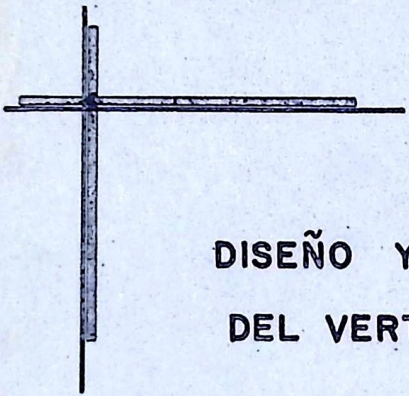
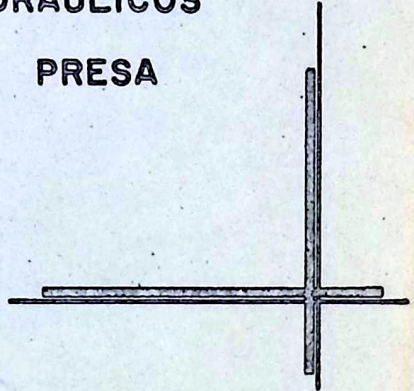


*A. Kony*

UNIVERSIDAD CATOLICA ANDRES BELLO



DISEÑO Y MODELOS HIDRAULICOS  
DEL VERTEDERO DE LA PRESA  
DE GURI.



ARNOLDO JOSE GABALDON

EDUARDO F. WITZKE IRAZABAL

CARACAS JULIO DE 1960

**DISEÑO Y MODELOS HIDRAULICOS DEL VERTEDERO  
DE LA PRESA DE GURI**

AGRADECIMIENTOS

Expresamos nuestras más sinceras gracias a las personas

**TRABAJO ESPECIAL DE GRADO PRESENTADO**

**ANTE LA ILUSTRE UNIVERSIDAD CATOLICA ANDRES BELLO**

**PARA OPTAR AL TITULO DE INGENIERO CIVIL**

Mrs. Víctor Sardi y

trabajo especial de grado.

Dr. Rafael De León, Presidente de la Comisión de Estudios de  
Electrificación del Caroni.

Dr. Carlos F. Witzke por su ayuda técnica en la construcción  
de los modelos.

Al personal de la Comisión de Estudios de Electrificación del  
Caroni.

Arnoldo José Gabaldón

Eduardo Witzke Irazábal

**UNIVERSIDAD CATOLICA ANDRES BELLO**

**CARACAS VENEZUELA**

**1960**

INDICE

INTRODUCCION ..... 14

CAPITULO I

DISEÑO TEÓRICO DEL VERTEDERO

Tipo de Vertedero a Utilizarse ..... 2

Diseño del Vertedero ..... 3

AGRADECIMIENTOS

Expresamos nuestras más sinceras gracias a las personas que con su valiosa ayuda hicieron posible la realización de este trabajo:

Dres. Víctor Sardi y Arturo Pardo, Profesores Guías de este trabajo especial de grado.

Dr. Rafael De León, Presidente de la Comisión de Estudios de Electrificación del Caroní.

Sr. Carlos F. Witzke por su ayuda técnica en la construcción de los modelos.

Al personal de la Comisión de Estudios de Electrificación del Caroní.

SELECCIÓN DEL SITIO

Análisis de cada uno de los Sitios ..... 73

Selección del Sitio ..... 79

ANEXO C

EFFECTO RESONANCIA DEL ESPALDAZO

Método de Barridos ..... 83

REFERENCIAS ..... 111

## INDICE

	página
INTRODUCCION .....	iv
CAPITULO I	
DISEÑO TEORICO DEL VERTEDERO	
Tipo de Vertedero a Utilizarse .....	2
Diseño del Vertedero .....	5
Disipación de Energía .....	13
CAPITULO II	
MODELOS HIDRAULICOS	
Teoría de Modelos Hidráulicos .....	26
Descripción del Laboratorio de la U.C.A.B. ....	29
Modelos del Vertedero en Estudio .....	36
ANEXO A	
DETERMINACION DE LA MAXIMA CRECIENTE	
Diversos Métodos Estadísticos .....	66
Cálculos .....	71
Creciente Máxima .....	74
ANEXO B	
SELECCION DEL SITIO	
Análisis de cada uno de los Sitios .....	78
Selección del Sitio .....	79
ANEXO C	
EFECTO REGULADOR DEL EMBALSE	
Método de Barrows .....	83
REFERENCIAS.....	vii

## INTRODUCCION

En los últimos diez años Venezuela ha comenzado a desarrollar su potencial hidroeléctrico como fundamento para la industrialización del país. De los trabajos que se adelantan cabe destacar el programa de electrificación del Río Caroní, donde ya se ha construido una represa y la Central Hidroeléctrica Macagua I con una capacidad final de 300.000 kilo-vatios-hora, situada a doce kilómetros de la desembocadura del Caroní en el Orinoco. La Comisión de Estudios de Electrificación del Caroní ( C.E.E.C. ), planea como etapa siguiente de su desarrollo la construcción de una segunda presa en la zona denominada Guri, aproximadamente a cien kilómetros aguas arriba de Macagua I.

El doble objetivo de aplicar y ampliar los conocimientos adquiridos en los diversos cursos de Ingeniería Hidráulica y arreglarlos en forma conveniente para obtener resultados prácticos, aprovechando los planes de desarrollo de la región de Guri, nos ha permitido escoger el tema "DISEÑO Y MODELOS HIDRAULICOS DEL VERTEDERO DE LA PRESA DE GURI" como Trabajo Especial para optar al Título de Ingenieros Civiles.

Este trabajo se ha dedicado casi exclusivamente a la investigación hidráulica sobre modelos y para llegar a este fin, nos pareció acertado desarrollar las etapas de que consta un proyecto como parte accesoria del estudio.

Este Trabajo Especial se ha dividido en dos Capítulos,

en el primero o "Diseño Teórico del Vertedero" se realiza el diseño hidráulico del vertedero y en el segundo o "Modelos Hidráulicos", al cual se ha dedicado la mayor parte del trabajo, se describen los ensayos hechos en el laboratorio y se presentan conclusiones obtenidas a partir de la investigación. Además como complemento del estudio se adjuntan tres Anexos en los cuales se discuten la selección de la máxima creciente, el sitio de emplazamiento del vertedero y el efecto regulador del embalse.

Nuestra máxima preocupación ha sido que el estudio teórico se haya hecho fundado en la teoría clásica del cálculo de vertederos y en las teorías de diseño modernas publicadas en los últimos años. En el estudio experimental hemos hecho uso de la teoría de modelos hidráulicos, los cuales en los últimos años se han convertido en un instrumento de ayuda de valor insustituible para el proyectista, ya que con ellos es posible predecir con gran aproximación el comportamiento del prototipo, una vez construido; además aunque el trabajo se concreta estrictamente al fenómeno hidráulico no hemos olvidado en ningún momento el punto de vista económico, factor primordial en el criterio del ingeniero.

Presentado el objeto y las fases de que consta este trabajo, aprovechamos esta ocasión para indicar las posibilidades que quedan abiertas al estudio de algunos aspectos, que nos fueron imposible abordar y que creemos puedan ser materia

CAPÍTULO I.

TRABAJO ESPECIAL DEL VEREDERO

interesante para otros trabajos especiales de grado de compañeros que posteriormente opten al Título de Ingeniero Civil.

Este trabajo se refiere a un grupo de trabajos que se han desarrollado en el Veredero, un conjunto de obras para la construcción del agua a la zona de agricultura y ganadería. En este capítulo se desarrolla el proyecto hidráulico de las estructuras de dicho Veredero, sujeto a las siguientes especificaciones:

- (a) el caudal máximo: 40,000 cfs / seg.
- (b) la zona de la zona del Veredero: 250 m de largo sobre el nivel del mar y
- (c) el sitio seleccionado al sitio elegido para el emplazamiento del Veredero en el Estado de...

- I. Profundidad máxima hasta el terreno natural: 10 metros.
- II. Ancho de la estructura: 300 metros.
- III. Características de las estructuras: las estructuras serán de tipo gravedad y tendrán un ancho de 300 metros y una altura de 10 metros.

## C A P I T U L O I.

### DISEÑO TEORICO DEL VERTEDERO

El sistema hidroeléctrico de Gurí que proyecta la C.E.E.C. consta de un grupo de diques que forman un embalse de 230.166 hectáreas, un conjunto de tomas para la conducción del agua a la casa de máquinas y un vertedero. En este capítulo se desarrolla el proyecto hidráulico de las estructuras de dicho vertedero, sujeto a las siguientes especificaciones,

- (a) el caudal máximo: 40.000 m<sup>3</sup> / seg.
- (b) la cota de la cresta del vertedero: 250 metros sobre el nivel del mar y
- (c) el sitio seleccionado: el sitio escogido para el emplazamiento del vertedero es el llamado Paso B del punto IV de la región de Gurí ( Mapa 1), que tiene las siguientes características:
  - i. Profundidad máxima hasta el terreno natural: 71 metros.
  - ii. Ancho disponible: 900 metros.
  - iii. Características geológicas: capa de material fragmentado superficial que oscila entre 5 y 20 metros de profundidad, asentada sobre material rocoso de óptima ca

lidad.

- iv. Profundidad máxima hasta el lecho rocoso:  
80 metros.

En los Anexos A y B se presenta un estudio de los métodos utilizados para la determinación de la creciente máxima y los criterios usados para la selección del sitio. En el Anexo C se presenta el efecto regulador del embalse, elemento importante en el diseño hidrológico de la obra.

#### El Tipo de Vertedero a Utilizarse.

Los tipos básicos de aliviaderos que se pueden construir son: vertedero de cresta libre, vertedero de cresta controlada, vertedero lateral, vertedero campaniforme (morning-glory hole) y vertedero de sifón. El sitio disponible, la capacidad de descarga, el tipo de presa o de cierre, las exigencias de aprovechamiento y el costo son factores primordiales que deben ser considerados en la selección del tipo de vertedero.

Vertedero de cresta libre.- Este tipo de vertedero descarga el agua almacenada en el embalse una vez que se sobrepasa el nivel de la cresta. La capacidad máxima de descarga de esta estructura depende exclusivamente de la altura y del ancho disponible en el sitio.

N 162.000

# MAPA I

LOCALIZACION DE LOS PASOS : A,  
B, C, Y D.

ESCALA: 1:25.000

CANAL POSIBLE DE  
SALIDA DE

RIO  
CARONI

CAUCE  
ACTUAL

CAUCE  
ACTUAL

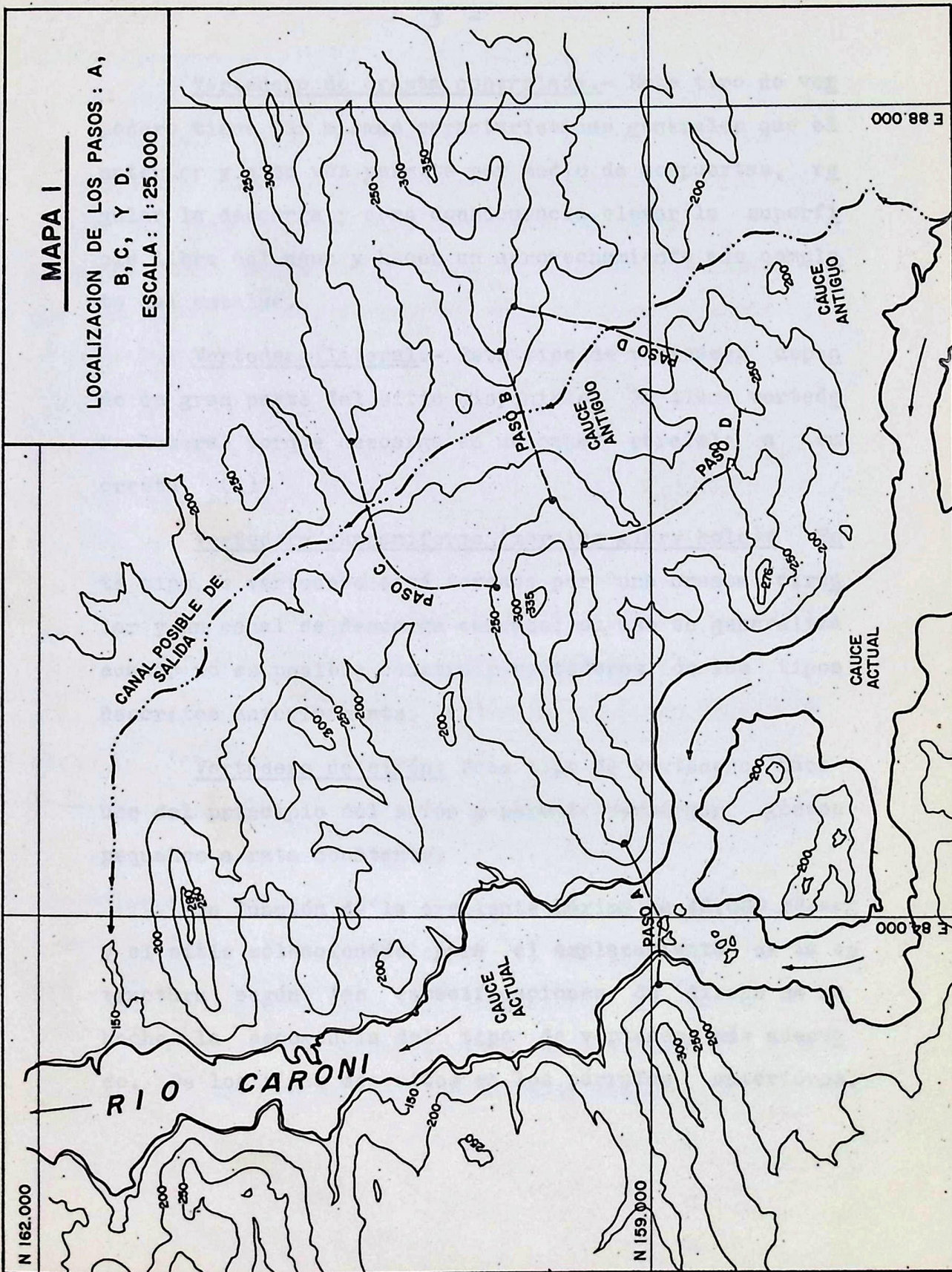
CAUCE  
ANTIGUO

CAUCE  
ANTIGUO

N 159.000

E 84.000

E 88.000



Vertedero de cresta controlada.- Este tipo de vertedero tiene las mismas características generales que el anterior y a su vez permite por medio de compuertas, regular la descarga y como consecuencia elevar la superficie libre del agua y hacer un aprovechamiento más completo del embalse.

Vertedero lateral.- Este tipo de vertedero depende en gran parte del sitio disponible. Se llama vertedero lateral porque descarga en un canal paralelo a su cresta. (1)

Vertedero campaniforme (morning-glory hole): Este tipo de vertedero está formado por una cresta circular y un canal de descarga cerrado; su uso se generaliza cuando no es posible construir vertederos de los tipos descritos anteriormente. (1)

Vertedero de sifón: Este tipo de vertedero hace uso del principio del sifón y permite descargar gastos pequeños a rata constante.

En función de la crecienete máxima de  $40.000 \text{ m}^3/\text{seg}$  y el sitio seleccionado para el emplazamiento de la estructura según las especificaciones de diseño se ha hecho la escogencia del tipo de vertedero más adecuado. De los tipos descritos en los párrafos anteriores,

el aliviadero que permite mejores condiciones de aplicación es el vertedero frontal de cresta libre o de cresta controlada. En nuestro caso, estos vertederos se adaptan a las condiciones existentes, ya que en un ancho de 900 metros es posible descargar la creciente de 40.000 m<sup>3</sup>/seg sin elevar en forma considerable el nivel de la presa, factor éste que se refleja en el costo de la obra ya que "el costo de una presa varía proxímadamente con el cubo de su altura". (2)

La C.E.E.C. cree innecesario el empleo de un vertedero de cresta controlada por considerar que el volumen de 6.777.890 Hectáreas-metro, almacenado en el embalse suple el gasto requerido para la producción de energía planeada y además por el encarecimiento de la obra tanto en costo inicial como en mantenimiento. Por estas razones en este estudio, se ha escogido como solución más adecuada el vertedero de cresta libre que tiene las siguientes ventajas: presenta escasos problemas de funcionamiento hidráulico, el costo de mantenimiento, es bajo, y el paso de material flotante no tiene interferencia.

Por otra parte, el uso de vertederos campaniformes y de sifón no es conveniente ya que estos se emplean para gastos bajos. ( aprox. 2.000 m<sup>3</sup> / seg. ) y al mis

mo tiempo el disponer de un canal de salida normal al sitio seleccionado elimina la necesidad de construir un vertedero lateral. En efecto, los vertederos campaniformes hasta el momento construidos, el mayor no sobrepasa una capacidad de  $2.000 \text{ m}^3/\text{seg}$  y su escogencia como solución para este estudio haría necesaria la construcción de 20 o más de estas estructuras.

### Diseño del Vertedero

El diseño del vertedero se ha desarrollado en base a un vertedero frontal con cresta libre y de gravedad. La forma de la cresta o cimacio es la del perfil "Creager Standard", cuyas coordenadas se calculan multiplicando los valores tabulados por Creager (3) para unidad de carga sobre el vertedero, por la carga de diseño seleccionada.

La capacidad de descarga de los vertederos de gravedad con cresta libre y perfil Creager Standard está dada por la fórmula:

$$Q=C.L.h^{3/2} \quad (1-1)$$

donde  $Q$ = gasto de descarga, en  $\text{m}^3/\text{seg}$ .

$C$ = Coeficiente que depende de la forma de la cresta y de la relación entre la carga actual y la carga de diseño.

L= Longitud de la cresta, en metros.

H= Carga sobre la cresta, en metros.

El sitio seleccionado para el emplazamiento del aliviadero tiene un ancho de 900 metros por donde es necesario descargar un gasto máximo de 40.000 m<sup>3</sup>/seg y se deben determinar la carga  $h$  y la longitud  $L$  capaces de cumplir con las condiciones de ubicación y caudal en forma económica para el sistema. Para el cálculo de estos dos elementos se tomó un valor tentativo para el coeficiente  $C$  igual a 2,20 (4) y se determinó para diversas cargas, el ancho necesario para pasar el gasto máximo.

Si  $q$  es el gasto por metro lineal de cresta :

$$q = \frac{Q}{L} \quad (1-2)$$

la ecuación (1-1) se reduce a:

$$q = 2,20 h^{3/2}$$

y tabulando los valores de  $q$  y  $L$  para valores de  $h$  que varían entre 1 y 15 metros, se pueden ver las diversas alternativas que se presentan en el Cuadro siguiente :

Cuadro 1-1

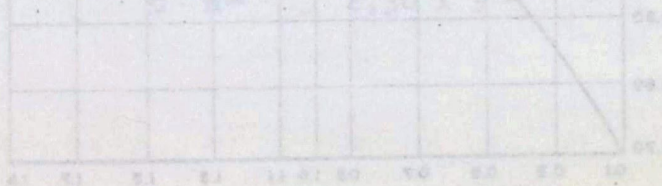
(página siguiente)

Cuadro 1-1

Cálculo de la longitud de cresta para cargas sobre el vertedero.

h (metros)	q(m <sup>3</sup> /seg/m)	(L(metros))
1	2,20	18.200
2	6,21	6.430
3	11,4	3.510
4	17,6	2.270
5	24,6	1.625
6	32,3	1.239
7	40,8	982
8	49,9	801
9	59,4	673
10	69,6	574
11	80,1	499
12	91,2	438
13	103,0	389
14	115,0	348
15	127,6	314

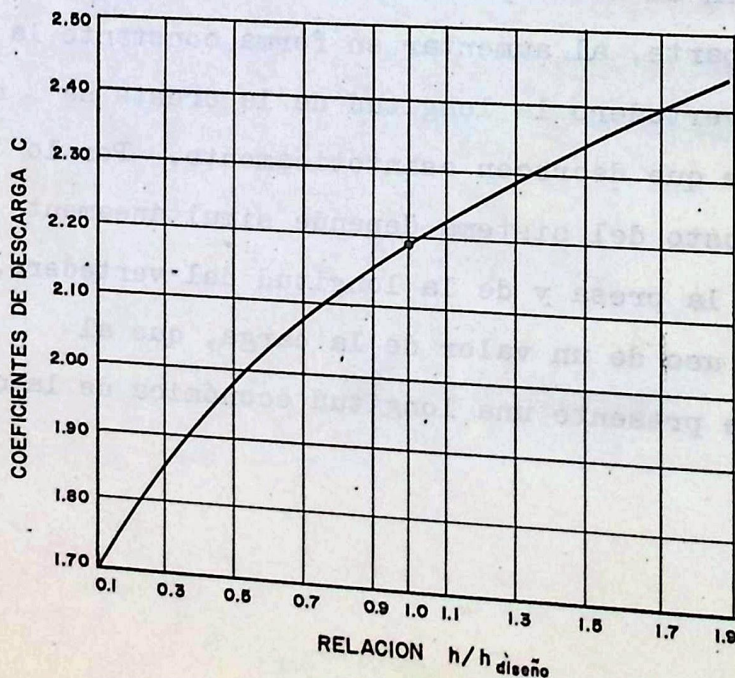
Como puede observarse en el Cuadro anterior para los valores de h menores de 7 metros no existe ancho suficiente en el sitio para descargar el gasto máximo, y por otra parte, al aumentar en forma constante la carga sobre el vertedero la longitud de la cresta se reduce en valores que decrecen asintóticamente. Por lo tanto, como el costo del sistema depende simultáneamente de la altura de la presa y de la longitud del vertedero, debemos hacer uso de un valor de la carga, que al mismo tiempo que presente una longitud económica de la cresta,



no aumente el costo debido a la altura exagerada de los otros elementos del sistema. Por estas razones se tomó una carga máxima sobre la cresta de aproximadamente 9 metros, con una longitud de alrededor de 700 metros. Con esta longitud se obtiene un gasto máximo por metro lineal, entre 50 y 60 m<sup>3</sup>/seg; gasto éste del mismo orden al empleado al diseñar las presas de Kamishiiba, Japón, 56,0 m<sup>3</sup>/seg; Grand Coulee, USA, 56,5 m<sup>3</sup>/seg; Hiracud, India, 64,5 m<sup>3</sup>/seg; y Shasta, USA, 68,5 m<sup>3</sup>/seg. El valor exacto de la longitud de la cresta se determinará al calcular los elementos de que consta el vertedero.

En los párrafos anteriores se definió la capacidad de descarga del vertedero según la ecuación (1-1) y se dijo que el coeficiente C es variable y que su variación es función de la relación entre la carga actual h y la carga de diseño h<sub>dis</sub> (Gráfico 1-1)

GRAFICO 1-1



Como puede observarse en la curva, al aumentar la relación  $h/h_{dis}$  aumenta el coeficiente de descarga, condición favorable para el vertedero. Por lo tanto, es necesario lograr los mayores coeficientes de descarga, - que son los que se obtienen cuando la relación de cargas es mayor que la unidad. Esto significa escoger como carga de diseño un valor menor que la carga máxima; No obstante, esta selección de carga de diseño no puede hacerse en forma arbitraria, ya que existe el peligro de que al ser la carga máxima mucho mayor que la de diseño aparezcan subpresiones capaces de destruir la cresta del vertedero por los efectos de cavitación. Por estas razones se tomó una carga de diseño  $h_{dis}=6,5$  metros que eleva los coeficientes de descarga hasta un valor máximo de 2,30; aproximadamente 5% mayor que el anterior. Los efectos derivados al hacer esta suposición serán estudiados cuidadosamente en el modelo, donde serán comprobadas las presiones existentes en la cresta para el gasto máximo que se espera que ocurra .

En base al coeficiente de descarga  $C$  obtenido para el valor máximo de carga sobre el vertedero (9 metros) se calculó el ancho efectivo necesario para descargar los  $40.000 \text{ m}^3/\text{seg}$ :

$$L_{ef} = \frac{Q}{C h^{3/2}} = \frac{40.000}{2,30 \times 9^{3/2}} \approx 650 \text{ metros}$$

Con este ancho efectivo 650 metros y los coeficientes de descarga determinados a partir del Gráfico 1-1, se obtiene la curva teórica de descarga que se muestra en el Gráfico 1-2. La comprobación de esta curva será objeto también del estudio sobre modelos.

