  a  $1''$ , presa Huites, Sinaloa



Nota: La línea punteada define el perfil original del río

Fig IV.11 Perfiles del fosó de socavación para la grava de 2" a 3", presa Huites, Sinaloa

## IV.7 Consideraciones y recomendaciones

Por lo que respecta a las modificaciones efectuadas tanto en los accesos como en las pilas, la nueva geometría resulta tener constructivamente un grado de dificultad más alto, que la geometría original, para lo cual el constructor deberá tomar las políticas necesarias para poder efectuar la construcción de estas estructuras. Otro aspecto importante es que la altura definitiva de los muros laterales y central del vertedor, se dejarán a consideración del proyectista definir las, esto es en base a los resultados obtenidos con las pruebas de los tirantes realizados a lo largo del vertedor, sin embargo es importante hacer notar que algunas presas ya construidas, han tenido severos problemas por no contar con la altura adecuada de estos elementos, es por estos que se recomienda, estar siempre del lado de la seguridad en estas decisiones. Con las observaciones realizadas en la zona erosionada, se puede decir que la barra formada por el arrastre del material, no pone en peligro la operación de las turbinas. Con las mediciones registradas al pie del vertedor se puede decir que la estructura es segura.

## V. CONCLUSIONES

Es importante recalcar que al diseñar un modelo hidráulico se debe poner especial importancia en la etapa constructiva, ya que se tiene que reproducir con la mayor exactitud posible las características que representa al prototipo, ello garantiza que los rangos de confiabilidad en los resultados que se obtengan sean aceptables.

Como se puede observar en el caso de la Presa Huites, la utilización de un modelo hidráulico resulta ser una manera rápida y sencilla que permite garantizar que el diseño de la obra de excedencias funcione adecuadamente y sea segura, es por esto que en ocasiones a pesar de que el costo que implica hacer un modelo de este tipo resulta ser relativamente alto, pero si se compara con los beneficios que de él se pueden obtener, se da cuenta uno que dicho costo no influye en el total de la obra de manera significativa y se justifica su inversión cuando se trata de obras tan importantes como es el caso de la Presa Huites, debido a lo anterior en la actualidad prácticamente todas las obras de este tipo requieren de modelos para ser estudiadas.

En base a los resultados obtenidos y haciendo una comparación entre los tirantes medidos y los teóricos se puede decir que los primeros resultan ser un poco mas altos que los segundos, en realidad los tirantes teóricos dan una idea aproximada de la altura que va alcanzar el nivel de la superficie libre del agua a lo largo del vertedor. Por otro lado hay factores que no se pueden controlar totalmente como es, por ejemplo, el caso de las ondas de Mach, las cuales se tratan de reducir haciendo modificaciones a la geometría del vertedor. Adicionalmente la rugosidad del modelo es mayor que la del prototipo por lo que es de esperarse tirantes mas grandes en el modelo, sin embargo esto se ve compensado con el hecho de que no se reproduce el atrapamiento de aire en el modelo. Es por esto que los tirantes medidos en el modelo resultan estar dentro de un rango de confiabilidad bastante aceptable garantizando con ello un comportamiento muy allegado a la realidad.

Con respecto a los resultados obtenidos de los gastos medidos y teóricos, se pudo observar que existe discrepancia entre estos resultados, esto se debe a que durante las mediciones existen errores de apreciación que se cometen en la toma de lecturas, estos errores por mínimos que sean repercuten directamente en lo resultados, es por esto que se recomienda poner especial cuidado en estas lecturas.

**ESTA TESIS NO DEBE  
SALIR DE LA BIBLIOTECA**

## BIBLIOGRAFÍA

1. José Luis Sánchez B., Víctor Franco y Carlos Espino G., "**Obra de excedencias de la Presa Huites**". (Diseño preliminar de la obra). Segundo informe, Instituto de Ingeniería de la UNAM, Noviembre (1992).
2. José Luis Sánchez B., Víctor Franco y Carlos Espino G., "**Obra de excedencias de la Presa Huites**", Tercer informe, Instituto de Ingeniería de la UNAM, Noviembre (1992).
3. Carlos Espino Godínez, Tesis Profesional. "**Gasto de despegue en cubetas de lanzamiento**". Estudio Experimental (1992).
4. Chow, V, T, "**Hidráulica de los canales abiertos**", Editorial Diana, México, D.F. (1990).
5. José Antonio Maza Alvarez y Víctor Franco, "**Manual de diseño de obras civiles**", Hidráulica, Técnicas Experimentales. Comisión Federal de Electricidad, Instituto de Investigaciones Eléctricas (1983).