CÁLCULO DE LAS COORDENADAS DEL PERFIL Y ELEMENTOS DE LA CRESTA.- Con la carga de diseño de 6,5 metros escogida anteriormente y las coordenadas unitarias tabuladas por Creager se ha elaborado el Cuadro 1-2

CUADRO 1-2

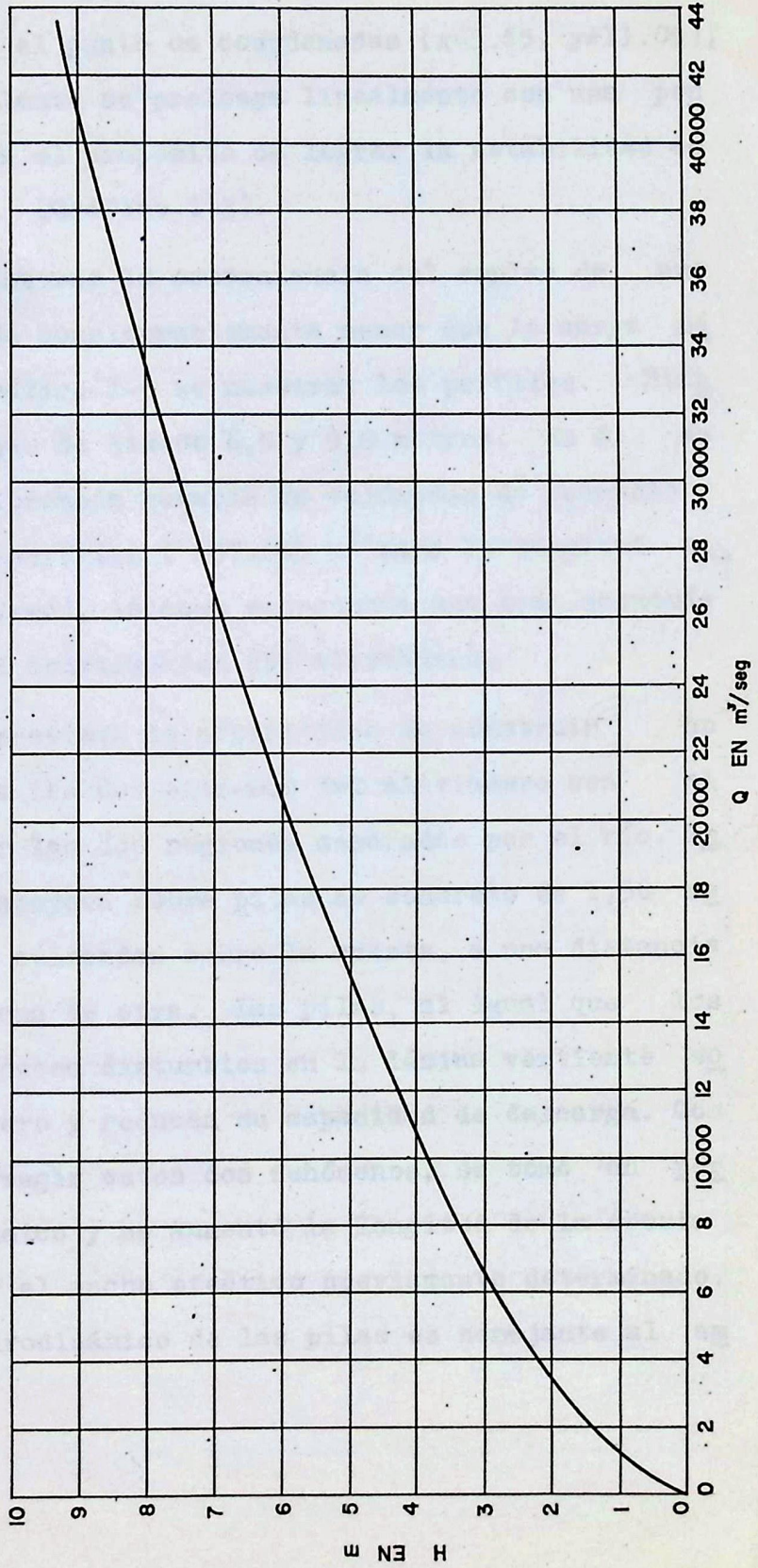
Cálculo de las coordenadas del perfil

x	y	$x' = x h_{dis}$	$y' = y h_{dis}$
0,126	0,0	0,820	0
0,036	0,1	0,234	0,650
0,007	0,2	0,045	1,300
0,000	0,3	0,000	1,950
0,007	0,4	0,045	2,600
0,060	0,6	0,390	3,900
0,142	0,8	0,924	5,200
0,257	1,0	1,670	6,500
0,397	1,2	2,580	7,800
0,565	1,4	3,680	9,100
0,870	1,7	5,650	11,050

El origen de coordenadas se encuentra situado en la intersección de la tangente horizontal de la cresta (eje y) y la recta vertical contenida en el plano del paramento aguas arriba (eje x). El perfil sigue las coordenadas

# GRAFICO 1-2

CURVA DE GASTO TEORICA



Standard hasta el punto de coordenadas ( $x=5.65$ ,  $y=11.05$ ), de aquí en adelante se prolonga linealmente con una pendiente 0.75 con el propósito de lograr la estabilidad de la estructura. (Gráfico 1-3).

Para ilustrar la conveniencia del empleo de una carga de diseño considerablemente menor que la carga máxima, en el Gráfico 1-4 se muestran los perfiles Standard para cargas de diseño 6,5 y 9,0 metros. En él se observa la diferencia notable en volúmenes de concreto - entre los dos perfiles (  $157.000 \text{ m}^3$  para la longitud total del vertedero), lo cual representa una gran economía en el costo de construcción del aliviadero.

Se ha previsto la posibilidad de construir un puente que una los dos extremos del aliviadero con el fin de enlazar las dos regiones separadas por el río. Este puente se apoyará sobre pilas de concreto de 1,50 metros de ancho colocadas sobre la cresta, a una distancia de 30 metros una de otra. Las pilas, al igual que los estribos, producen disturbios en la lámina vertiente sobre el vertedero y reducen su capacidad de descarga. Con el fin de corregir estos dos fenómenos, se tomó un perfil hidrodinámico y se aumentó la longitud de la cresta para mantener el ancho efectivo previamente determinado. El perfil hidrodinámico de las pilas es semejante al em

pleado en la presa de Bort en Francia (5), adaptado a las condiciones de nuestro proyecto (Gráfico 1-5), y su conveniencia será determinada en el estudio sobre modelos. El aumento de la longitud de la cresta se determina mediante la fórmula:

$$L_c = n \cdot E + h_c \cdot (K_p \cdot n_p + K_e \cdot n_e) \quad (1-4)$$

donde:  $n$  = número de pilas, en nuestro caso 24;

$E$  = ancho de la pila, 1,50 metros;

$h_c$  = carga máxima sobre el vertedero, 9 metros;

$K_p$  = coeficiente de contracción para las pilas, 0.040;

$n_p$  = número de aristas que ocasionan la contracción, 48;

$K_e$  = coeficiente de contracción para los estribos, 0.1;

$n_e$  = número de aristas en los estribos que ocasionan la contracción; 2.

Se ha empleado 0.040 como valor del coeficiente de contracción por la forma del perfil escogido, y se eligió 0.1 como coeficiente de contracción para los estribos por considerar que son de aristas vivas. La aplicación de la ecuación (1-4) da como resultado  $L_c = 55$  metros, que sumado al ancho efectivo (650 metros) da el ancho total ocupado por

# GRAFICO 1-3

DIMENSIONES DEL PERFIL DEL VERTEDERO.  
ESCALA: 1:500

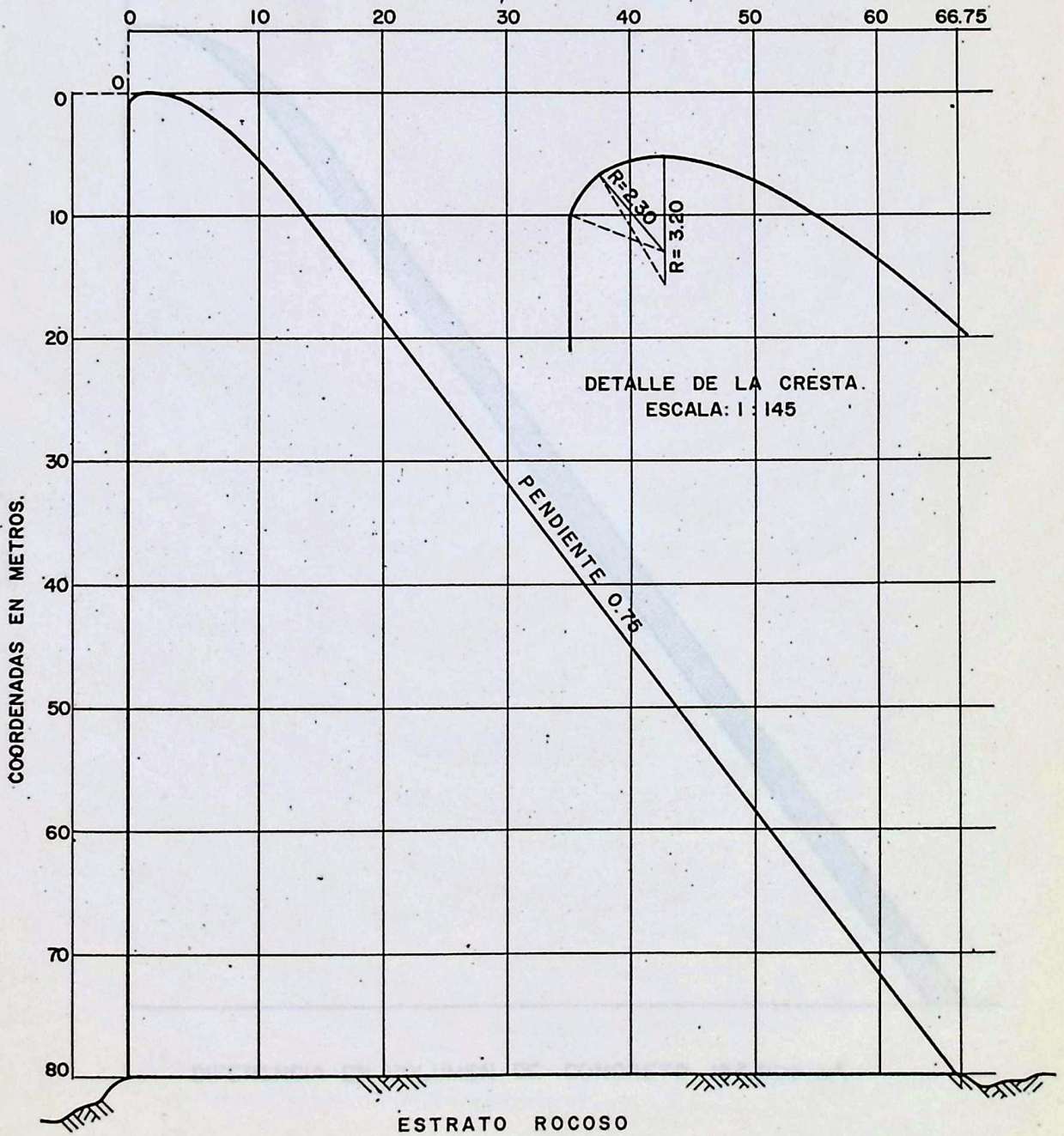
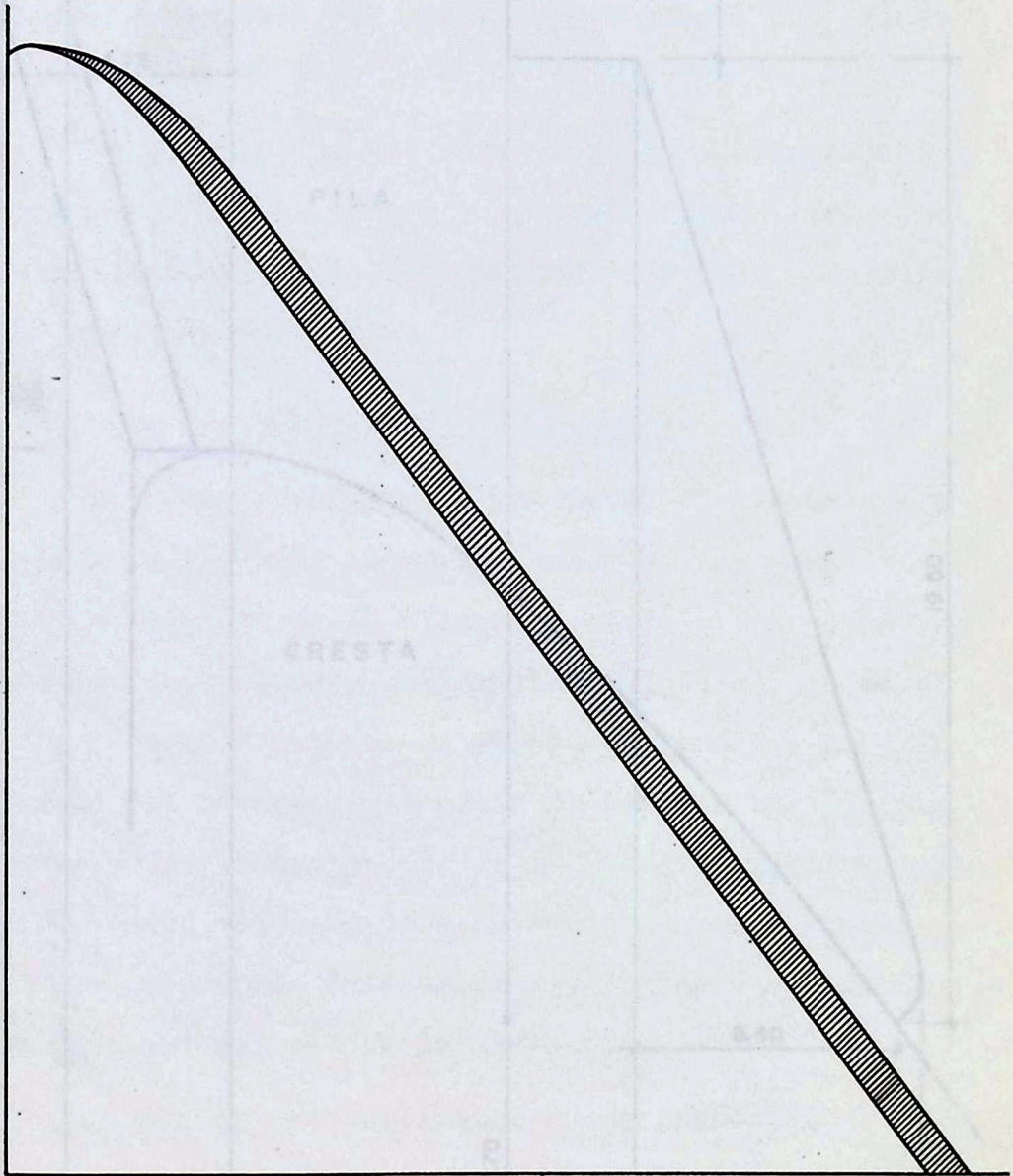


GRAFICO 1-3

**GRAFICO 1-4**

ESTUDIO COMPARATIVO DEL PERFIL PARA H DE DISEÑO 6.5 m Y 9 m.

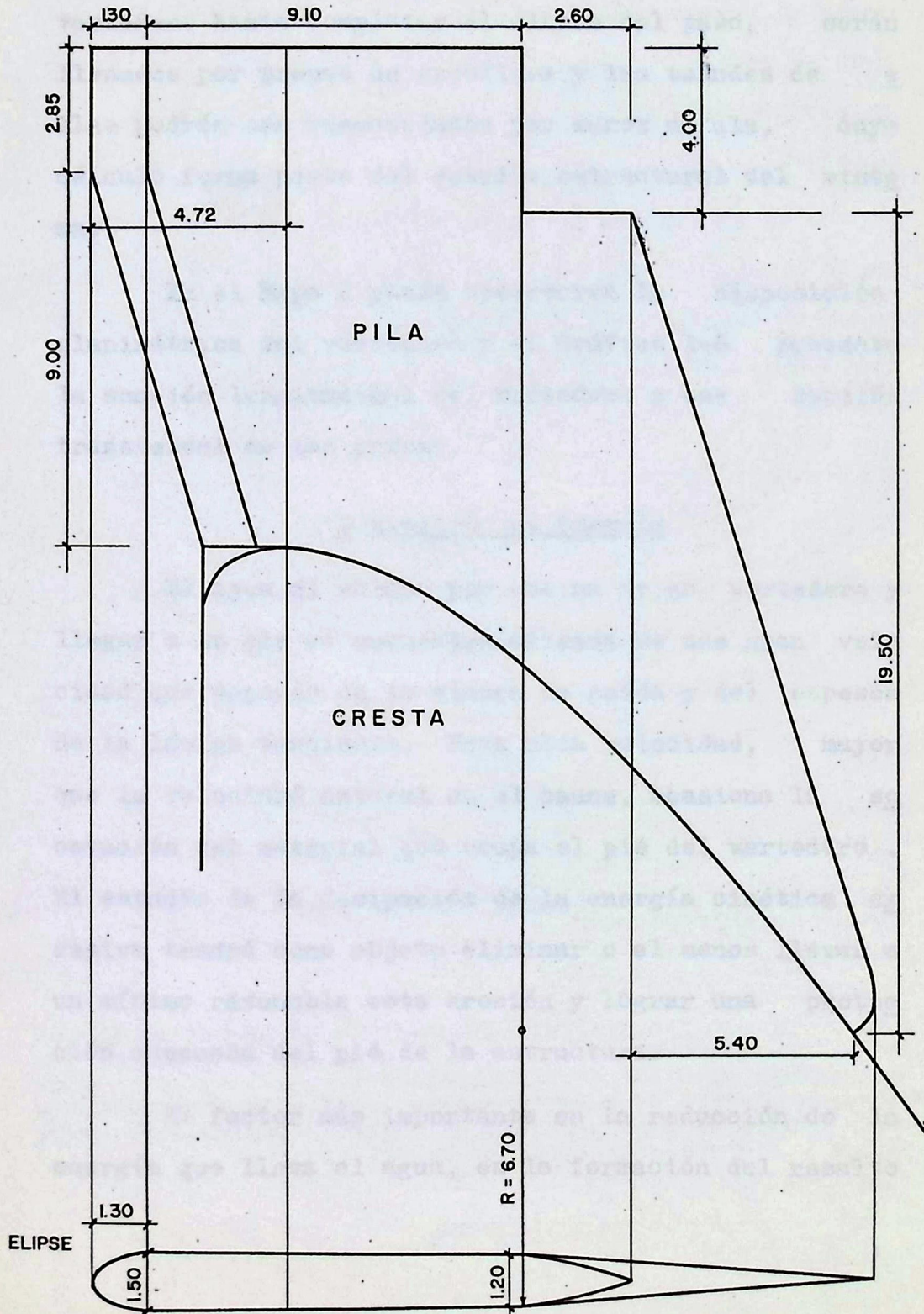
ESCALA: 1: 500



DIFERENCIA EN VOLUMEN DE CONCRETO 157.000 m<sup>3</sup>.

# GRAFICO 1-5

PERFIL DE LA PILA DEL PUENTE.  
ESCALA: 1:145



el vertedero (705 metros). Los espacios laterales del vertedero hasta completar el cierre del paso, serán llenados por presas de escollera y los taludes de ellas podrán ser resguardados por muros en ala, cuyo cálculo forma parte del estudio estructural del sistema.

En el Mapa 2 puede observarse la disposición planimétrica del vertedero y el Gráfico 1-6 presenta la sección longitudinal del vertedero y una sección transversal de las presas.

#### Disipación de Energía

El agua al volcar por encima de un vertedero y llegar a su pie se encuentra animada de una gran velocidad que depende de la altura de caída y del espesor de la lámina vertiente. Esta alta velocidad, mayor que la velocidad natural en el cauce, ocasiona la socavación del material que ocupa el pie del vertedero. El estudio de la disipación de la energía cinética excesiva tendrá como objeto eliminar o al menos llevar a un mínimo razonable esta erosión y lograr una protección adecuada del pie de la estructura.

El factor más importante en la reducción de la energía que lleva el agua, es la formación del resalto

hidráulico.\* En un vertedero en el que se forme limpia - mente el resalto hidráulico en su pié, la velocidad del agua es rápida y uniformemente reducida y por lo tanto la erosión deja ya de constituir un peligro para la estructura.

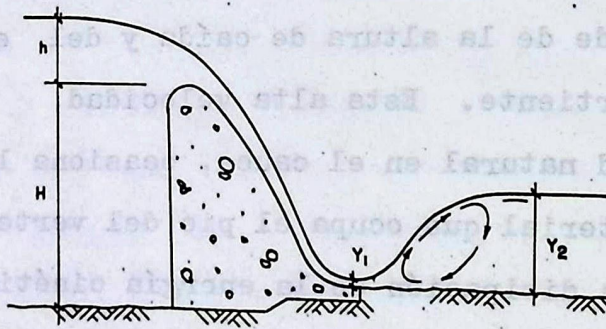
En el caso de un canal rectangular (general - mente cuando el cauce del río es muy ancho se asemeja a un canal rectangular sin introducir errores apreciables), la velocidad crítica está dada por la expresión:

$$v = \sqrt{gY_1} \quad (1-5)$$

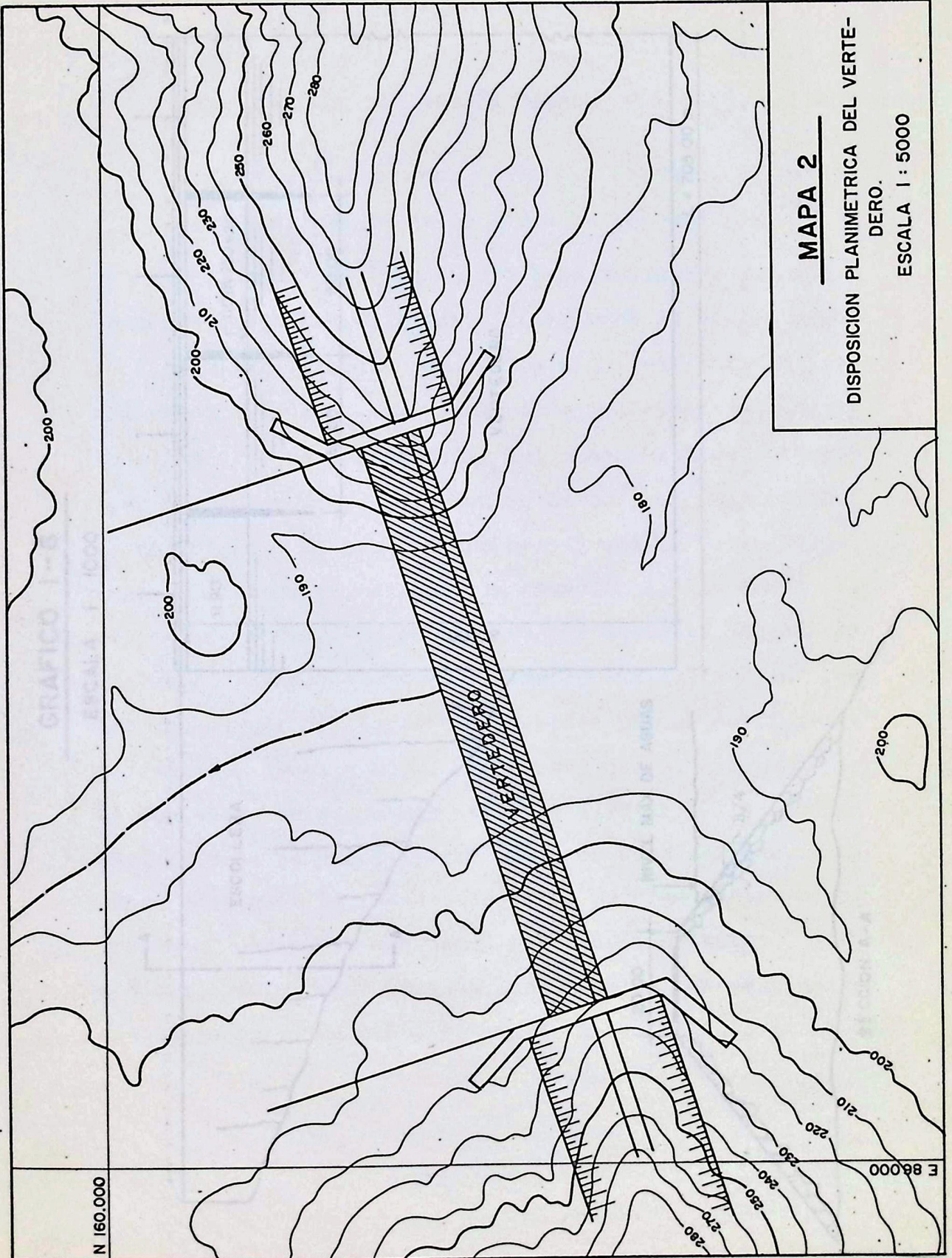
y el tirante  $Y_2$  por:

$$Y_2 = Y_1 \sqrt{1 + 8\lambda} - 1 \quad (1-6)$$

FIGURA 1-1



(\*) El resalto hidráulico se define en numerosos textos de hidráulica como: un choque interno que se produce en un régimen al pasar de turbulento a tranquilo y que trae consigo pérdida de energía que se manifiesta por una elevación brusca de la superficie del agua, acompañada de remolinos y efervescencia en dicha superficie.

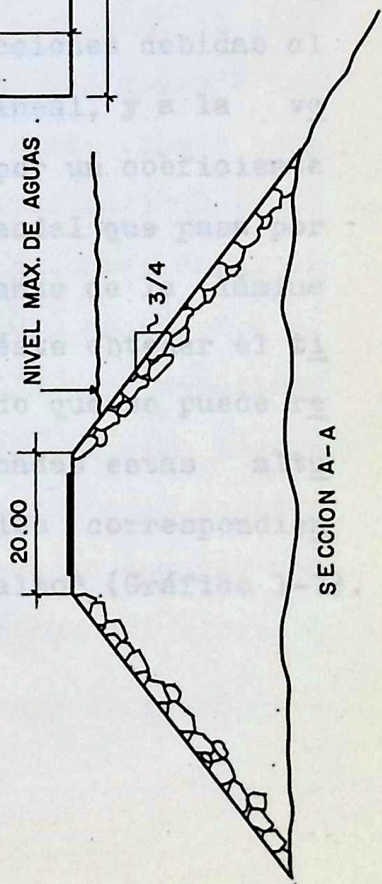
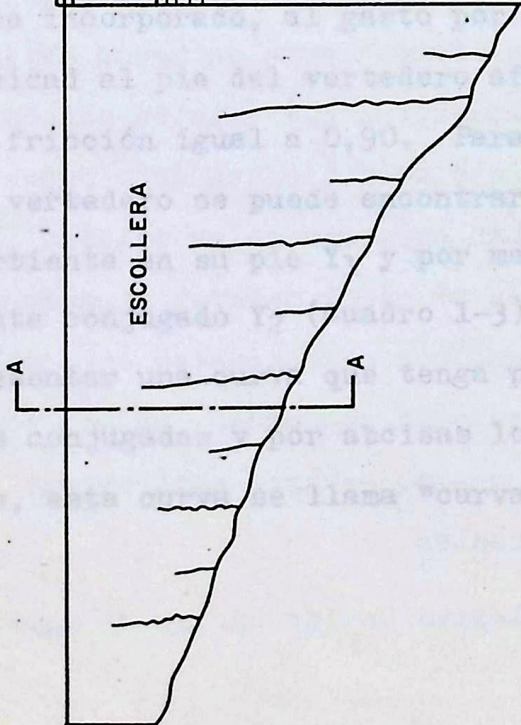
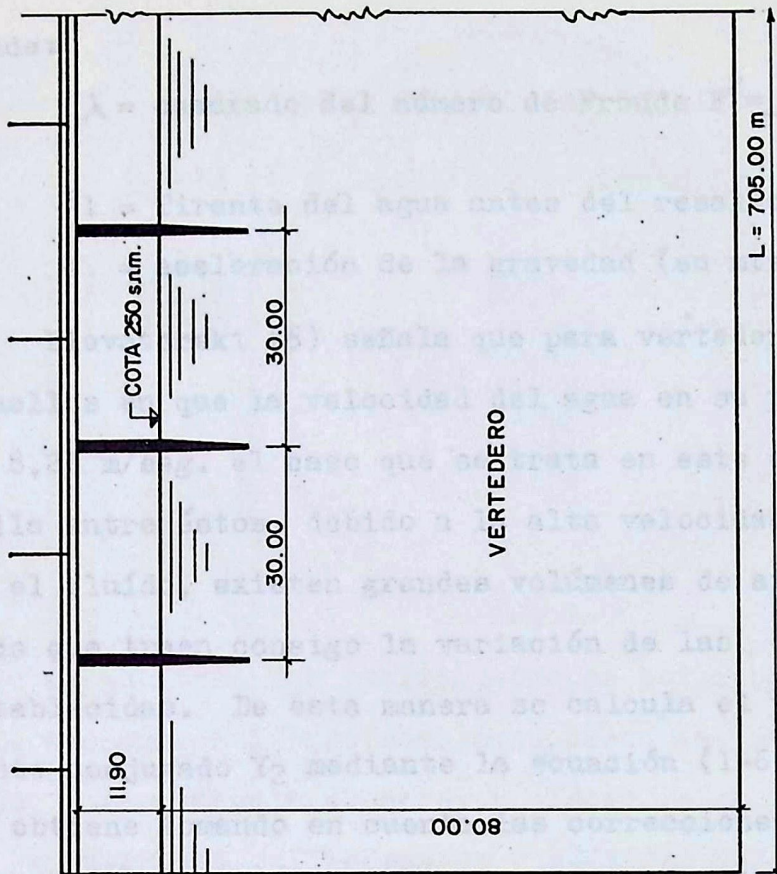


MAPA 2

DISPOSICION PLANIMETRICA DEL VERTE-  
DERO.  
ESCALA 1 : 5000

# GRAFICO I-6

ESCALA 1 : 1000



donde:

$$\lambda = \text{cuadrado del número de Froude } F^2 = \frac{v^2}{gY_1} \text{ (adimensional)}$$

$Y_1$  = Tirante del agua antes del resalto (en metros)

$g$  = aceleración de la gravedad (en mts./seg.<sup>2</sup>)

Elevatorski (6) señala que para vertedero muy altos, aquellos en que la velocidad del agua en su pie es mayor de 8,25 m/seg. el caso que se trata en este estudio se halla entre éstos, debido a la alta velocidad que adquiere el fluido, existen grandes volúmenes de aire incorporado que traen consigo la variación de las expresiones establecidas. De esta manera se calcula el valor del tirante conjugado  $Y_2$  mediante la ecuación (1-6), donde  $Y_1$  se obtiene tomando en cuenta las correcciones debidas al aire incorporado, al gasto por metro lineal, y a la velocidad al pie del vertedero afectada por un coeficiente de fricción igual a 0,90. Para cada caudal que pasa por el vertedero se puede encontrar el tirante de la lámina vertiente en su pie  $Y_1$  y por medio de éste obtener el tirante conjugado  $Y_2$  (Cuadro 1-3), de modo que se puede representar una curva que tenga por ordenadas estas alturas conjugadas y por abcisas los caudales correspondientes, esta curva se llama "curva de resalto" (Gráfico 1-7).

CUADRO 1-3

CALCULO DEL TIRANTE CONJUGADO

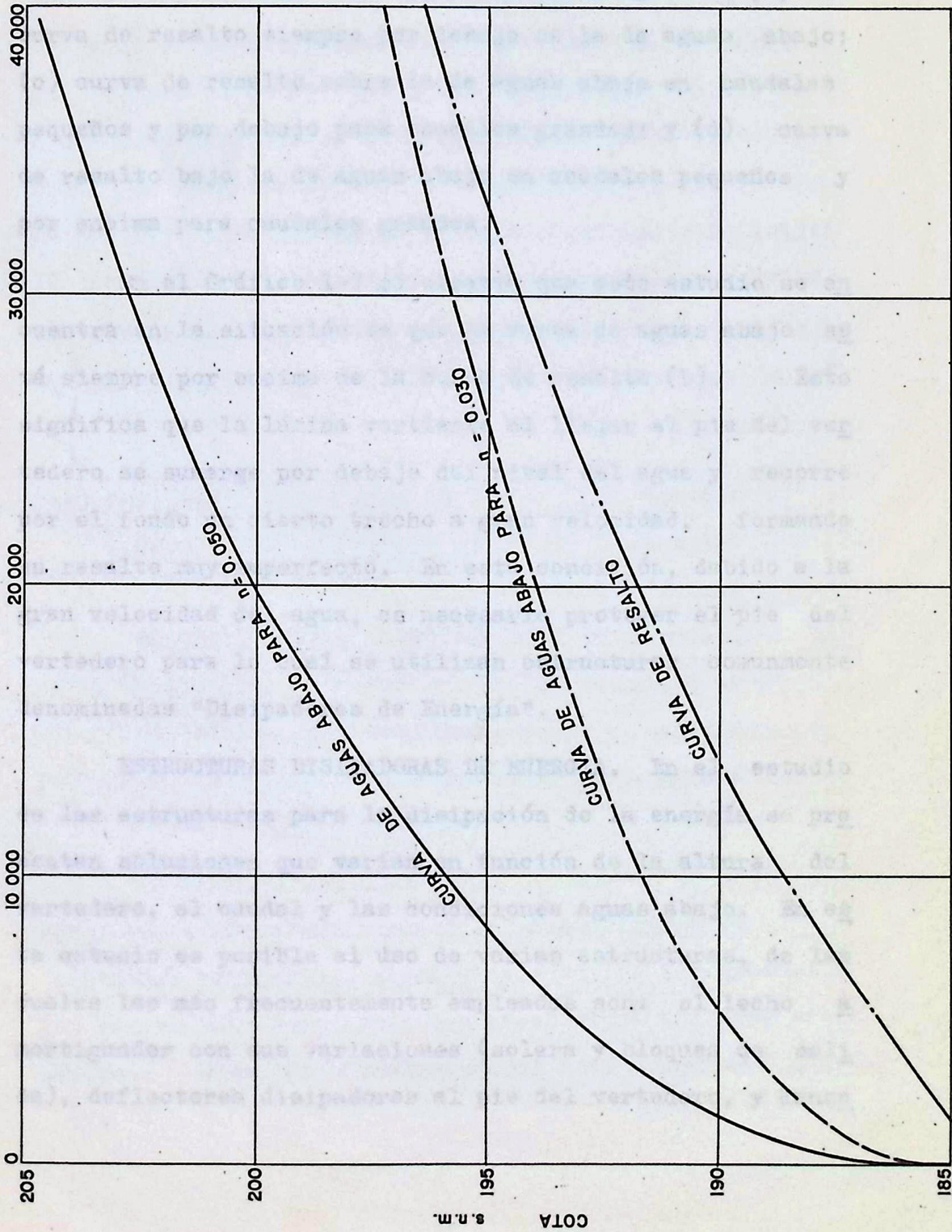
h mts.	Vel m/seg.	q m <sup>3</sup> /seg.	Y <sub>1</sub> mts.	λ	Y <sub>2</sub> mts.
0	0	0	0	0	0
1	39,7	1,74	0,65	248	14,1
2	39,8	5,28	0,95	171	17,2
3	39,9	10,15	1,00	163	17,6
4	40,0	16,90	1,15	142	18,9
5	40,1	23,60	1,35	122	20,5
6	40,3	32,00	1,60	104	22,2
7	40,4	41,30	1,85	90,5	23,8
8	40,5	51,40	2,00	84,0	24,9
9	40,6	62,50	2,30	73,6	26,7

Al conocer las características del canal aguas abajo del vertedero, se puede para cada caudal determinar el ca lado de agua en el canal, y entonces dibujar una curva con abcisas los caudales y ordenadas los tirantes de a guas abajo. Esta curva se llama "curva de aguas abajo". En el Gráfico 1-7 puede observarse que existen dos curvas de aguas abajo obtenidas para coeficientes de rugosidad  $n = 0,050$  y  $n = 0,030$ . Se han supuesto estos valores por considerar que el cauce es un canal natural formado por espesa maleza. Sin embargo, por no conocerse un valor preciso para este coeficiente de rugosidad, se han tomado dos valores dentro de los cuales se cree esté el que re presenta las condiciones reales.

Según la posición relativa de las curvas de aguas a

# GRAFICO I-7

CURVA RESALTO — AGUAS ABAJO.



GASTO EN m<sup>3</sup>/seg

bajo y de resalto, pueden plantearse cuatro casos: (a) curva de resalto siempre por encima de la de aguas abajo; (b) curva de resalto siempre por debajo de la de aguas abajo; (c) curva de resalto sobre la de aguas abajo en caudales pequeños y por debajo para caudales grandes; y (d) curva de resalto bajo la de aguas abajo en caudales pequeños y por encima para caudales grandes.

En el Gráfico 1-7 se observa que este estudio se encuentra en la situación de que la curva de aguas abajo está siempre por encima de la curva de resalto (b). Esto significa que la lámina vertiente al llegar al pie del vertedero se sumerge por debajo del nivel del agua y recorre por el fondo un cierto trecho a gran velocidad, formando un resalto muy imperfecto. En esta condición, debido a la gran velocidad del agua, es necesario proteger el pie del vertedero para lo cual se utilizan estructuras comunmente denominadas "Disipadores de Energía".

**ESTRUCTURAS DISIPADORAS DE ENERGIA.** En el estudio de las estructuras para la disipación de la energía se presentan soluciones que varían en función de la altura del vertedero, el caudal y las condiciones aguas abajo. En este estudio es posible el uso de varias estructuras, de las cuales las más frecuentemente empleadas son: el lecho a mortiguador con sus variaciones (solera y bloques de salida), deflectores disipadores al pie del vertedero, y lanza

mientos en ski o de trayectoria.

Lecho Amortiguador. El lecho amortiguador es una estructura que tiene como finalidad confinar la longitud del resalto hidráulico. Esta longitud es el factor preponderante en la determinación de la longitud del lecho amortiguador, sin embargo, su determinación en un dato difícil de calcular. Existen varias fórmulas que dan este valor en función del tirante al pie del vertedero  $Y_1$ ; y su conjugada del resalto,  $Y_2$ . Con  $Y_1 = 2,30$  metros e  $Y_2 = 26,7$  metros, los valores para el gasto máximo son los siguientes:

Autor	Fórmula	Longitud (metros)
Safranez.	$L = 5,2Y_2$	138,80
Bakhmeteff. Matzke. Distrito de conservación de Miami.	$L = 5(Y_2 - Y_1)$	122,00
Smetana.	$L = 6(Y_2 - Y_1)$	146,40
Aravin.	$L = 5,4(Y_2 - Y_1)$	131,80
Kinney .	$L = 6,02(Y_2 - Y_1)$	146,90
Posey.	$L = 7(Y_2 - Y_1)$	170,80

La longitud del lecho amortiguador debe ser igual a la longitud del resalto y según los valores obtenidos esta longitud varía desde aproximadamente 122 metros hasta 170 metros. Esta indeterminación obliga a realizar

estudios sobre modelos para poder fijar un valor preciso para el comportamiento de la estructura. El factor económico es determinante, ya que el costo del dissipador depende de la longitud que él tenga y por lo tanto lo más conveniente es reducir dicha longitud hasta la solamente necesaria para la formación del resalto.

La transición entre la superficie de escurrimiento del vertedero y el lecho amortiguador es una transición de curvatura constante cuyo radio ha sido seleccionado de acuerdo a los abacos de diseño de Creager (3) y es igual a 27 metros.

Para reducir la longitud del lecho amortiguador E levatorski (6) recomienda el empleo de la solera dentada tipo Rehbock y de bloques de salida al pie del vertedero.

El efecto de la solera dentada es disipar por impacto la energía, levantar del fondo del cauce natural del río la lámina vertiente que recorre el lecho amortiguador, y como consecuencia arrastrar el material hacia su cara aguas abajo.

La longitud del lecho amortiguador en el caso de emplear la solera tipo Rehbock está dada por la fórmula:

$$L = 2H_{max} + \frac{1}{8} W$$

donde:  $H_{max}$ : carga máxima para el vertedero, en metros

W: altura total del vertedero, en metros .

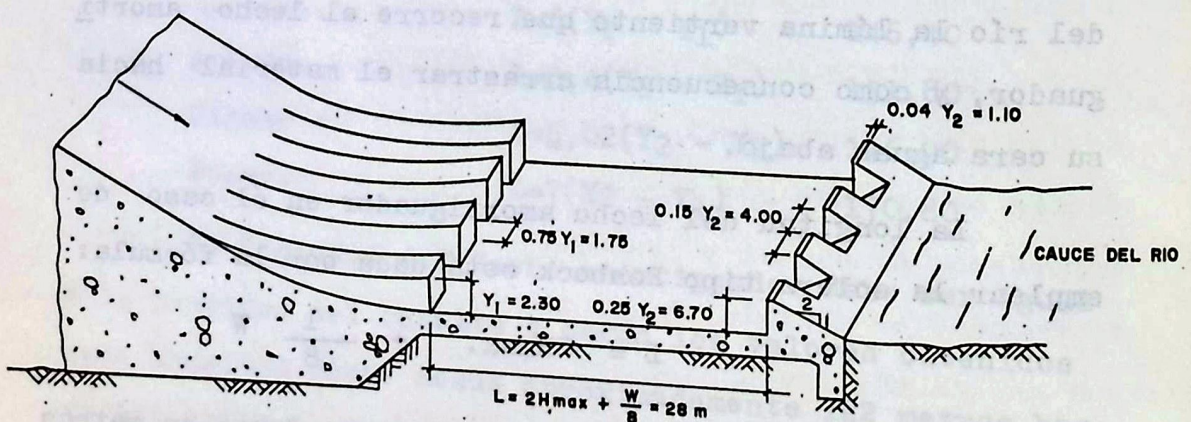
Esta fórmula ha sido derivada experimentalmente y por lo tanto es conveniente verificarla en el laboratorio. Para el caso en estudio:

$$L = 2 \times 9 + 1.80 = 28,00 \text{ metros}$$

Otros elementos empleados para acortar la longitud del lecho amortiguador son los "bloques de salida al pie del vertedero". El efecto de ellos es levantar del fondo del lecho una parte de la lámina vertiente en el momento que ésta se precipita dentro del pozo amortiguador.

Las dimensiones apropiadas para estas estructuras son función de los tirantes  $Y_1$  e  $Y_2$  y pueden verse en la figura 1-2

FIGURA 1-2

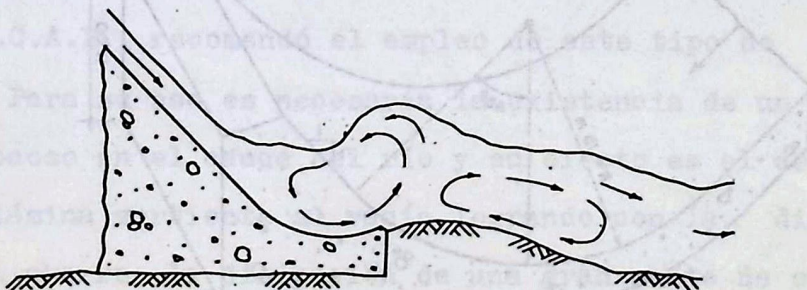


El uso de tacos o hitos dentro del lecho amortiguador ha sido desechado por considerarse que debido a la gran altura del vertedero hay altas velocidades capaces de producir la destrucción de estos elementos por efecto de la cavitación. Ejemplo de ésto, es lo ocurrido en la Presa Gatún, en Panamá.

Deflector Sólido al Pie del Vertedero: estos tipos de disipadores de energía son especialmente efectivos en aquellos casos en que existe un tirante de aguas abajo más profundo que el necesario para la formación del resalto hidráulico y el lecho natural del cauce del río está formado por estratos rocosos, (caso en estudio).

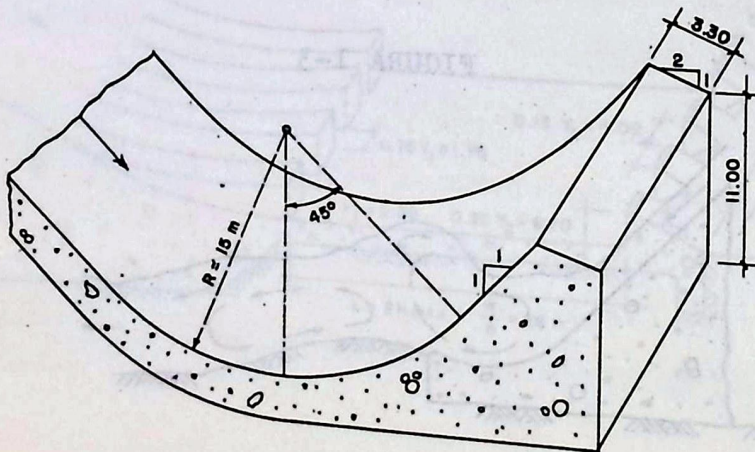
El efecto de estos disipadores es formar un par de remolinos, uno de los cuales se mantiene dentro del deflector y tiende a ser superficial, mientras el otro se forma aguas abajo de la estructura y tiende a arrastrar el material erosionable hacia el pie del vertedero. (Fig. 1-3).

FIGURA 1-3



Para determinar las dimensiones de estos tipos de estructuras no existen criterios precisos y las variables que intervienen en su funcionamiento son el radio, la pendiente del labio a su salida, y el tirante aguas abajo. Sin embargo se puede afirmar que mientras mayor sea el radio de la estructura más eficiente será su comportamiento, pero cabe hacer notar la importancia del factor económico en la elección de dicho radio. En este estudio dada la carencia de datos precisos para el diseño de este tipo de disipadores, es necesario aprovechar la experiencia obtenida en la construcción de otros vertederos que presentan características semejantes y de esta manera se ha llegado a la determinación de un radio dentro de los límites económicos, 15 metros; y un ángulo de salida de  $45^\circ$  el cual hasta ahora ha producido los mejores resultados. (Figura 1-4). La conveniencia de su aplicación se determinará en el estudio sobre modelos.

FIGURA 1-4



Recientemente ha sido desarrollada una modificación de este tipo de deflector, que consiste en la adaptación de trampolines de doble lanzamiento con perfil hidrodinámico ( slotted bucket ). Su uso se ha generalizado en vertederos hasta de 50 metros de alto (Angostura Dam, U.S.A. ) . Se pensó en la conveniencia de su aplicación en vertederos de gran altura como el de Guri (80 metros) y para diseñarlo se siguieron los estudios hechos por Beichley y Peterka (7) en los cuales se presentan una serie de abacos de diseño. Sin embargo debido a que los autores establecen limitaciones para la aplicación de sus abacos no fué posible el empleo de este tipo de dissipador. Las limitaciones establecidas son de velocidad al pie del vertedero (22,5 m/seg) y de gasto máximo por metro lineal (56 m<sup>3</sup>/seg). En este estudio la velocidad al pie del aliviadero y el gasto máximo por metro lineal son: 40 m/seg. y 61,5 m<sup>3</sup>/seg.

Lanzamiento en Ski o de trayectoria. En la visita que el Profesor Gandolfo de la Universidad de Buenos Aires hizo en el mes de Marzo al Laboratorio de Hidráulica de la U.C.A.B., recomendó el empleo de este tipo de dissipador. Para su uso es necesaria la existencia de un estrato rocoso en el cauce del río y su efecto es el de lanzar la lámina vertiente al vacío logrando con la dispersión del chorro, la disipación de una gran parte de su e

nergía, al mismo tiempo aleja del pie del vertedero la zona de máxima erosión. (Figura 1-5). Para el dimensionado de esta clase de dissipador, al igual que en el caso anterior, tampoco existen criterios precisos de diseño y se recurrió a la comparación con vertederos semejantes para la determinación de sus elementos. Las variables que intervienen en este tipo de dissipador son: el radio del deflector, el ángulo de lanzamiento y la velocidad de llegada de la lámina vertiente. Se consideró que un radio de 15 metros y un ángulo de  $30^\circ$ , son valores convenientes para el buen funcionamiento de este dissipador. La velocidad de lanzamiento depende de la altura donde se sitúe el deflector respecto a la cresta del vertedero. (Figura 1-6).

Conocida la posición del deflector es posible determinar la distancia de caída de la lámina vertiente (6). La condición óptima de funcionamiento del deflector se determinará en los ensayos sobre modelos variando la posición de la estructura y observando su comportamiento.

FIGURA 1-5

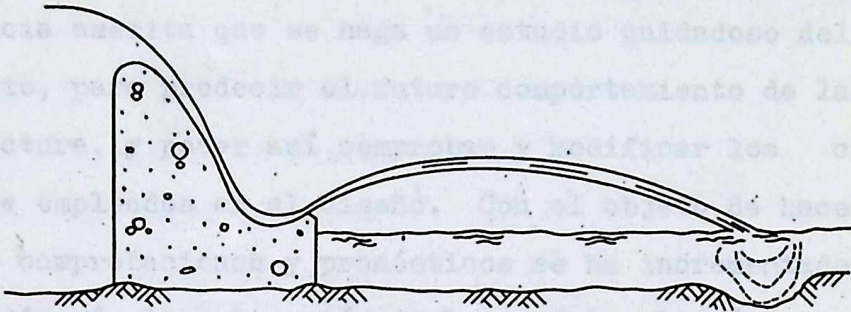
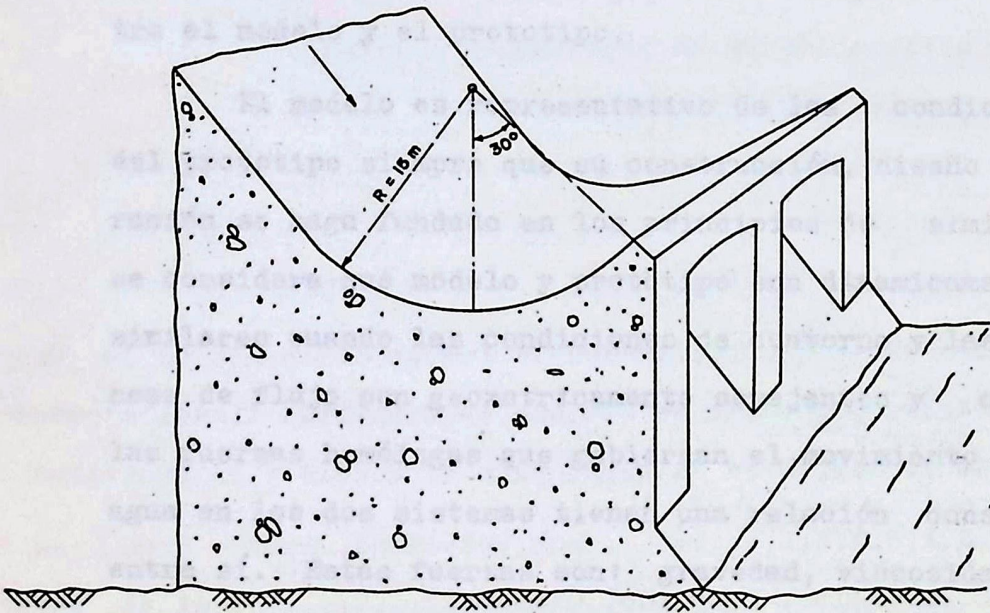


FIGURA 1-6



## CAPITULO II

### MODELOS HIDRAULICOS

#### Teoría de Modelos Hidráulicos

La construcción de una obra hidráulica de importancia amerita que se haga un estudio cuidadoso del proyecto, para predecir el futuro comportamiento de la estructura, y poder así comprobar y modificar los criterios empleados en el diseño. Con el objeto de hacer estas comprobaciones y pronósticos se ha incrementado cada día más la aplicación de los modelos hidráulicos, los cuales permiten obtener a bajo costo información tanto cuantitativa como cualitativa del sistema a construir, siempre y cuando se seleccione una escala adecuada entre el modelo y el prototipo.

El modelo es representativo de las condiciones del prototipo siempre que su construcción, diseño y operación se haga fundado en los principios de similitud, se considera que modelo y prototipo son dinámicamente similares cuando las condiciones de contorno y las líneas de flujo son geoméricamente semejantes y cuando las fuerzas homólogas que gobiernan el movimiento del agua en los dos sistemas tienen una relación constante entre sí. Estas fuerzas son: gravedad, viscosidad, elasticidad y tensión superficial. En general existe predominio de una de estas fuerzas en comparación con -

las otras y según cual sea la fuerza dominante se han desarrollado criterios de similitud que expresados algebraicamente hacen posible su empleo. Los criterios de similitud más usados en la práctica son:

FUERZA	RELACION	NOMBRE	DESIGNACION
gravedad	$v^2/gl$	número de Froude	F.
viscosidad	$vl\rho/\mu$	número de Reynolds	R
elasticidad	$v^2l\rho/e$	número de Cauchy	C
tensión superficial	$v^2l\rho/\sigma$	número de Weber	W.

siendo: v= velocidad

l= cualquier parámetro lineal que tenga influencia sobre el flujo.

g= aceleración de la gravedad

$\rho$  = densidad del fluido

$\mu$  = viscosidad

e = elasticidad

$\sigma$  = tensión superficial

En el estudio que realizamos la fuerza dominante es la fuerza de gravedad y por tanto se obtiene la similitud dinámica cuando el número de Froude, F es el mismo para el modelo y el prototipo .

Si V,Q,A,R,S,L,D,..... son velocidad, gasto, área, radio hidráulico, pendiente, longitud, diámetro..... y si se designa con los subíndices "p" y "m" los valores para el prototipo y pa

ra el modelo respectivamente; si además  $L_r$  es la relación de escalas del prototipo al modelo y  $F$  es el mismo para ambos sistemas se deben cumplir las siguientes relaciones:

$$(1) \quad F = \frac{v_p^2}{g L_p} = \frac{v_m^2}{g L_m}; v_p = v_m \left( \frac{L_p}{L_m} \right)^{\frac{1}{2}} = v_m L_r^{\frac{1}{2}}$$

$$(2) \quad A_p = A_m L_r^2$$

y como:  $Q = V \cdot A$

entonces:  $Q_p = v_m A_m L_r^{\frac{5}{2}} = Q_m L_r^{\frac{5}{2}}$

y de igual manera se derivan todas las relaciones entre ambos sistemas.

CUADRO 2-1

Relaciones entre modelo y prototipo

Longitud .....	$L_p = L_m \cdot L_r$
Area .....	$A_p = A_m \cdot L_r^2$
Volumen .....	$V_p = V_m \cdot L_r^3$
Velocidad .....	$v_p = v_m \cdot L_r^{\frac{1}{2}}$
Gasto .....	$Q_p = Q_m \cdot L_r^{\frac{5}{2}}$
Tiempo .....	$T_p = T_m \cdot L_r^{\frac{1}{2}}$
Pendientes, constantes, <u>acele</u>	
ración .....	$C_p = C_m \cdot L_r^0$
Potencia .....	$P_p = P_m \cdot L_r^{\frac{7}{2}}$
Trabajo .....	$E_p = E_m \cdot L_r^4$

Descripción del Laboratorio de la U.C.A.B.

El Laboratorio de U.C.A.B. fué construído de acuerdo a diseños del Prof. Hunter Rouse de la Universidad del Estado de Iowa. El laboratorio consta de un canal de paredes de vidrio y nivel fijo que se muestra en la Fotografía 1, una tubería para estudios de diversos regímenes en aceite, un tanque subterráneo conectado por una bomba a un tanque elevado que descarga por medio de una rejilla vertedero a otro tanque de nivel constante.

Este laboratorio fué puesto en funcionamiento durante el curso 1958-59 con la valiosa colaboración del Dr. Víctor Sardi, actual profesor de "Prácticas de Hidráulica" de esta Universidad.

CALIBRACION DEL VERTEDERO DEL CANAL. Para los modelos de la estructura que se investiga lo más conveniente es el empleo del canal de paredes de vidrio, el cual al mismo tiempo que da un gasto regulable, permite ver a través de sus paredes el funcionamiento hidráulico del modelo. Este canal (Foto. 1) tiene 0,39 metros de ancho, 0,63 metros de alto y 3,70 metros de largo; el gasto de entrada se regula mediante una llave de compuerta y el tirante de agua dentro del canal se controla con una compuerta de salida que a su vez comunica con la antecámara de un vertedero triangular de 60° (Foto. 2) el cual se emplea para la determinación de los gastos pasan

tes. La carga sobre este vertedero se mide mediante el vaso transparente (Foto. 3) conectado a la antecámara. El tirante en el canal se mide con una aguja de medición que se muestra en la Fotografía 4.

Como primer paso para la ejecución del estudio fué necesario calibrar el vertedero triangular. La descarga sobre este tipo de vertedero se calcula generalmente mediante la ecuación:

$$Q = C h^n \quad (2-1)$$

donde:  $Q$  = gasto en lts/seg.

$h$  = tirante sobre el vertedero en cm.

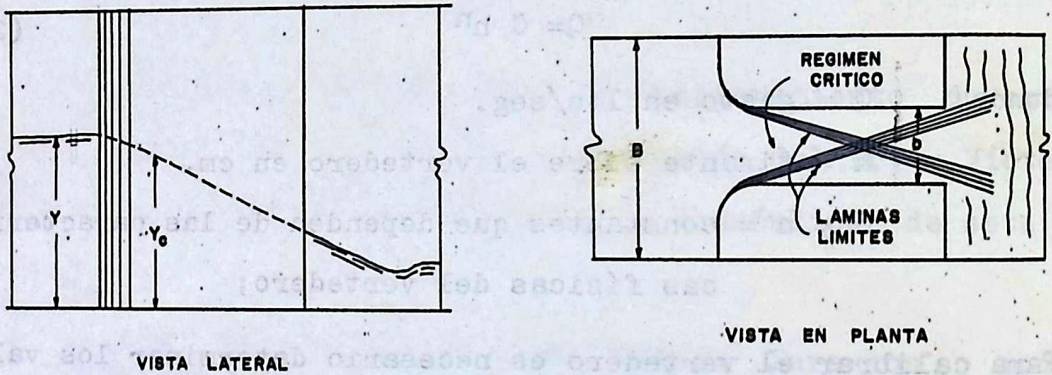
$C$  y  $n$  = constantes que dependen de las características físicas del vertedero;

Para calibrar el vertedero es necesario determinar los valores de  $n$  y  $C$ , los cuales se calculan mediante aforo directo utilizando el volumen o el peso de agua que pasa por el canal en un tiempo determinado, por carecer el laboratorio de tanques de calibración y una balanza adecuada fué imposible emplear este método y se recurrió al método que Balloffet (8) estudió en la Universidad de Buenos Aires, el cual permite aforar con gran precisión canales abiertos. Este método de aforo se adapta enteramente a las condiciones existentes, ya que los gastos presentes por el canal son los mismos que por el vertedero.

El principio teórico de este método consiste en hacer

que el regimen en el canal llegue a su valor crítico (punto en el cual la energía específica es mínima), mediante la colocación de una contracción de dimensiones conocidas en el paso de las aguas, Figura 2-1.

FIGURA 2-1



Siendo la energía específica mínima:

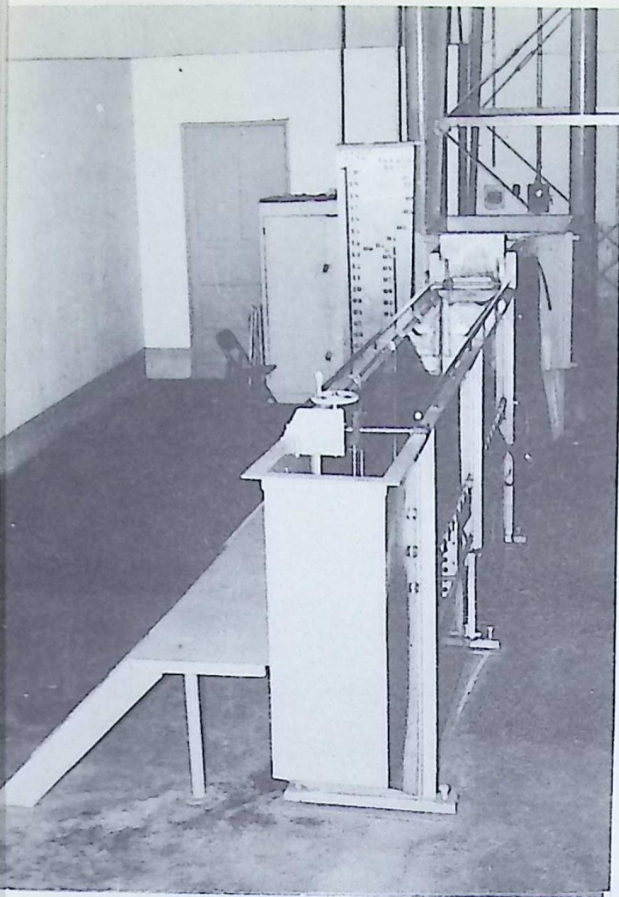
$$H_{min} = \frac{3}{2} Y_c$$

donde  $Y_c$  = tirante crítico

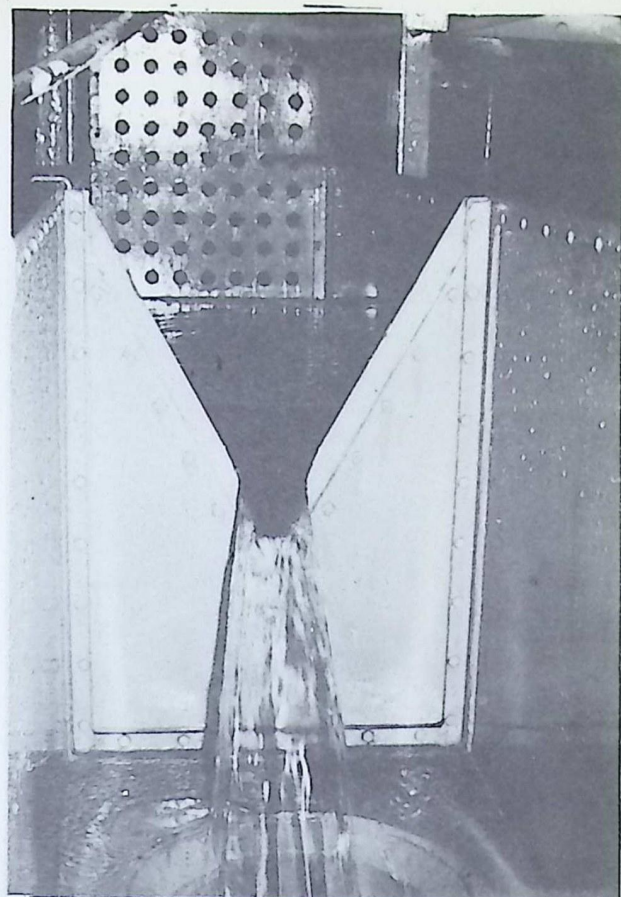
$$Y_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gb^2}} \quad (2-2)$$

y por lo tanto:

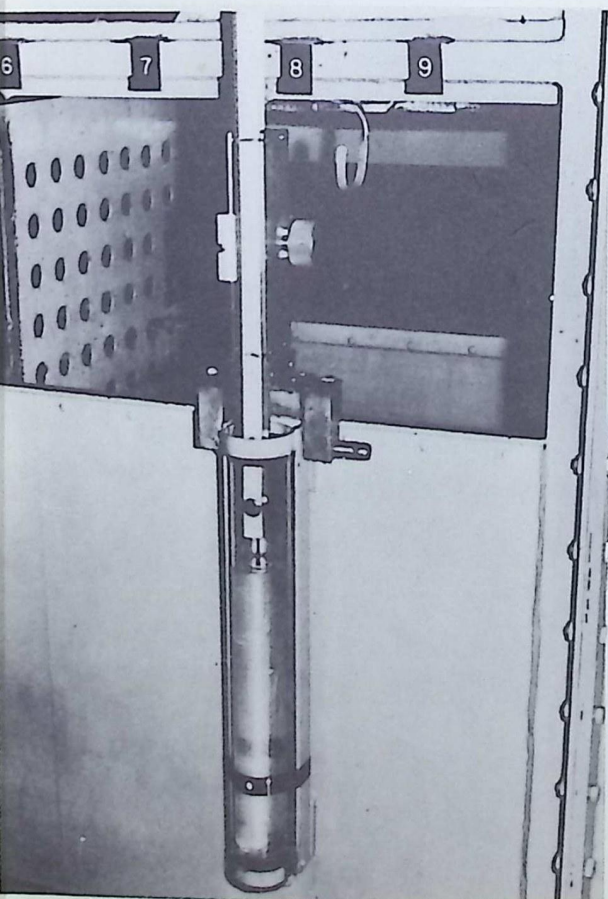
$$\frac{Y+V^2}{2g} = \frac{3}{2} Y_c \quad (2-3)$$



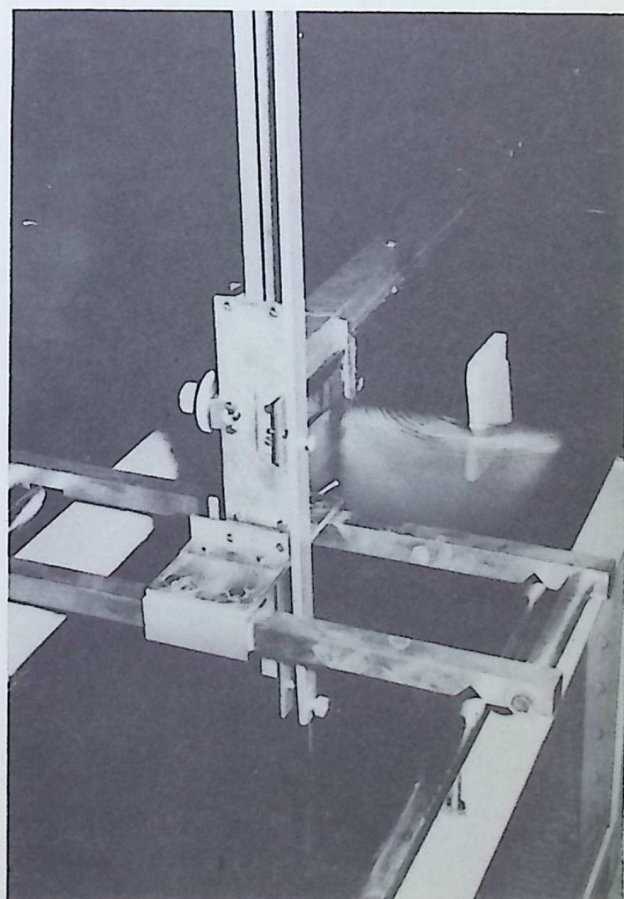
FOTOGRAFIA 1



FOTOGRAFIA 2



FOTOGRAFIA 3



FOTOGRAFIA 4

substituyendo V en función del gasto Q:

$$Y + \frac{Q^2}{2gB^2Y^2} = \frac{3}{2} Y_c$$

en el cual B es el ancho e "y" la profundidad aguas arriba de la contracción y siendo:

$$Q^2 = Y_c^3 b^2 g \quad (2-2)$$

tenemos:

$$Y + \frac{Y_c^3 b^2}{2B^2 Y^2} = \frac{3}{2} Y_c \quad (2-4)$$

Resolviendo esta ecuación se obtiene para  $Y_c$  un valor real y como  $Y_c$  depende de Q (ec. 2-2) se obtiene:

$$Q = \mu b Y \sqrt{2gY} \quad (2-5)$$

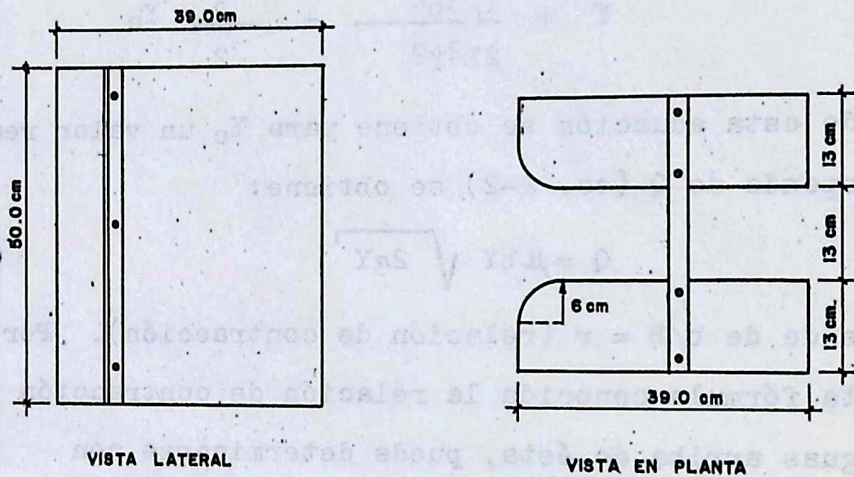
donde  $\mu$  depende de  $b/B = r$  (relación de contracción). Por medio de esta fórmula conocida la relación de contracción y el tirante aguas arriba de ésta, puede determinarse con precisión el gasto pasante por el canal en un momento dado. Balloffet (8) ensayó con diversos tamaños y formas de contracción de las cuales se utilizó la tipo 1-B que se describe en la Figura 2-2 y puede verse en la Fotografía 5. La relación de contracción de este medidor es de 1/3 y su ecuación es:

$$Q = 6.83 Y^{3/2} \quad (2-6)$$

donde Q está expresado en lts/seg y el tirante "Y" en decímetros; su curva de descarga h versus Q aparece en el Gráfico 2-1.

Debido a que las dimensiones del canal de paredes de vidrio en el que realizó sus ensayos Balloffet (8) son completamente semejantes al de la U.C.A.B., ello permitió construir el medidor con dimensiones iguales al original ensayado. Figura 2-2.

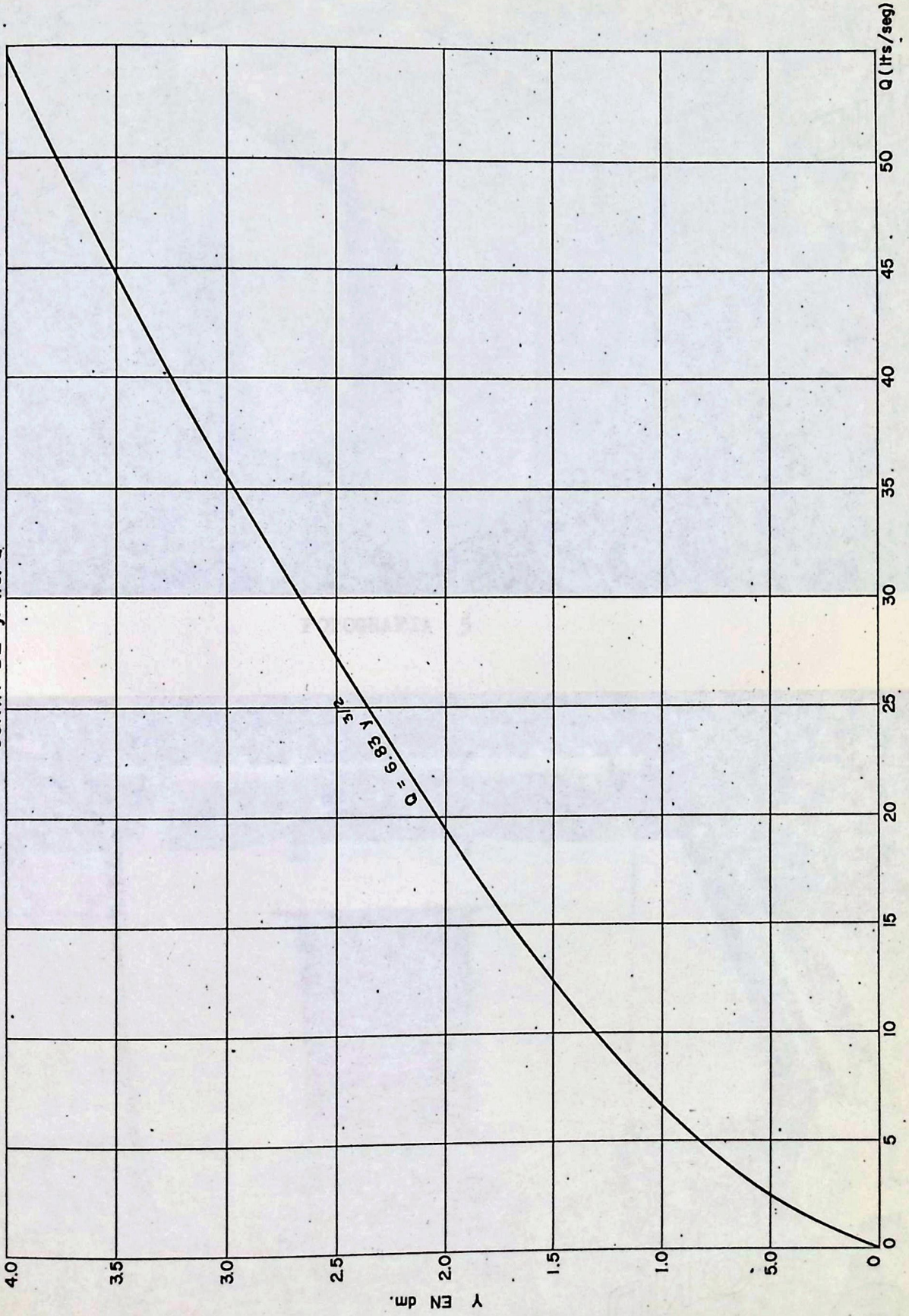
FIGURA 2-2

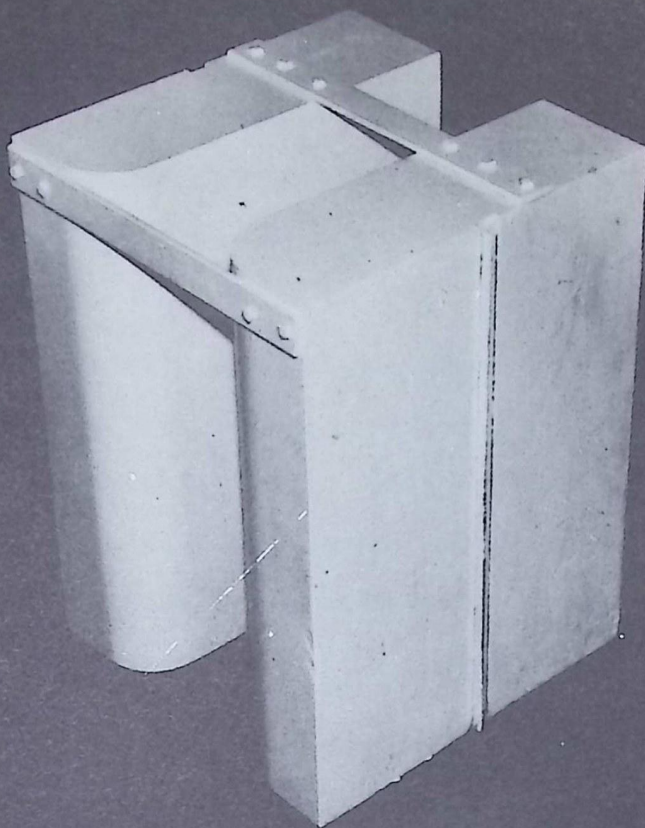


La contracción fué hecha de caoba, madera poco afectable por el agua y fué impermeabilizada con barniz tapa-poros y pintura de esmalte; se fijó con dos rieles metálicos en el canal y todas las juntas se sellaron con mastique. Una vez instalado el medidor se dió paso al agua e inmediatamente el nivel aguas arriba tomó una superficie estable (Foto. 6), lo cual permitió medir el tirante de aguas arriba de la contracción y la carga sobre el vertedero triangular de 60°. De esta manera con el tirante aguas arriba y el Gráfico 2-1, se calculó el gasto pasante por la contracción. Una vez conocido el

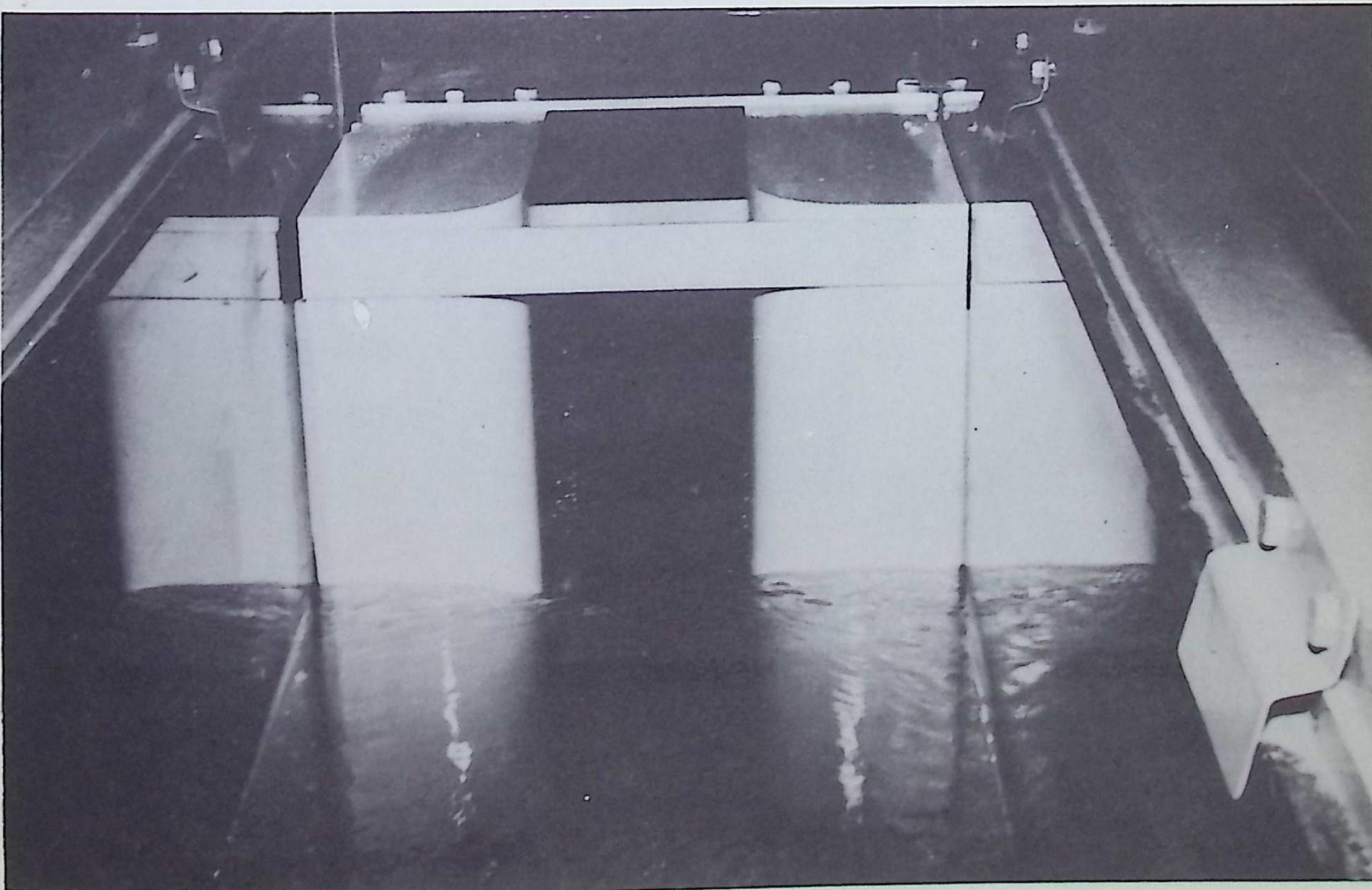
# GRAFICO 2-1

AFORADOR DE CORRIENTE CRITICA.  
CURVA DE  $y$  v.s.  $Q$





FOTOGRAFIA 5



FOTOGRAFIA 6

gasto y la carga sobre el vertedero fué posible fijar en papel logarítmico los puntos de tirantes sobre el vertedero contra gasto, Gráfico 2-2.

Al paso del agua por la contracción se observa la superficie encrespada propia del régimen crítico y el punto de corte de las láminas límites (Foto. 7) y aguas abajo al controlar el tirante mediante la compuerta de salida se produce un resalto que se muestra en la Fotografía 8.

La ecuación en forma logarítmica del gasto que pasa por el vertedero es:

$$\log Q = \log C + n \log h \quad (2-1)$$

la cual representada gráficamente en coordenadas logarítmicas es una recta. En el Gráfico 2-2, la recta que más se aproxima a los puntos dibujados es la definida por  $n=2,5$  y  $C=0,0082$ ; luego la ecuación que da el gasto sobre el vertedero es:

$$Q = 0.0082 h^{5/2} \quad (Q = \text{lts/seg}, h=\text{cm})$$

Se calcularon el error medio, la desviación media y el coeficiente de correlación que existe entre los valores hallados experimentalmente y la expresión adoptada. Las fórmulas a emplearse para el cálculo son (9):

$$\bar{Q} = \frac{\sum Q'}{N} \quad (2-7)$$

$$e = \sqrt{\frac{\sum (Q' - \bar{Q})^2}{N - 2}} \quad (2-8)$$

$$d = \sqrt{\frac{\sum(Q' - \bar{Q}')^2}{N-1}} \tag{2-9}$$

$$r = \sqrt{1 - \frac{e^2}{d^2}} \tag{2-10}$$

- donde:  $Q$  = gasto según la ecuación (2-1)  
 $Q'$  = gasto medido experimentalmente  
 $\bar{Q}'$  = promedio aritmético de los valores  
 $N$  = número de lecturas  
 $e$  = error medio  
 $d$  = desviación media  
 $r$  = coeficiente de correlación

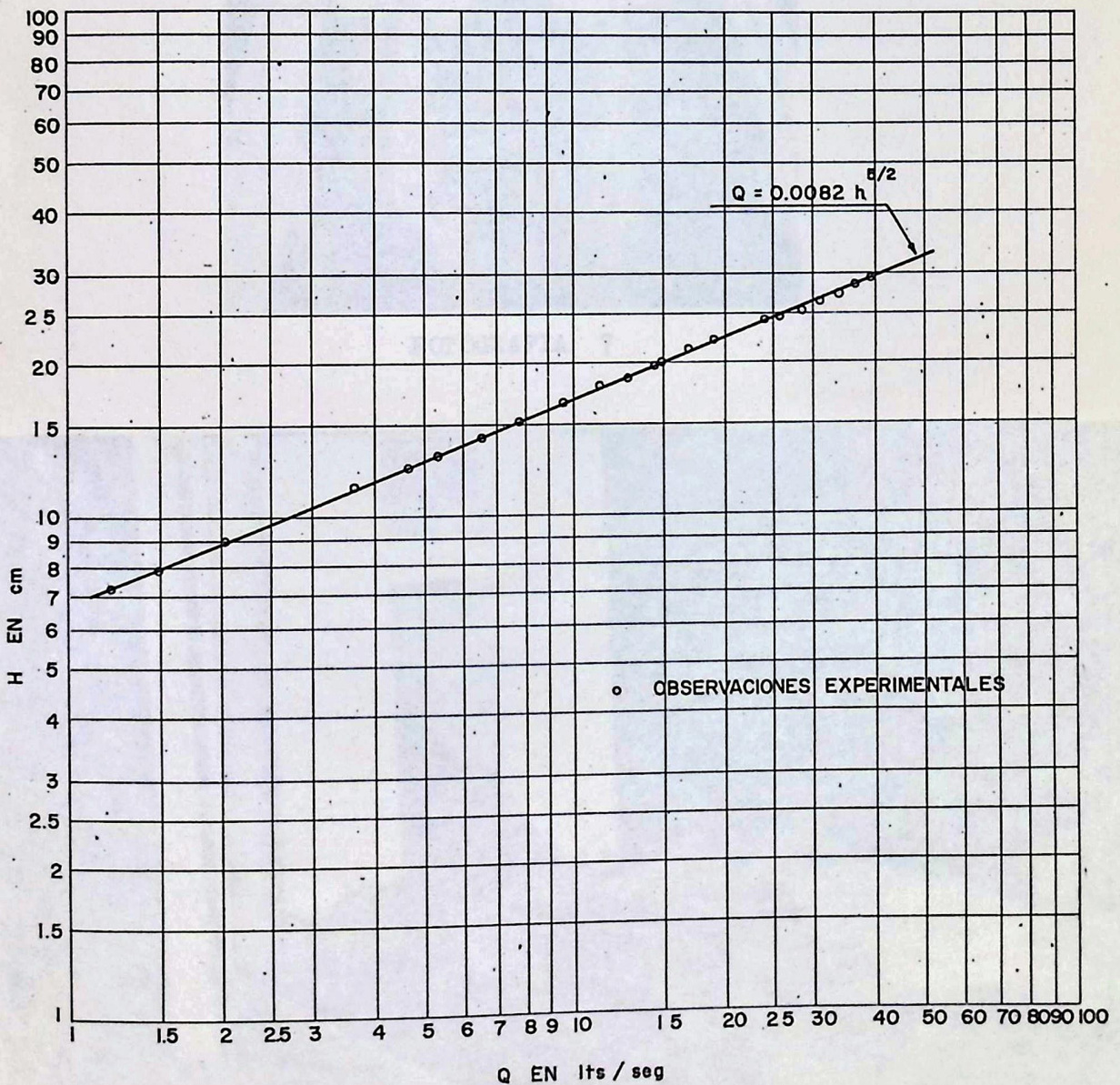
CUADRO 2-2

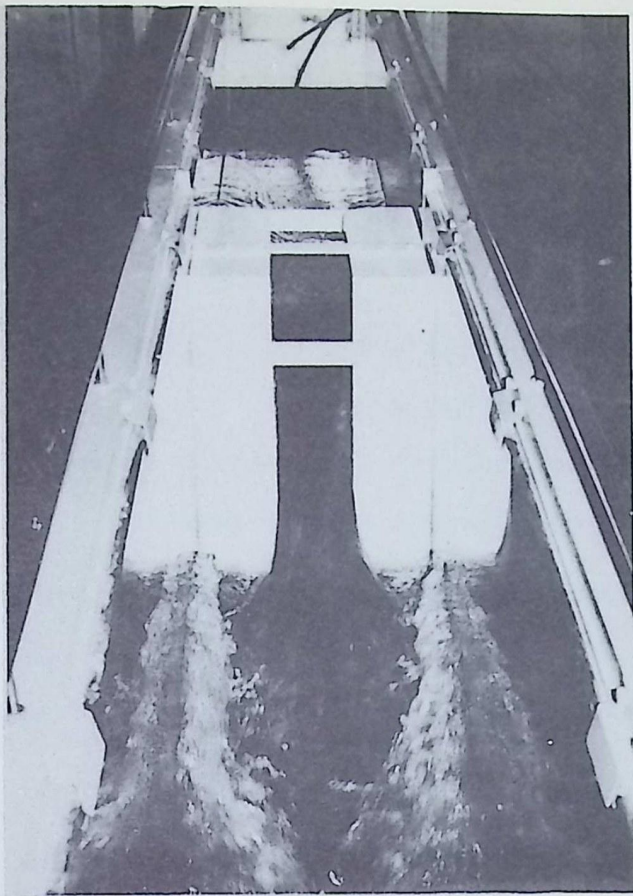
CALCULO DE VALORES ESTADISTICOS

$h$	$Q'$	$Q$	$(Q' - Q)$	$(Q' - Q)^2$	$(Q' - \bar{Q}')$	$(Q' - \bar{Q}')^2$
4,95	0,45	0,45	0,00	0,0000	-15,33	235,00
7,35	1,20	1,20	0,00	0,0000	-14,58	212,50
9,05	2,00	2,01	-0,01	0,0001	-13,78	189,50
11,53	3,60	3,65	-0,05	0,0025	-12,18	148,30
12,75	4,60	4,67	-0,07	0,0049	-11,18	123,00
13,34	5,25	5,34	-0,09	0,0081	-10,23	104,90
14,48	6,45	6,56	-0,11	0,0121	-9,33	87,10
15,55	7,70	7,91	-0,21	0,0440	-8,08	65,30
16,97	9,45	9,76	-0,31	0,0960	-6,33	40,05
18,08	11,10	11,40	-0,30	0,0900	-4,68	21,90
18,95	12,70	12,80	-0,10	0,0100	-3,08	9,47
20,05	14,70	14,91	-0,21	0,0480	-1,08	1,16
21,25	16,85	16,55	+0,30	0,0900	+1,07	1,15
22,20	18,95	18,95	0,00	0,0000	+3,17	10,05
24,35	23,85	23,80	+0,05	0,0025	+8,07	65,20
25,00	25,45	25,85	+0,40	0,1600	+9,67	93,70
25,45	28,25	26,60	+1,65	2,7200	+12,47	155,50
26,67	30,85	29,50	+1,35	1,8200	+15,07	226,70
27,75	33,35	33,50	+0,15	0,0225	+17,57	308,50
28,75	36,10	36,10	0,00	0,0000	+20,32	412,50
29,45	38,55	37,60	+0,95	0,9250	+22,77	516,00
	$\Sigma=331,40$			$\Sigma=5,9117$		$\Sigma=3029,48$

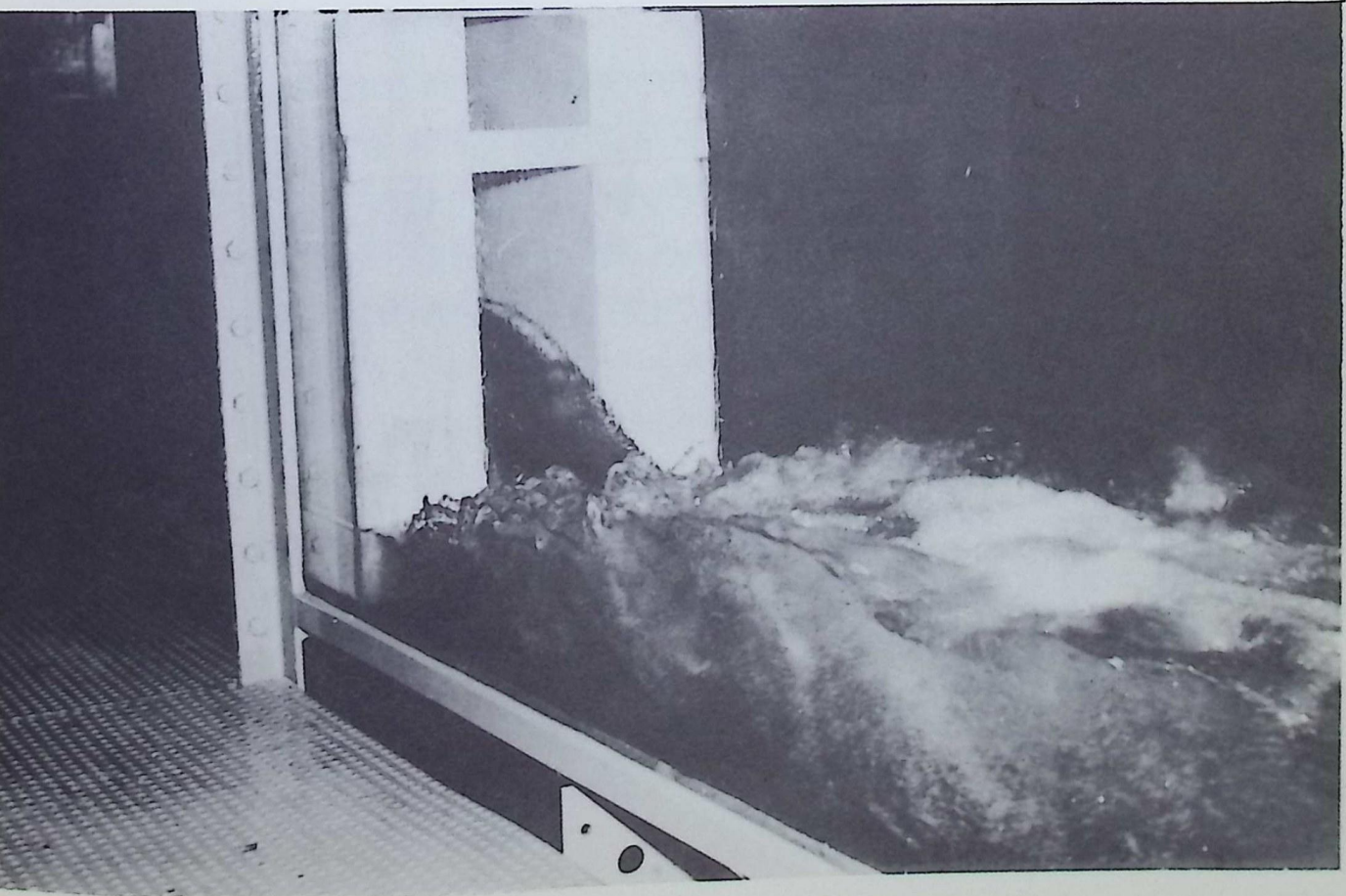
## GRAFICO 2-2

CURVA DE Q vs. H EXPERIMENTAL PARA EL VERTE-  
DERO TRIANGULAR DE 60°.





FOTOGRAFIA 7



FOTOGRAFIA 8

al aplicar las fórmulas (2-7), (2-8), (2-9) y (2-10) se obtienen:

$$e = 0,558$$

$$d = 12,30$$

$$r = 0,9982$$

como se observa el coeficiente de correlación es casi igual a la unidad y puede considerarse la correlación como perfecta.

Obsérvese además que la ecuación encontrada para el gasto del vertedero de 60° coincide con la que dan para el mismo caso L. Cruz-Coke y C. Moya de la Universidad Católica de Chile. (10)

#### Modelos del Vertedero en Estudio

En el Capítulo I se ha desarrollado el proyecto teórico de los elementos que forman la estructura del vertedero y en este - Capítulo se realiza un estudio detallado de cada uno de sus elementos sobre modelos.

Los modelos de vertederos generalmente se hacen en escalas que varían entre 1:10 y 1:150, el límite superior se fija por razones de economía y tamaño del modelo y el inferior por razones de precisión. Por las dimensiones del canal en que se realizan los experimentos es imposible construir un modelo del total de la estructura en escala mayor de 1:145, valor éste que se considera reducido si se quiere estudiar con detalle el comportamiento de la cresta, ya que en ésta se determinarán los coeficientes de descarga, las presiones para diversos gastos, la velocidad de la lámina vertiente y el funcionamiento hidráulico.

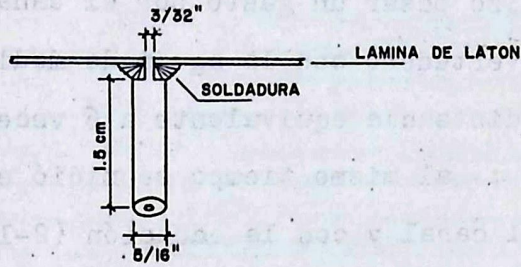
del perfil hidrodinámico de las pilas. Con este objeto se construyó un modelo de la sección de la cresta en escala 1:80, valor limitado por el gasto máximo que se puede pasar por el canal. En esta escala el canal permite representar una longitud de cresta aproximadamente igual a 30 mts. Es suficiente construir una sección de la cresta para conocer el comportamiento del vertedero en toda su longitud, ya que la lámina vertiente es semejante para cada sección entre pilas consecutivas. En los 30 mts. de longitud del prototipo representados en el modelo, es posible instalar una pila central y suponer simetría con las demás secciones del vertedero.

CONSTRUCCION DEL PRIMER MODELO. Este modelo representa la sección de la cresta a escala 1:80. Se construyó con una estructura formada por cuatro perfiles de madera contraenchapada unidos por barras redondas de madera de 3/4" (Foto. 9), se forró con una lámina de latón liso atornillada a la armazón. Las asperezas de los tornillos se redujeron a un valor mínimo limando la cabeza de ellos y rellenando sus ranuras con soldadura. Se instaló una batería de 15 piezómetros contruidos con tubos concéntricos de bronce de diámetro interior 3/32" según recomendación de Rouse (11) y exterior 5/16". Los piezómetros se soldaron a la parte interior de la lámina de latón como se muestra en la Figura 2-3.

La pila de apoyo del puente se construyó con madera balsa y se fijó a la cresta del vertedero con cemento "pega-todo". To

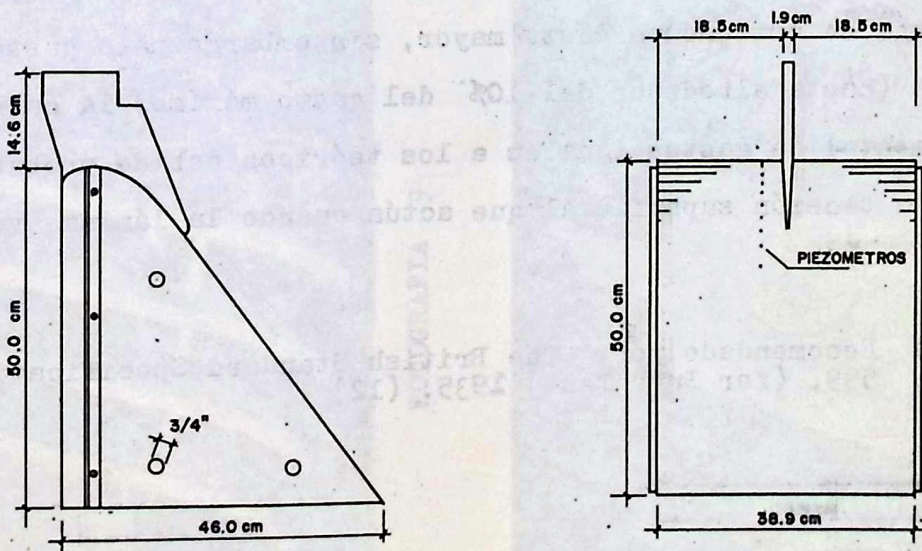
do el conjunto (Figura 2-4) se remató con masilla y se pintó con laca nitrocelulósica blanca.

FIGURA 2-3



El modelo se fijó al canal con dos rieles metálicos y se sellaron las juntas con mastique ordinario. Los piezómetros se conectaron a la batería de manómetros por medio de mangueras de caucho de diámetro inferior  $5/16"$ . (Fotos. 10 y 11).

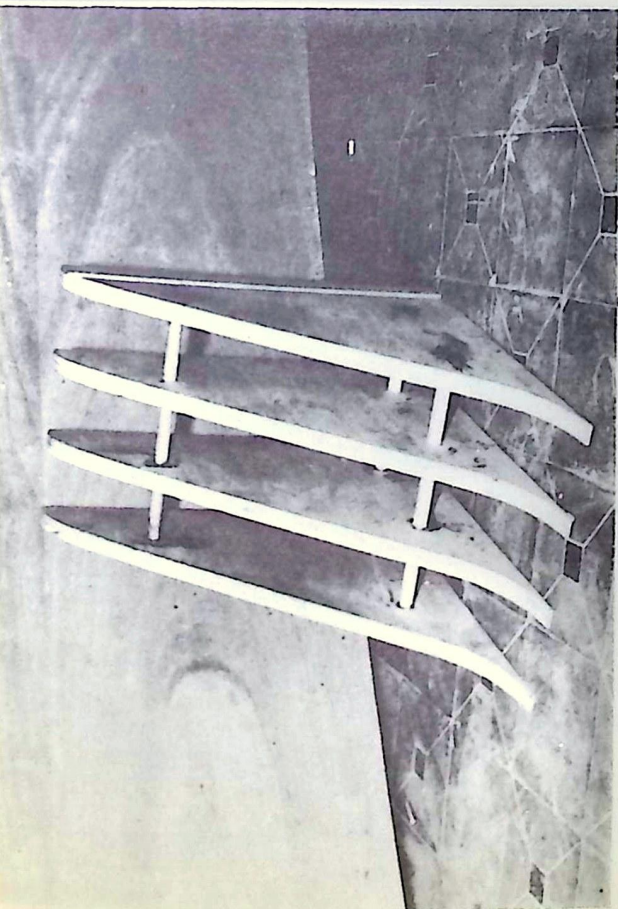
FIGURA 2-4



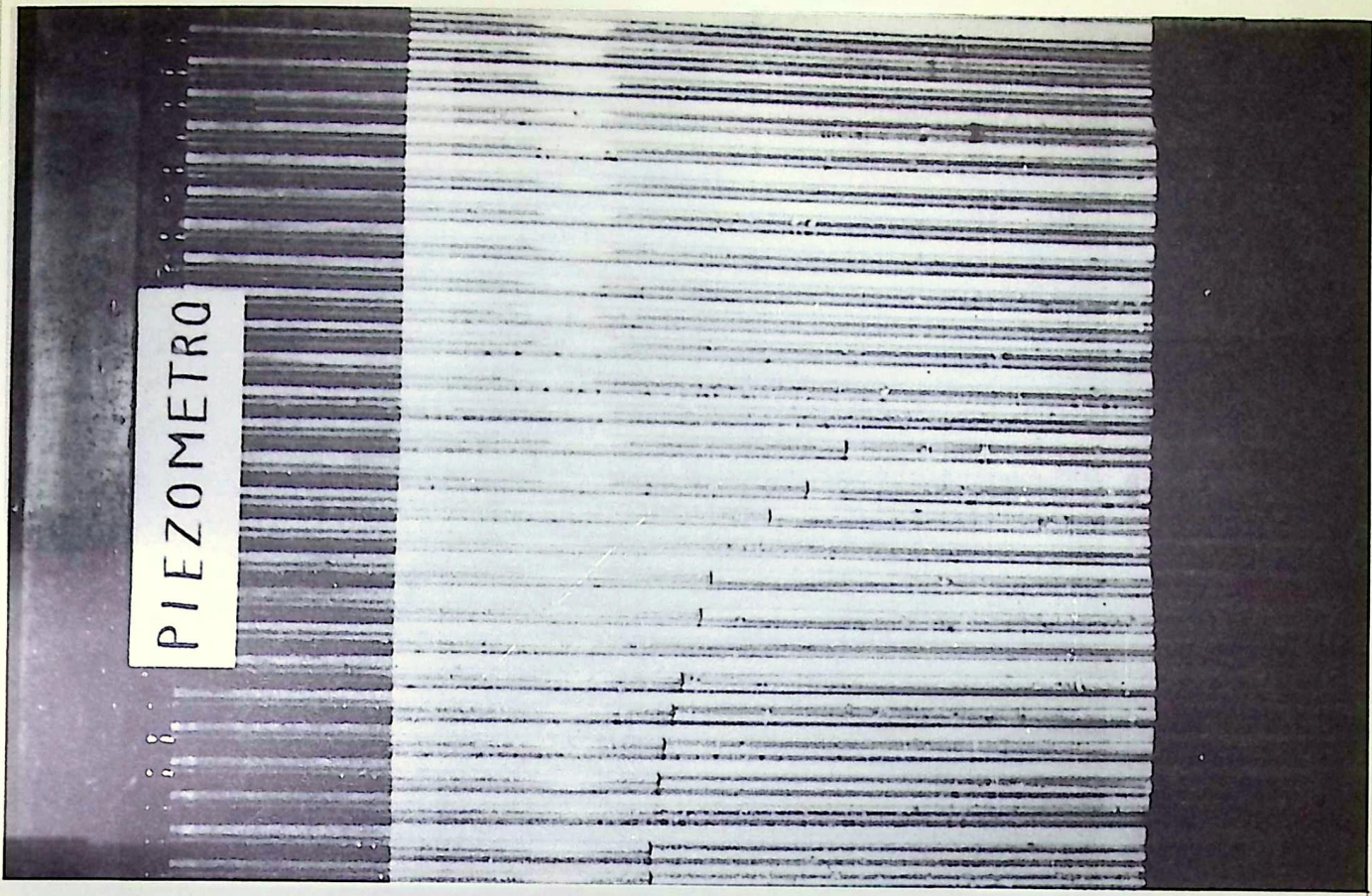
Determinación de la curva de gasto. Con el objeto de comprobar la curva de gasto calculada teóricamente elaboramos una curva de gastos contra tirantes sobre el modelo del vertedero. Gráfico 2-3. El procedimiento empleado fué el siguiente: se hizo pasar un gasto por el canal y se midió la carga sobre el vertedero con la aguja de medición, esta medida se tomó a una distancia equivalente a 6 veces la carga máxima (aprox. 54 mts.)\* ; al mismo tiempo se midió el tirante sobre el vertedero del canal y con la ecuación (2-1) se determinó el gasto pasante en ese momento. Este mismo proceso se repitió aumentando el gasto hasta obtener la curva.

Como puede observarse existe gran semejanza entre la curva experimental determinada en el laboratorio y la curva teórica calculada con los coeficientes de descarga dados por Creager (3). Analizando el par de curvas (Gráfico 2-3) se llegó a la conclusión que la curva de gastos experimental es más eficiente que la teórica, ya que para el mismo valor de la carga se obtiene un gasto mayor, sin embargo para gastos pequeños (hasta alrededor del 10% del gasto máximo) la curva experimental da gastos iguales a los teóricos debido probablemente a la tensión superficial que actúa cuando la lámina vertiente

(\*) Recomendado por: The British Standard Specification N° 599, (for Pump Test) 1935. (12)



FOTOGRAFIA 9

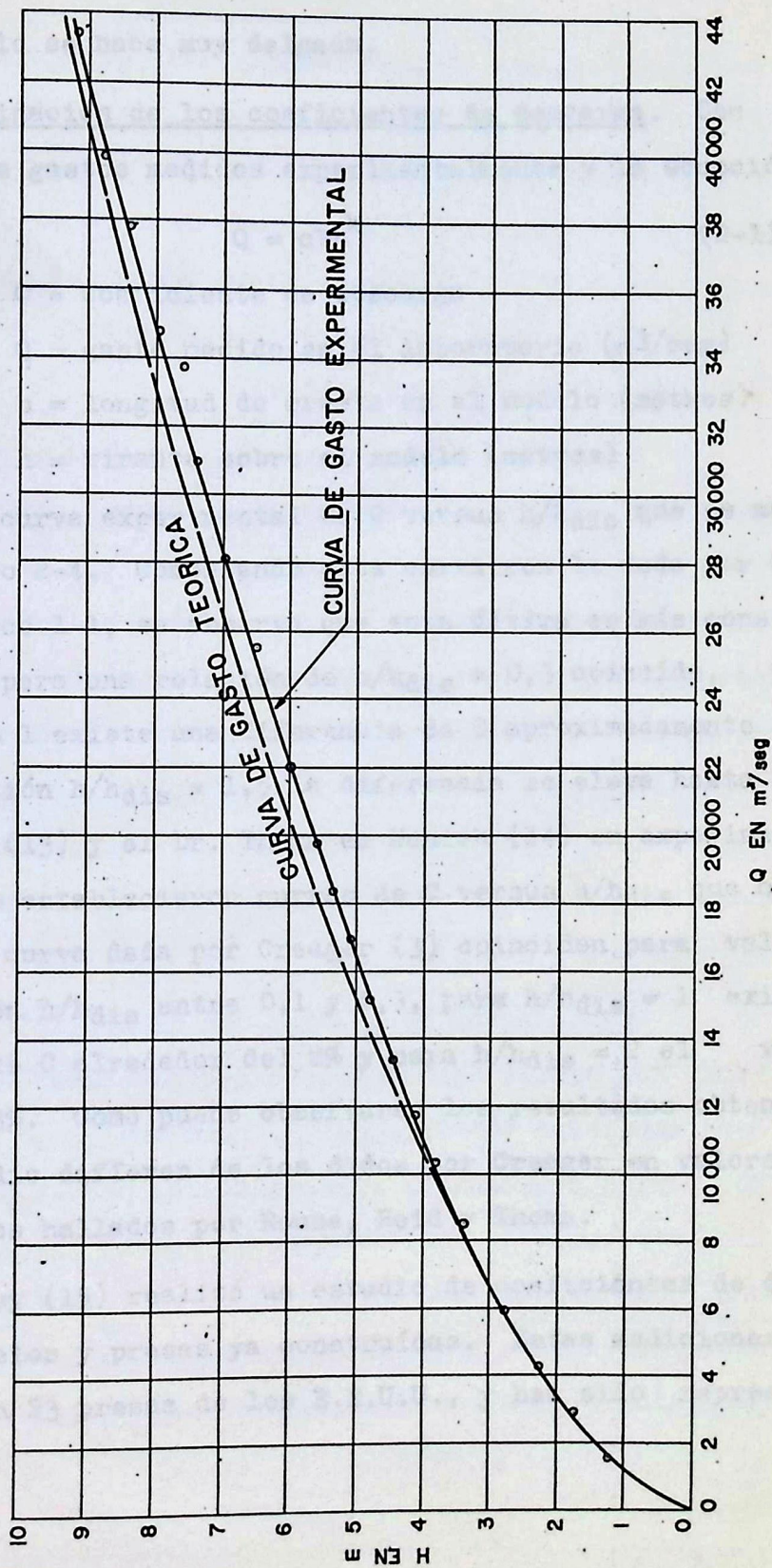


FOTOGRAFIA 10

FOTOGRAFIA 11

# GRAFICO 2-3

CURVA DE GASTO DEL PRIMER MODELO.



sobre el modelo se hace muy delgada.

Determinación de los coeficientes de descarga. Con los valores de los gastos medidos experimentalmente y la ecuación :

$$Q = cbh^{\frac{1}{2}} \quad (2-11)$$

donde:      C = coeficiente de descarga  
              Q = gasto medido en el laboratorio (m<sup>3</sup>/seg)  
              b = longitud de cresta en el modelo (metros)  
              h = tirante sobre el modelo (metros)

dibujamos la curva experimental de C versus h/h<sub>dis</sub> que se muestra en Gráfico 2-4. Comparando esta curva con la dada por Creager (3) Gráfico 1-1, se observa que esta última es más conservadora, ya que para una relación de h/h<sub>dis</sub> = 0,3 coincide, pero para h/h<sub>dis</sub> = 1 existe una diferencia de C aproximadamente 3% y para la relación h/h<sub>dis</sub> = 1,5 la diferencia se eleva hasta 4%. Rouse y Reid (13) y el Dr. Thoma en Munich (14) en experimentos sobre modelos establecieron curvas de C versus h/h<sub>dis</sub> que comparadas con la curva dada por Creager (3) coinciden para valores de la relación h/h<sub>dis</sub> entre 0,1 y 0,3, para h/h<sub>dis</sub> = 1 existen diferencias de C alrededor del 2% y para h/h<sub>dis</sub> = 2 el valor llega hasta 3%. Como puede observarse los resultados obtenidos en este estudio difieren de los dados por Creager en valores semejantes a los hallados por Rouse, Reid y Thoma.

Bradley (15) realizó un estudio de coeficientes de descarga en modelos y presas ya construídas. Estas mediciones fueron hechas en 23 presas de los E.E.U.U., y han sido representa

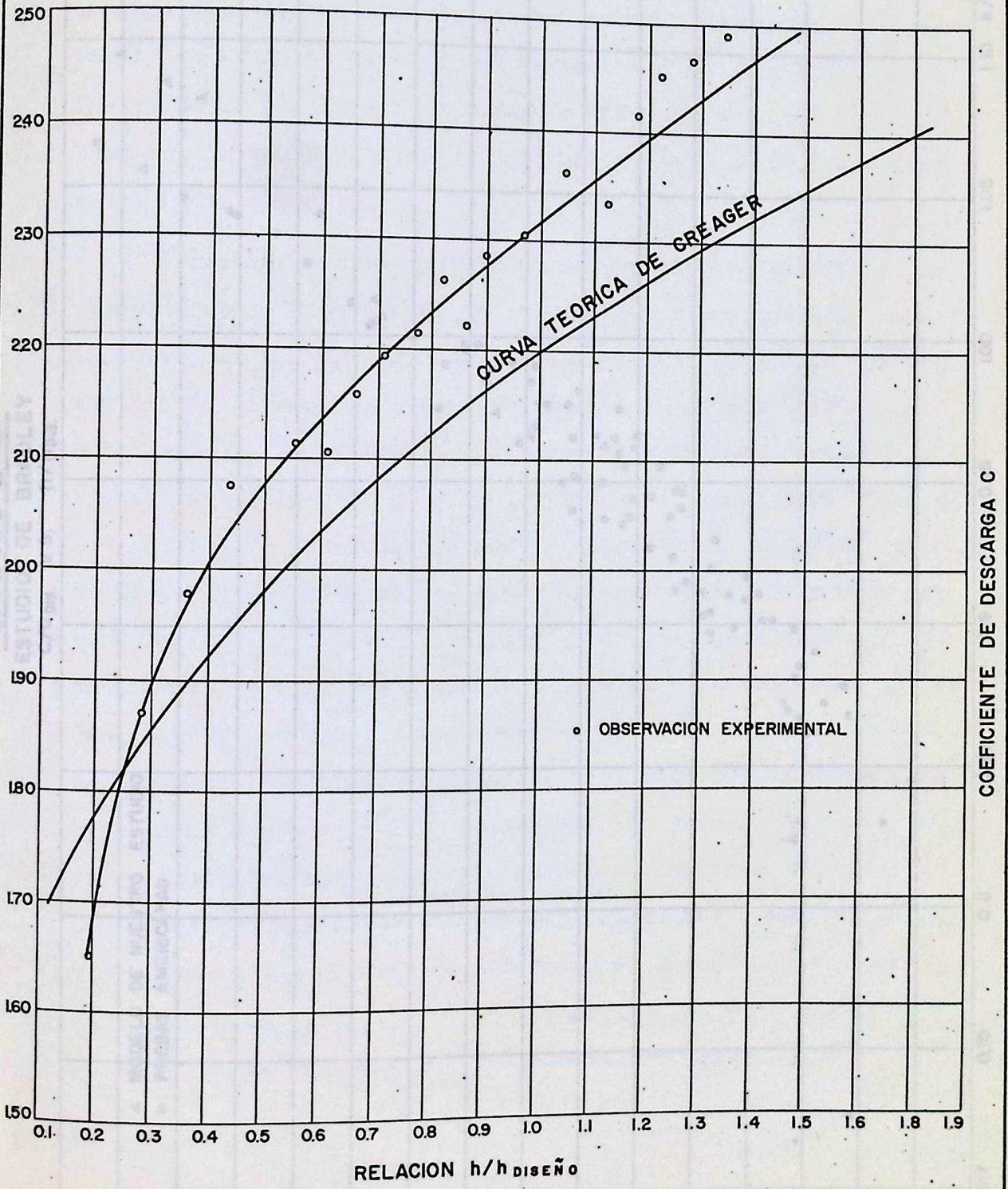
dos en un sistema de coordenadas  $C/C_{dis}$  versus  $h/h_{dis}$ , que aparece en el Gráfico 2-5. Llevados a este Gráfico los valores determinados experimentalmente se puede observar que se confunden con los ya representados, sin embargo se nota que para valores de la relación  $h/h_{dis}$  entre 0,2 y 0,4 los puntos calculados se salen de la tendencia general debido probablemente al efecto de la tensión superficial.

Vistos los valores obtenidos en los experimentos y haciendo el análisis de los estudios hechos por Creager, Rouse y Reid, Thoma y Bradley se puede afirmar que la curva de coeficientes de descarga de Creager es la envolvente de los casos más desfavorables o extremos y que puede por medio del estudio sobre modelos establecerse coeficientes de descarga menos conservadores para cada caso en particular y su uso se justifica cuando no se proyectan comprobaciones experimentales. En esta forma se demuestra una vez más la gran utilidad que brinda el estudio sobre modelos.

Presiones en la cresta: En el Capítulo I se calculó la forma del perfil del vertedero mediante las coordenadas standard tabuladas por Creager (3) para una carga unitaria de diseño. Estas coordenadas representan el perfil interior de la lámina vertiente de un vertedero de cresta angosta en caída libre. Es deseable que el perfil de concreto llene completamente el espacio bajo la lámina de caída para el gasto máximo, no obstante en el cálculo teórico del perfil se tomó por moti

# GRAFICO 2-4

CURVA DE C. VS.  $h/h_{\text{DISEÑO}}$  TEORICA Y EXPERIMENTAL.





vos de economía, una carga de diseño igual a 6,5 metros, tirante bastante menor que el máximo (aprox. 9 metros), esto trae consigo una tendencia en la lámina vertiente a separarse del perfil de concreto para cargas mayores que la de diseño. Esta tendencia se manifiesta en forma de subpresiones que pueden llegar a producir efectos de cavitación y el consiguiente deterioro en la estructura.

Para medir estas presiones se instaló una batería de piezómetros ya descrita en la sección que trata sobre la construcción del modelo. Por cuanto la longitud de cresta representada en el modelo es aproximadamente 30 metros (distancia entre pilas), se retiró la pila central y se consideraron los efectos de dos medias pilas a los lados del canal para obtener los valores de presiones en puntos entre éstas; luego se colocó la pila central y se midieron las presiones para puntos cercanos a las pilas. Para medir las presiones se llenaron los manómetros de agua hasta expulsar todo el aire contenido en las mangueras y los tubos piezométricos, de esta manera se obtuvo la curva de equilibrio estático de presiones que se puede apreciar en la Fotografía 11. Se tomaron las alturas de estos niveles iniciales con respecto a un datum constante, se hizo pasar el gasto máximo ( $40.000 \text{ m}^3/\text{seg}$ ). en el prototipo, se midieron de nuevo las alturas de las columnas manométricas y por diferencia se calculó el valor de la presión en cada manómetro. El mismo procedimiento se repitió para los gastos 20.000 y

10.000 m<sup>3</sup>/seg y de nuevo para los tres gastos una vez colocada la pila central. Con los valores así obtenidos se dibujaron las curvas de presiones representadas en los Gráficos 2-6 y 2-7. En estos mismos Gráficos aparecen también los perfiles de las láminas vertientes medidos en el laboratorio para los tres gastos.

Analizando los Gráficos 2-6 y 2-7 se encontró que para los gastos 10.000 y 20.000 m<sup>3</sup>/seg existen valores de presiones mayores que la atmosférica y para el gasto máximo aparecen valores de presiones sub-atmosféricas que llegan hasta un valor equivalente a 2,32 metros de agua en el prototipo. Cuando existen presiones capaces de crear burbujas de vapor de agua se produce cavitación y estas aparecen cuando la presión en la superficie del vertedero se hace igual a la tensión de vapor, lo que equivale a una presión sub-atmosférica de aproximadamente 9 metros de agua. Por tanto se puede concluir que la estructura en ningún momento estará sometida al efecto de cavitación ya que la presión sub-atmosférica mayor medida sólo es de 2,32 metros de agua.

Comparando las curvas de presiones de los Gráficos 2-6 y 2-7 vemos que éstas son menores en los puntos cercanos a las pilas, debido a la mayor aceleración local que éstas proporcionan.

En vista de los resultados obtenidos podemos afirmar que es ventajoso tomar para cargas de diseño, valores inferiores a

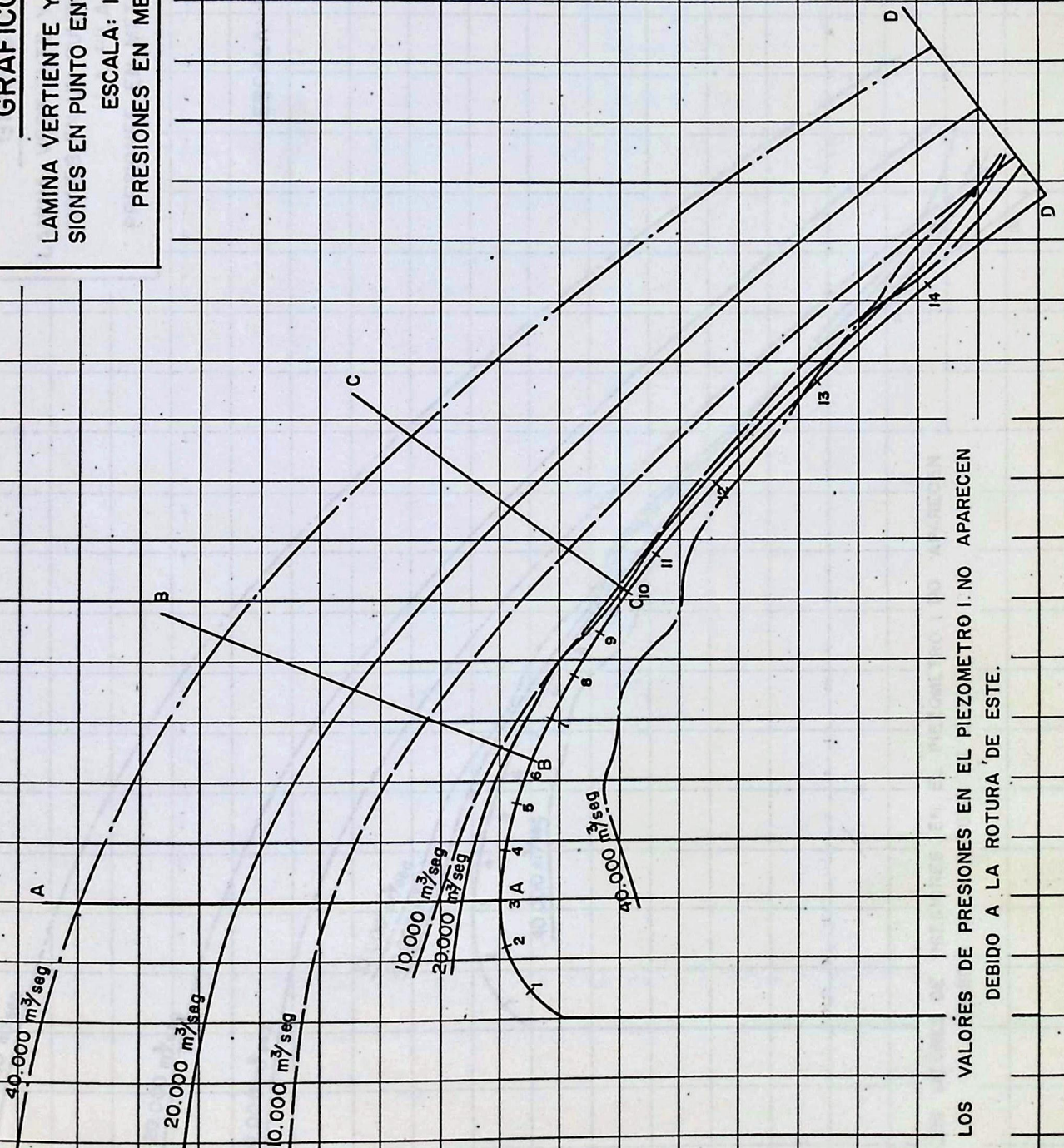
Identific  
de  
aprox de  
agua  
26,7°C  
0,358 m/g  
cm

# GRAFICO 2-6

LAMINA VERTIENTE Y CURVA DE PRESIONES EN PUNTO ENTRE PILAS.

ESCALA: 1:100

PRESIONES EN METROS DE AGUA.

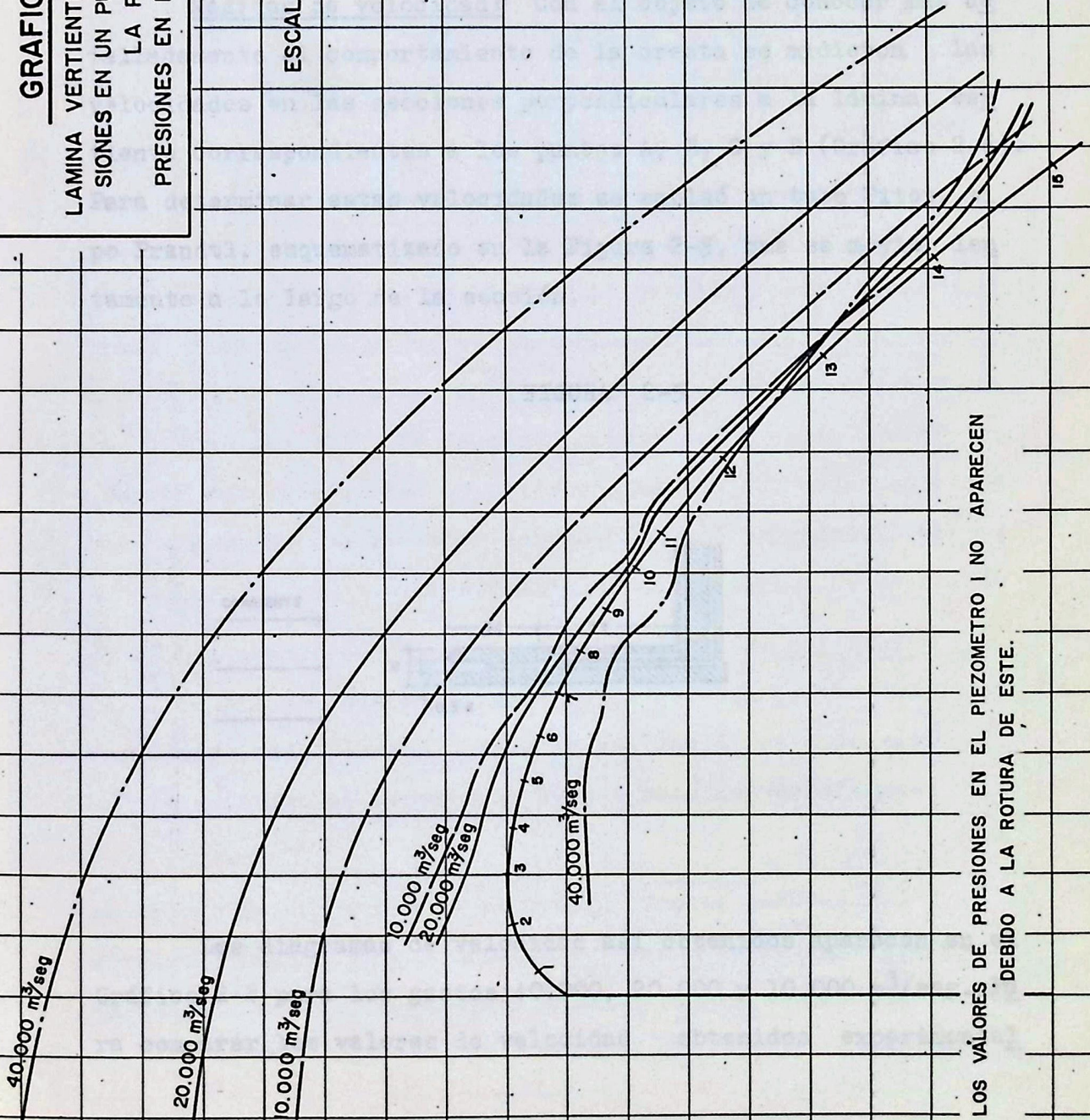


LOS VALORES DE PRESIONES EN EL PIEZOMETRO I NO APARECEN DEBIDO A LA ROTURA DE ESTE.

# GRAFICO 2-7

LAMINA VERTIENTE Y CURVA DE PRESIONES EN UN PUNTO CERCANO A LA PILA.  
PRESIONES EN METROS DE AGUA.

ESCALA: 1:100

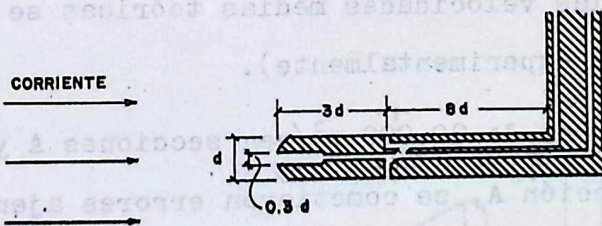


LOS VALORES DE PRESIONES EN EL PIEZOMETRO I NO APARECEN DEBIDO A LA ROTURA DE ESTE.

la carga máxima sin menoscabar la seguridad de la estructura, no obstante es aconsejable efectuar la comprobación sobre modelos cuando se haga esta suposición.

Medidas de velocidad: Con el objeto de conocer más detalladamente el comportamiento de la cresta se midieron las velocidades en las secciones perpendiculares a la lámina vertical correspondientes a los puntos A, B, C y D (Gráfico 2-6). Para determinar estas velocidades se empleó un tubo Pitot, tipo Prandtl, esquematizado en la Figura 2-5, que se movió lentamente a lo largo de la sección.

FIGURA 2-5



Los diagramas de velocidad así obtenidos aparecen en el Gráfico 2-8 para los gastos 40.000, 20.000 y 10.000 m<sup>3</sup>/seg. Para comparar los valores de velocidad obtenidos experimental

mente con los valores calculados teóricamente se elaboró el Cuadro 2-3. Las velocidades medias teóricas se calcularon mediante la relación  $V_{med} = Q/A$ . Las velocidades máximas teóricas se calcularon mediante la ecuación  $V_{max} = \sqrt{2gh}$ , donde  $h$  es la altura medida desde la superficie libre hasta el punto correspondiente.

Al observar el Cuadro 2-3 se nota que:

Los valores de las diferencias entre velocidades medias teóricas y prácticas son aceptables ya que llegan hasta el 8%.

Los valores de las diferencias entre velocidades máximas teóricas y prácticas son más precisas que las anteriores ya que sus diferencias llegan hasta el 5%. (Es explicable el hecho de haber tenido más precisión en las velocidades máximas ya que al calcular las velocidades medias teóricas se hizo uso de las áreas medidas experimentalmente).

Para los valores de 20.000 m<sup>3</sup>/seg secciones A y C, y para 10.000 m<sup>3</sup>/seg sección A, se cometieron errores ajenos al comportamiento del Pitot que no pudieron remediarse, por haber sido desmantelado el modelo para el momento de calcular el Cuadro.

Del estudio de este Cuadro se concluye que el uso de tubos Pitot Prandtl en modelos hidráulicos proporciona valores muy aceptables, aseveración ésta respaldada por las experiencias.

# GRAFICO 2-8

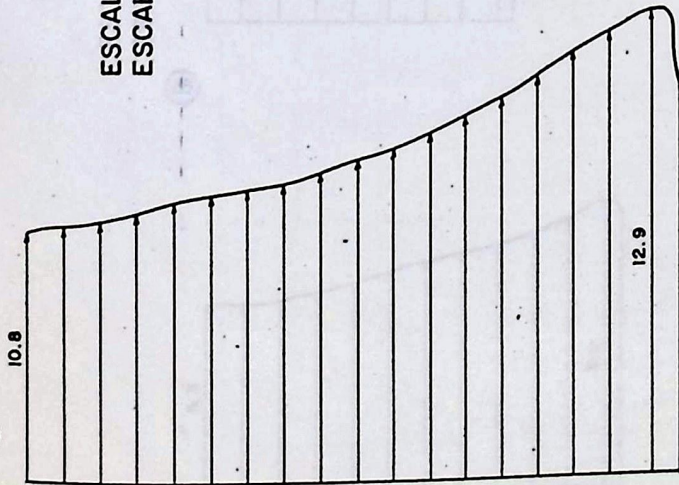
DIAGRAMA DE VELOCIDADES.

$Q = 40.000 \text{ m}^3/\text{seg}$

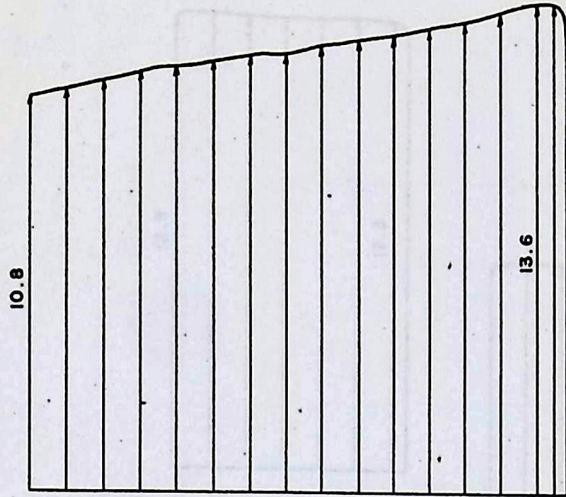
ESCALA HORIZONTAL  $1 \text{ cm} = 2 \text{ m}/\text{seg} = \text{VEL.}$

ESCALA VERTICAL  $1 : 80 = h$

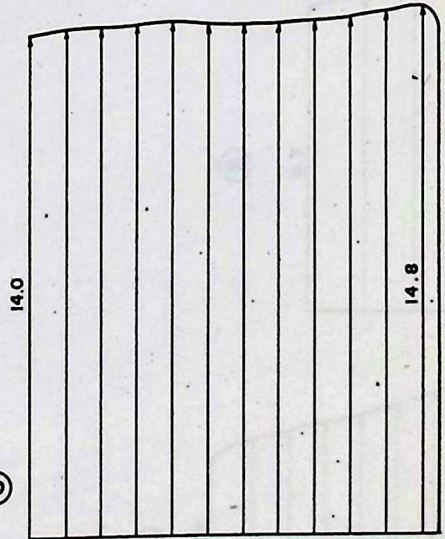
(A)



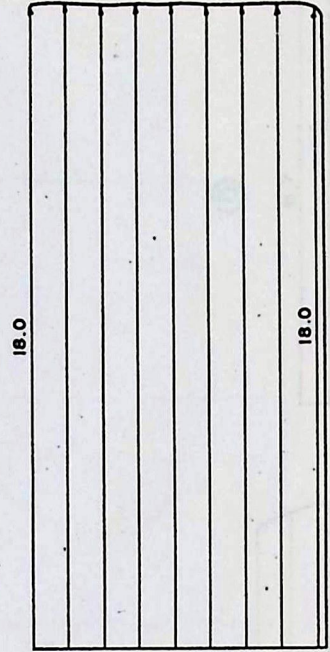
(B)



(C)



(D)



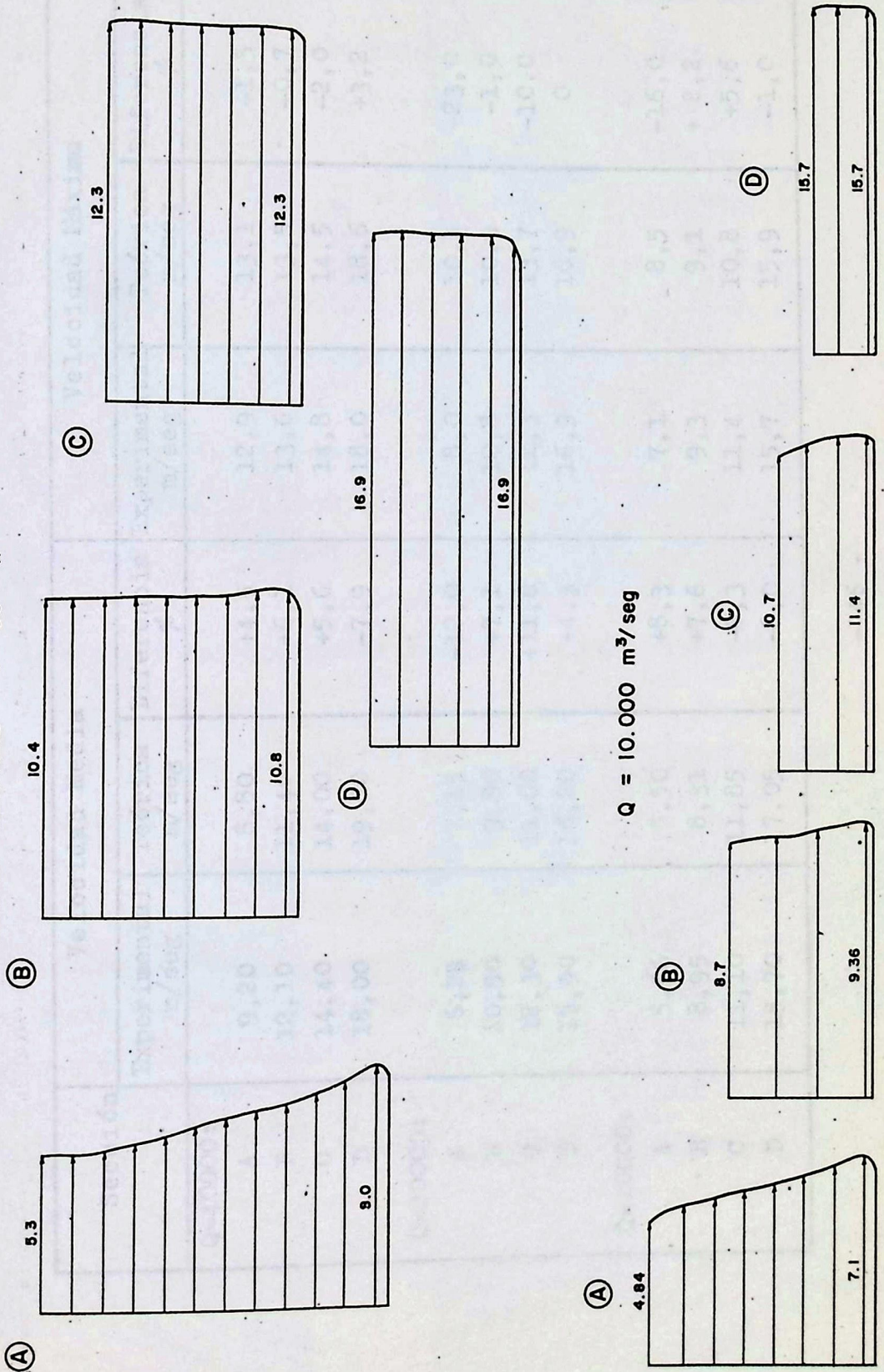
# GRAFICO 2-8

DIAGRAMA DE VELOCIDADES.

Q = 20.000 m<sup>3</sup>/seg

ESCALA HORIZONTAL 1 cm = 2 m/seg = VEL.

ESCALA VERTICAL 1 : 80 = h



CUADRO 2-3

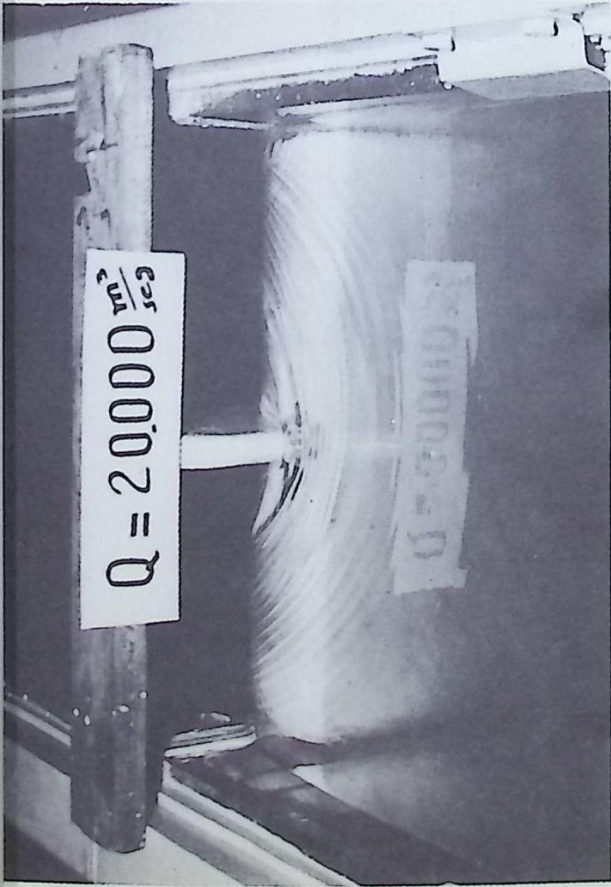
Comparación entre Velocidades Teóricas y Experimentales

Sección	Velocidad Media				Velocidad Máxima				
	Experimental m/seg	Teórica m/seg	Diferencia %	Experimental m/seg	Teórica m/seg	Diferencia %	Experimental m/seg	Teórica m/seg	Diferencia %
Q=40000:									
A	9,20	8,80	+4,5	12,9	13,1	-1,5			
B	12,10	11,40	+6,1	13,6	13,5	-0,7			
C	14,40	14,00	+5,6	14,8	14,5	-2,0			
D	18,00	19,50	-7,9	18,0	18,6	+3,2			
Q=20000:									
A	6,25	7,15	-12,0	8,0	10,4	-23,0			
B	10,50	9,80	+7,1	10,8	10,9	-1,0			
C	12,30	11,00	+11,8	12,3	13,7	-10,0			
D	16,90	16,20	+4,3	16,9	16,9	0			
Q=10000:									
A	5,96	5,50	+8,3	7,1	8,5	-16,0			
B	8,95	8,31	+7,6	9,3	9,1	+2,2			
C	11,10	11,85	-6,3	11,4	10,8	+5,6			
D	15,70	17,05	-8,0	15,7	15,9	-1,0			

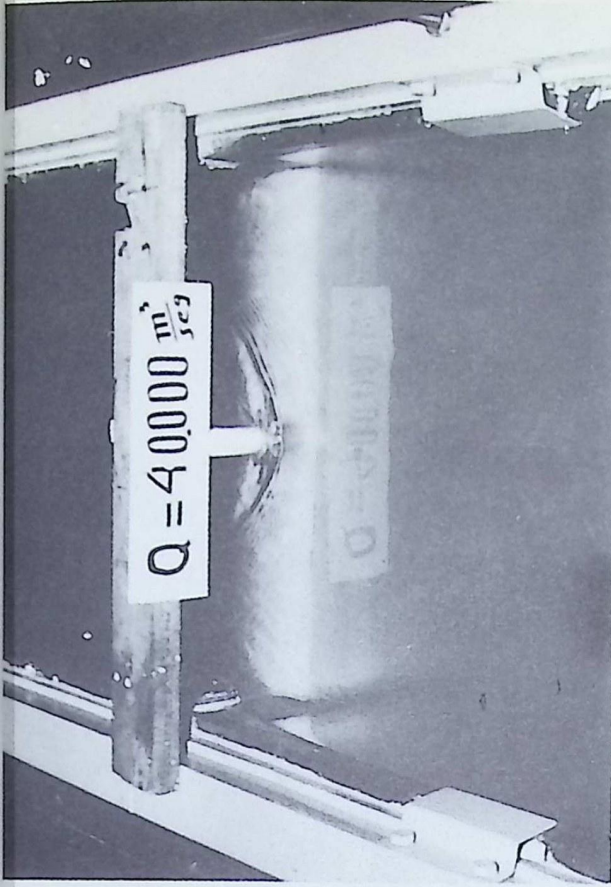
cias hechas por el Bureau of Reclamation U.S.A. en sus estudios sobre modelos de la presa Grand Coulee (16), en donde encontraron diferencias hasta del 6. % entre las velocidades máximas teóricas y experimentales.

Comportamiento de la pila: De la observación sobre el modelo para gastos 40.000, 20.000 y 10.000 m<sup>3</sup>/seg, podemos afirmar que el comportamiento del perfil seleccionada para las pilas de apoyo del puente es excelente ya que no se observaron en ningún momento fenómenos extraños tales como olas, disturbios en el régimen e inestabilidades. En el grupo de Fotografías 12 a 17 se observa el comportamiento en detalle de la pila y en las Fotografías 18 a 21 presentamos vistas laterales y de frente del modelo con y sin pila central.

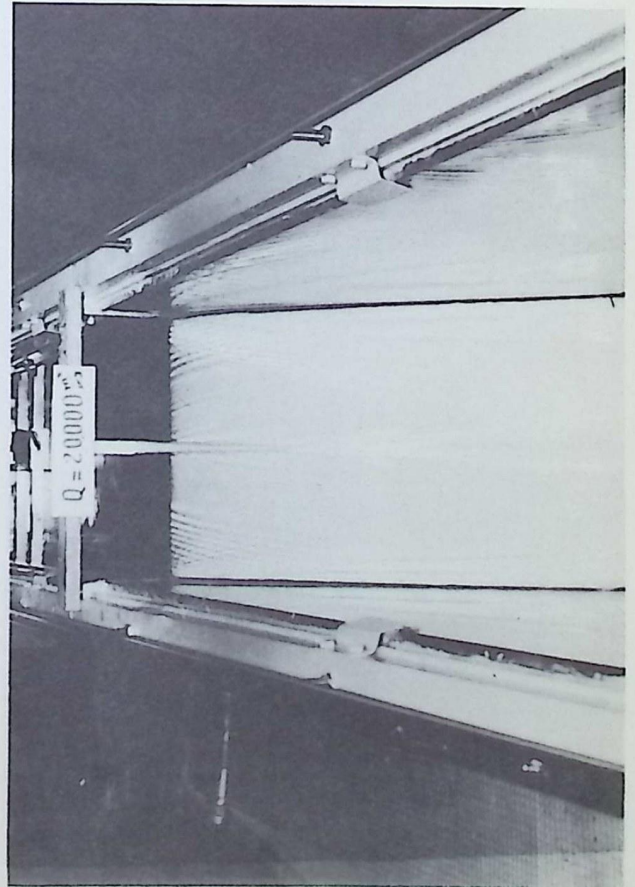
CONSTRUCCION DEL SEGUNDO MODELO. Para el estudio de la disipación de la energía y control de erosión se construyó un segundo modelo en escala 1:145 del total de la estructura en altura, cuya longitud de cresta equivale a una sección de 56 metros en el prototipo. El procedimiento empleado para la construcción fué semejante al del primer modelo. Este modelo llevaba un deflector de curvatura circular en su pie, un par de pilas en su cresta y por considerarse suficientemente estudiada la cresta no se instalaron piezómetros en ésta. En las fotos. 22 y 23 se aprecian vistas del segundo modelo y sus detalles se presentan en la Figura 2-6.



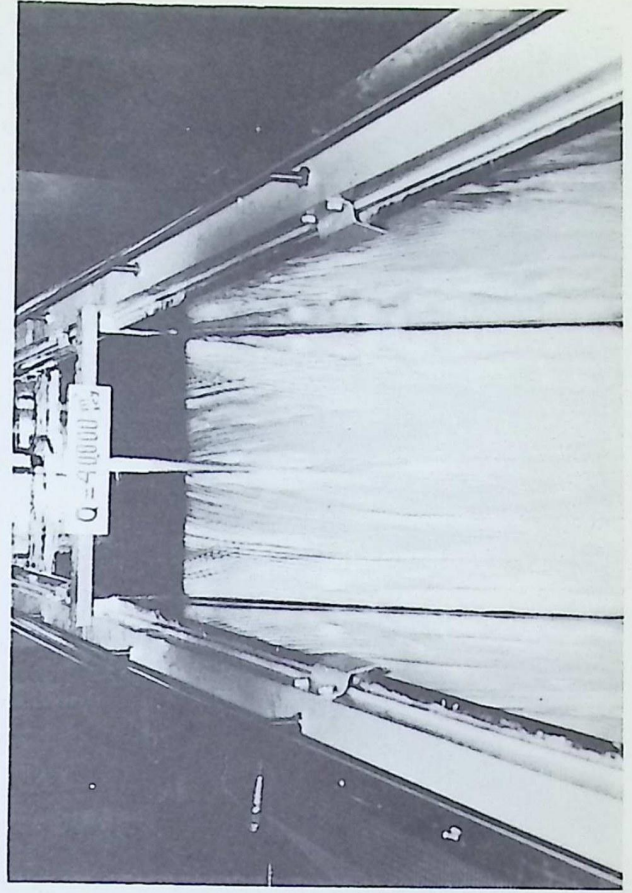
FOTOGRAFIA 12



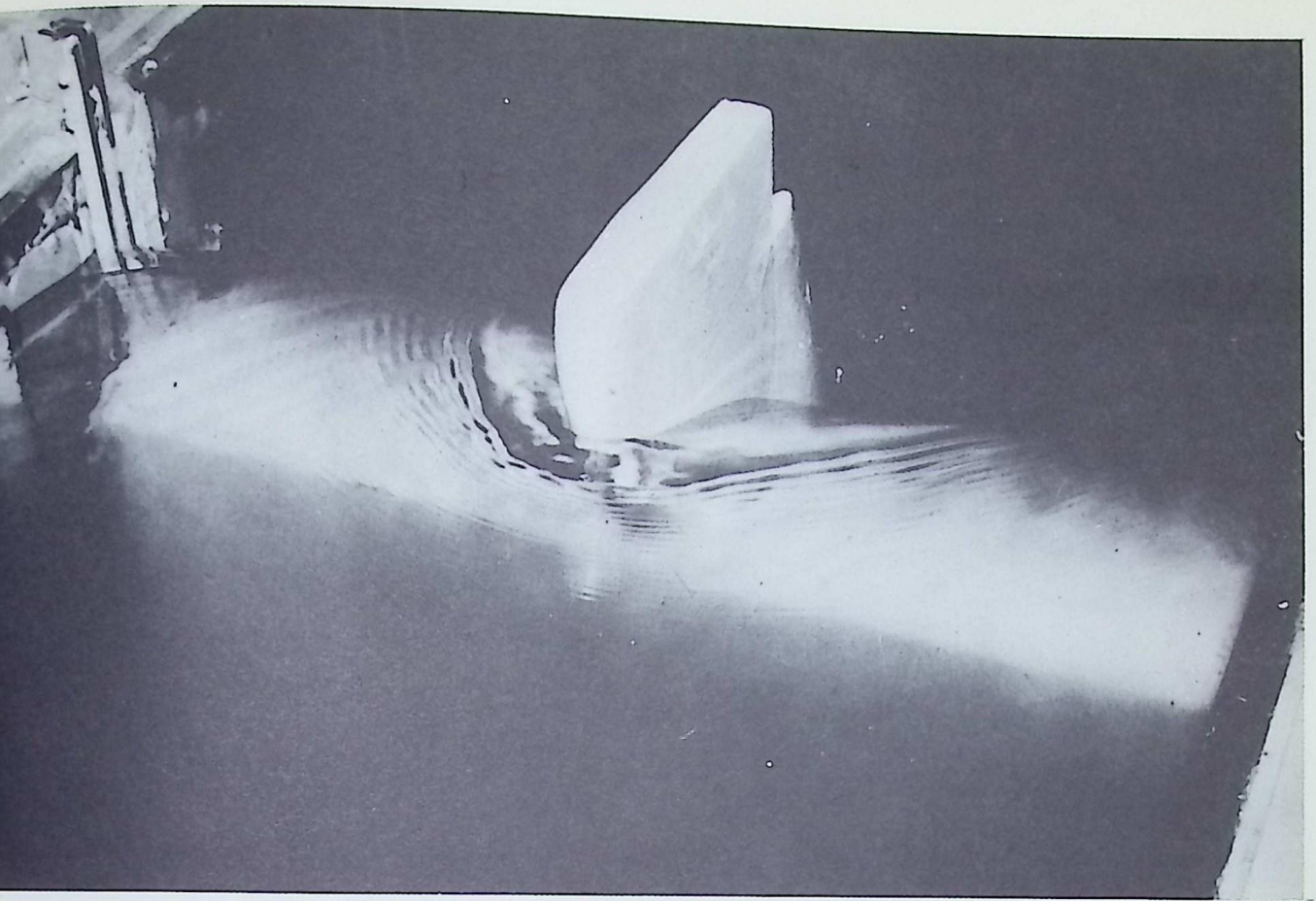
FOTOGRAFIA 13



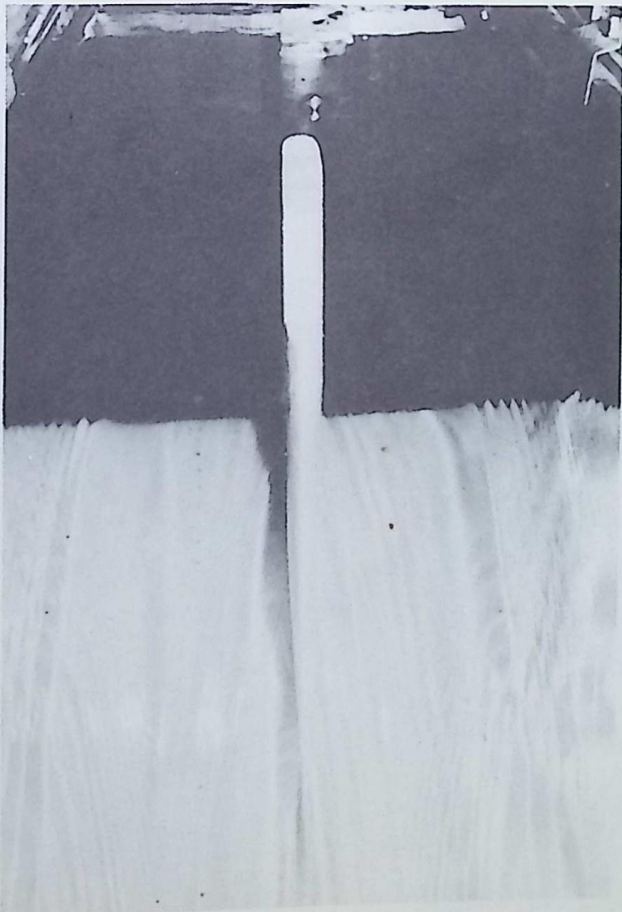
FOTOGRAFIA 14



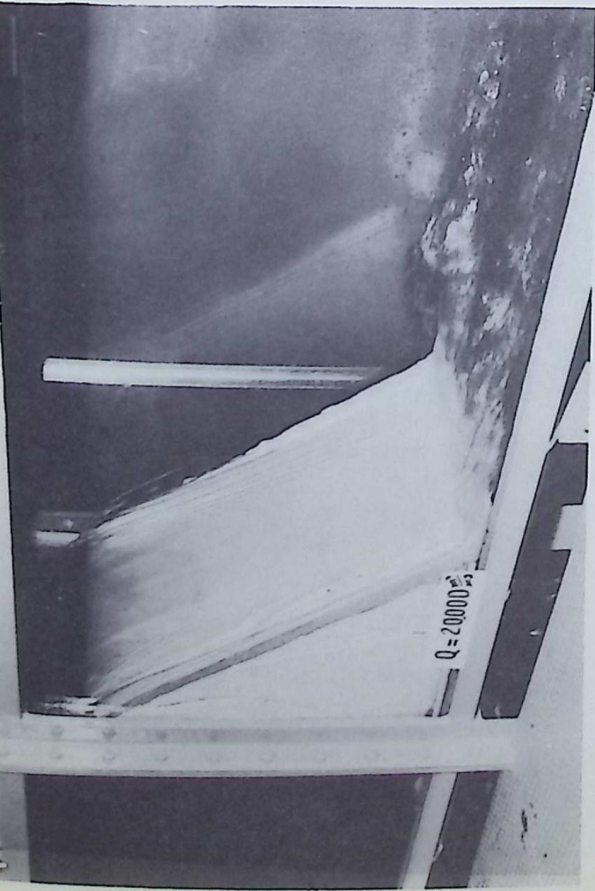
FOTOGRAFIA 15



FOTOGRAFIA 16

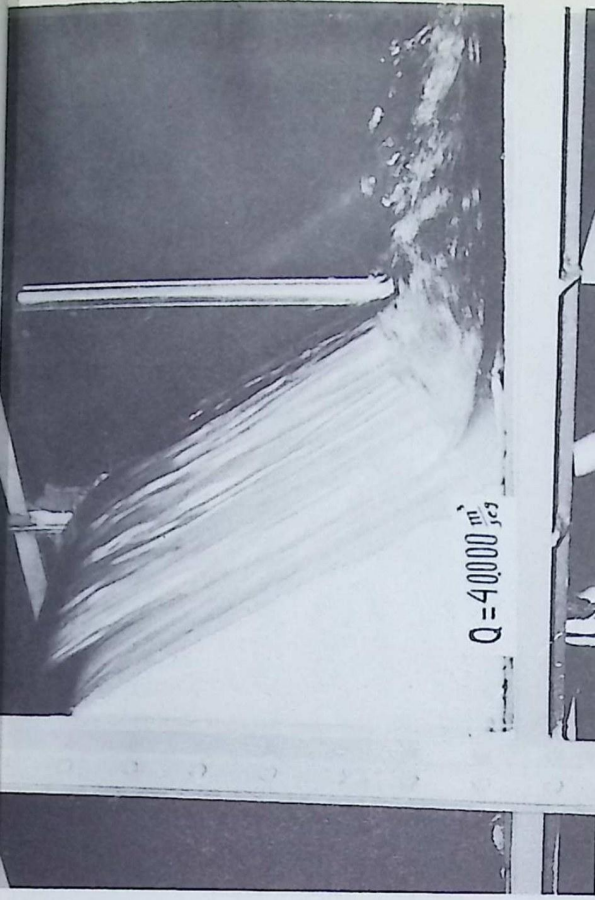


FOTOGRAFIA 17



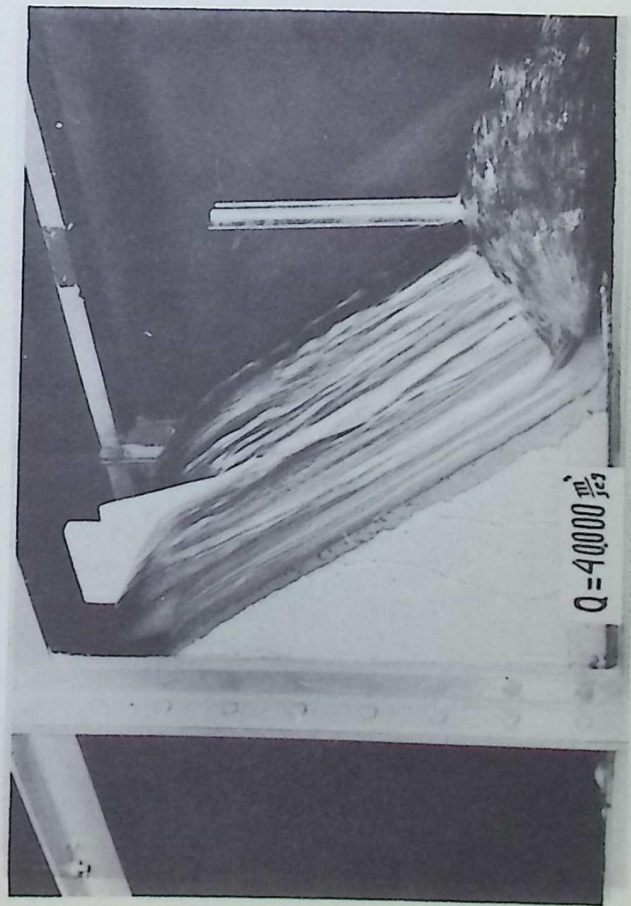
$Q = 20000 \frac{m^3}{s}$

FOTOGRAFIA 18



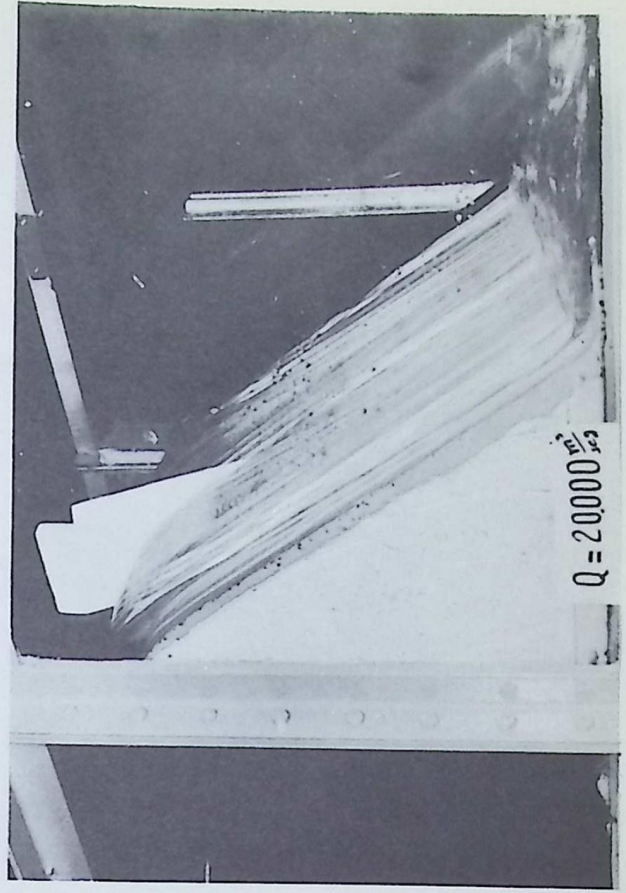
$Q = 40000 \frac{m^3}{s}$

FOTOGRAFIA 19



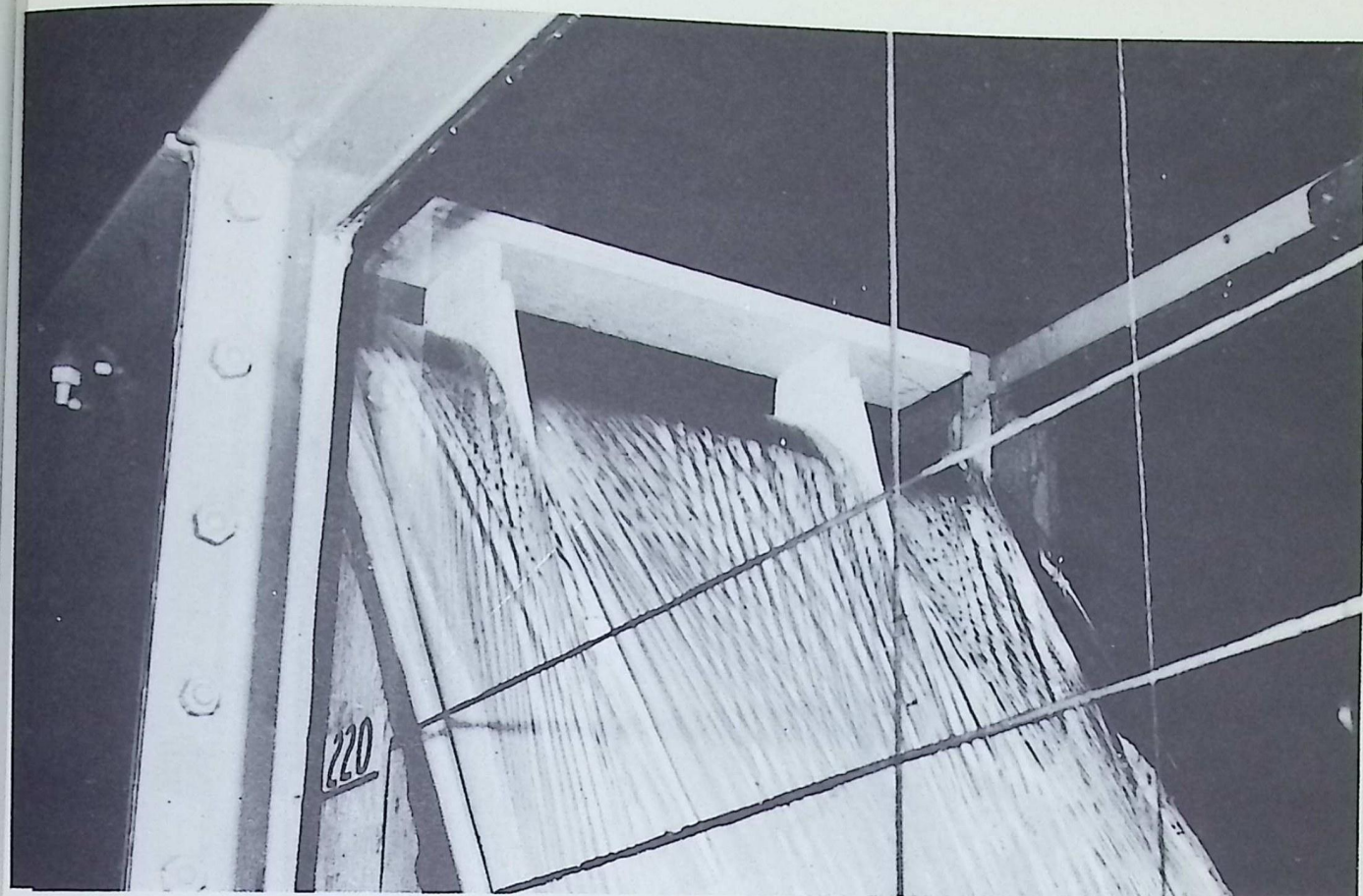
$Q = 40000 \frac{m^3}{s}$

FOTOGRAFIA 20

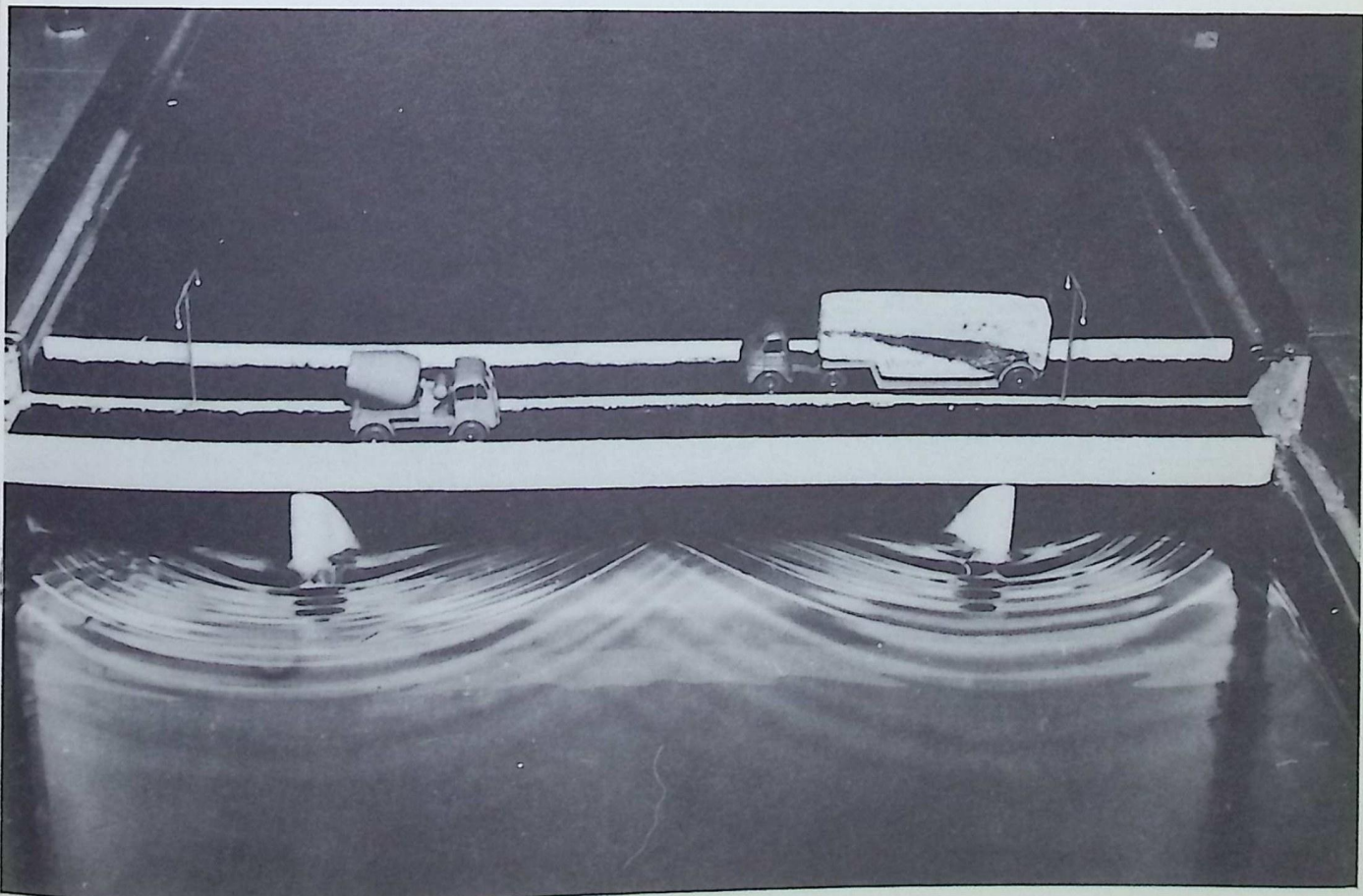


$Q = 20000 \frac{m^3}{s}$

FOTOGRAFIA 21

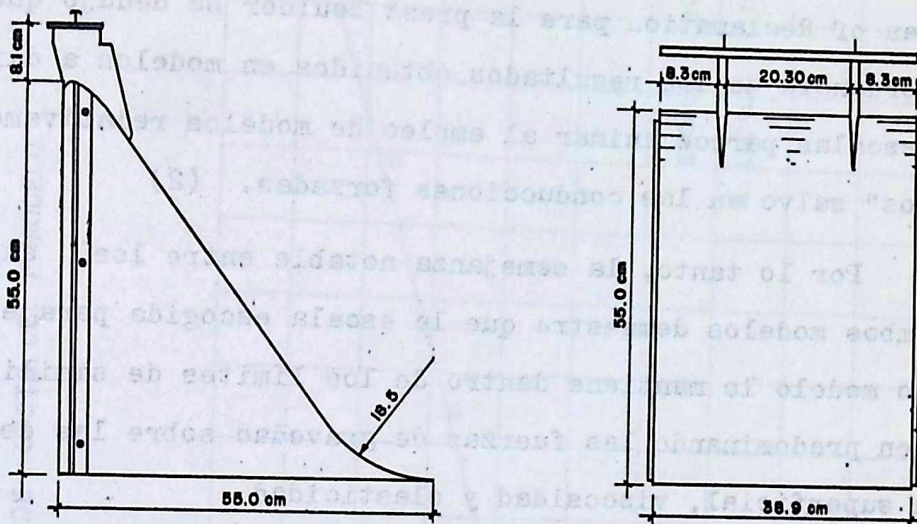


FOTOGRAFIA 22



FOTOGRAFIA 23

FIGURA 2-6



Determinación de la curva de gastos: Para comprobar el funcionamiento de este modelo se determinó su curva de  $h$  versus  $Q$  en forma análoga al modelo anterior. Los puntos hallados se muestran en el Gráfico 2-9 donde aparece la curva obtenida en los ensayos del primer modelo. De la comprobación de estos resultados puede considerarse que la semejanza es notable y que el efecto de escala ("scale effect") es despreciable. Se ha discutido mucho acerca del efecto de escala o sea

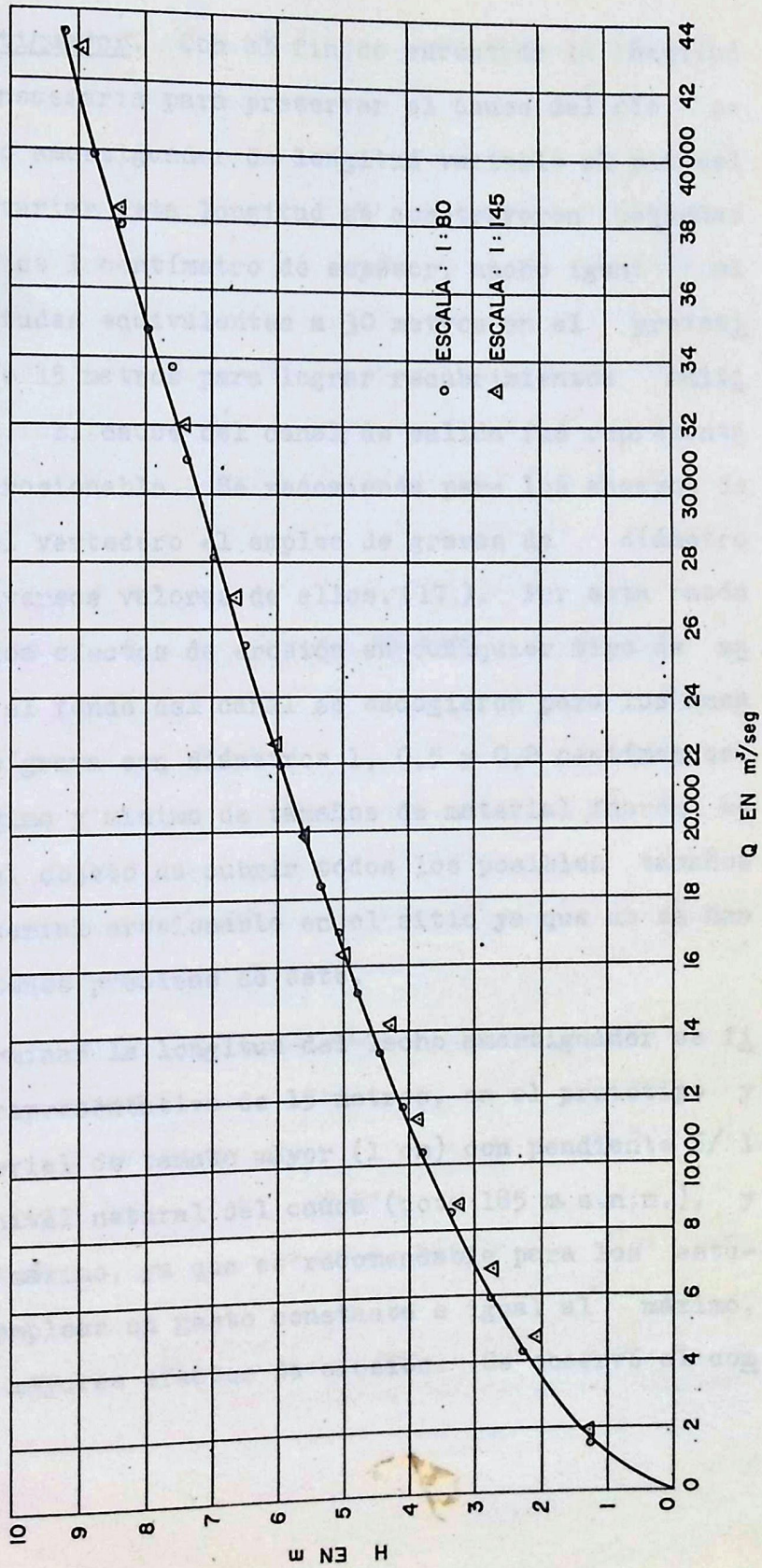
las discrepancias que pueden ocurrir entre los resultados obtenidos en los ensayos de modelos y la realidad, o en ensayos a distintas escalas. De los numerosos ensayos hechos por el Bureau of Reclamation para la presa Boulder se dedujo que " la concordancia de los resultados obtenidos en modelos a diferentes escalas parece animar al empleo de modelos relativamente pequeños" salvo en las conducciones forzadas. (2)

Por lo tanto, la semejanza notable entre los ensayos de ambos modelos demuestra que la escala escogida para el segundo modelo lo mantiene dentro de los límites de similitud y siguen predominando las fuerzas de gravedad sobre las de tensión superficial, viscosidad y elasticidad.

En el Capítulo I presentamos el diseño de las diversas estructuras capaces de disipar el exceso de energía cinética adquirida por la lámina vertiente en su trayectoria sobre el vertedero y señalamos la importancia de verificar el comportamiento de cada una de ellas mediante el empleo de modelos. Los ensayos sobre disipación de energía se enfocan en este estudio desde dos puntos de vista: el primero es el estudio cuantitativo del funcionamiento de la estructura en sí; y el segundo la determinación cualitativa del comportamiento del cauce del canal de salida ante cada una de las estructuras empleadas, es decir que no se obtendrán valores numéricos de la erosión en el cauce del río sino se determinará por comparación entre todas, la mejor de las estructuras.

# GRAFICO 2-9

GRAFICO COMPARATIVO DE LOS PUNTOS DETERMINADOS EN EL 2° MODELO CON LA CURVA DE GASTO DEL 1° MODELO.



Lecho Amortiguador. Con el fin de encontrar la longitud de recubrimiento necesaria para preservar el cauce del río, se construyó un lecho amortiguador de longitud variable al pie del vertedero. Para variar esta longitud se construyeron pequeñas losas de concreto de 1 centímetro de espesor, ancho igual al del canal y longitudes equivalentes a 30 metros en el prototipo, excepto una de 15 metros para lograr recubrimientos múltiples de 15 metros. El cauce del canal de salida fué representado con material erosionable. Se recomienda para los ensayos de erosión al pie del vertedero el empleo de gravas de diámetro constante y de diversos valores de ellos. (17.). Por esta razón para determinar los efectos de erosión en cualquier tipo de material que forme el fondo del canal se escogieron para los ensayos tres tipos de grava con diámetros 1, 0,5 y 0,2 centímetros. Estos límites máximo y mínimo de tamaños de material fueron seleccionados con el objeto de cubrir todos los posibles tamaños existentes de material erosionable en el sitio ya que no se han hecho determinaciones precisas de éste.

Para determinar la longitud del lecho amortiguador se fijó una longitud representativa de 15 metros, en el prototipo y se colocó el material de tamaño mayor (1 cm) con pendiente 6/1 hasta lograr el nivel natural del cauce (cota 185 m s.n.m.), y se pasó el gasto máximo, ya que es recomendable para los estudios de erosión emplear un gasto constante e igual al máximo, que ocasiona los mayores efectos de erosión. Se observó el com

portamiento del material manteniendo el nivel del agua en la cota determinada por la curva de aguas abajo. (Gráfico 1-7), se aumentó la longitud y se repitió el experimento hasta lograr la completa estabilidad del suelo erosionable. Los ensayos fueron repetidos de igual forma con los tamaños inferiores de grava. De esta manera se estableció para cada material la longitud del lecho amortiguador necesaria para impedir la destrucción del cauce. El tiempo de cada ensayo fué el suficiente para poder concluir que no habría ulteriores modificaciones en el cauce del río.

En la Fotografía 24 se ve uno de los ensayos realizados, y además se puede apreciar un sistema de líneas verticales y horizontales que representan en el prototipo progresivas desde el pie del vertedero en metros y cotas sobre el nivel del mar empezando con el valor 170. A este nivel se encuentra el estrato rocoso firme, apoyo de la estructura del vertedero y nivel del fondo del lecho amortiguador.

De los ensayos así realizados se obtuvieron los siguientes valores de longitud óptima para el lecho amortiguador:

material de 1 centímetro	135 metros
material de 0,5 centímetro	150 metros
material de 0,2 centímetro	165 metros

Los valores determinados teóricamente en el Capítulo I (aproximadamente entre 125 y 170 metros) son del orden de los obtenidos experimentalmente.

Una vez determinadas las longitudes para el lecho amortiguador se estudiaron sus variantes.

La solera dentada se construyó de madera caoba fijada a una losa de concreto de 1 centímetro de espesor con el objeto de aumentar su peso y evitar que flotara. El estudio se hizo colocando la solera al final de una longitud dada del lecho amortiguador, situando el material con pendiente 6/1 a continuación de ella, haciendo pasar el gasto máximo y manteniendo el nivel de aguas en la cota determinada por la curva de aguas abajo (Gráfico 1-7). El procedimiento se repitió hasta obtener la completa estabilidad del material y de esta manera se encontraron las longitudes óptimas del lecho con solera para cada material en particular. Los valores obtenidos fueron:

material de 1 centímetro	30 metros
material de 0,5 centímetro	45 metros
material de 0,2 centímetro	60 metros

Nótese que los valores experimentales son del mismo orden que el valor teórico de 28 metros obtenido en el Capítulo I.

Los tacos de salida al pie del vertedero se hicieron con madera balsa y fueron fijados a la estructura del aliviadero con cemento "pega-todo". Estos tacos fueron ensayados en el lecho amortiguador con solera y sin ella, el procedimiento usado para su estudio fué el mismo descrito en los ca:

Los anteriores y se observó que su empleo no modifica en forma alguna las longitudes determinadas anteriormente. La Fotografía 25 muestra el conjunto formado por el lecho amortiguador, solera y tacos de salida, en la Fotografía 26 se observa el funcionamiento de los tacos de salida, y en la Fotografía 27 se aprecia el resalto hidráulico formado en caso de emplear el conjunto. Nótese lo corto del lecho amortiguador necesario para mantener estable el material erosionable: 45 metros. Comparando las Fotos 28 y 29 puede verse la diferencia notable en el comportamiento del material granular, que para una misma longitud del lecho produce el empleo de la solera dentada.

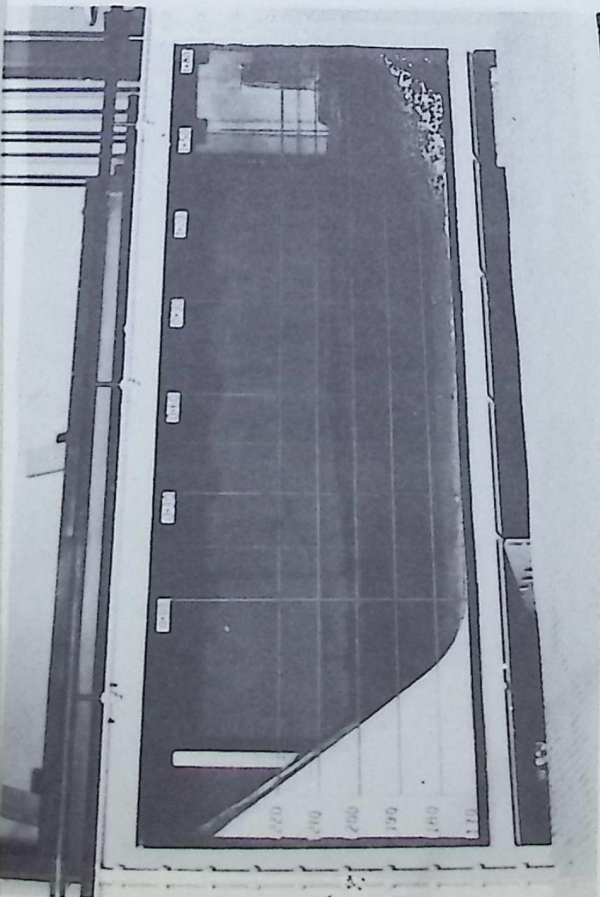
A partir de los ensayos del lecho amortiguador y sus variantes se puede concluir que:

- el empleo del lecho amortiguador da longitud excesivamente grande y su uso resulta poco económico.

- el empleo de tacos de salida en nuestro caso, no mejora la eficiencia del lecho amortiguador.

- el empleo de la solera dentada reduce considerablemente la longitud del lecho amortiguador, lo cual incide sobre el costo de la obra.

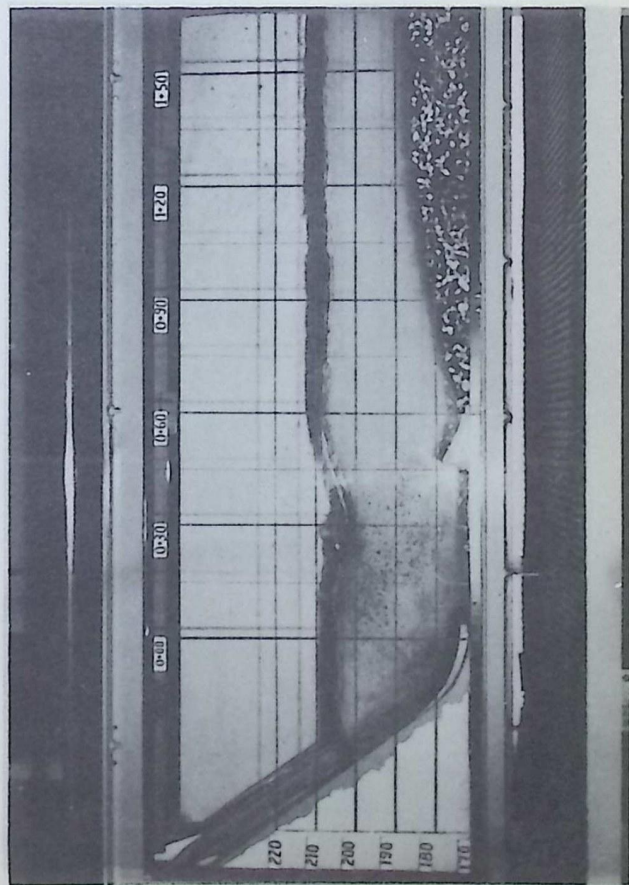
- el uso de fórmulas teóricas en el dimensionado de las longitudes del lecho amortiguador con solera y sin solera se considera acertado, cuando se elabora el ante-proyecto, pero es necesario el estudio sobre modelos para la determinación de un valor definitivo.



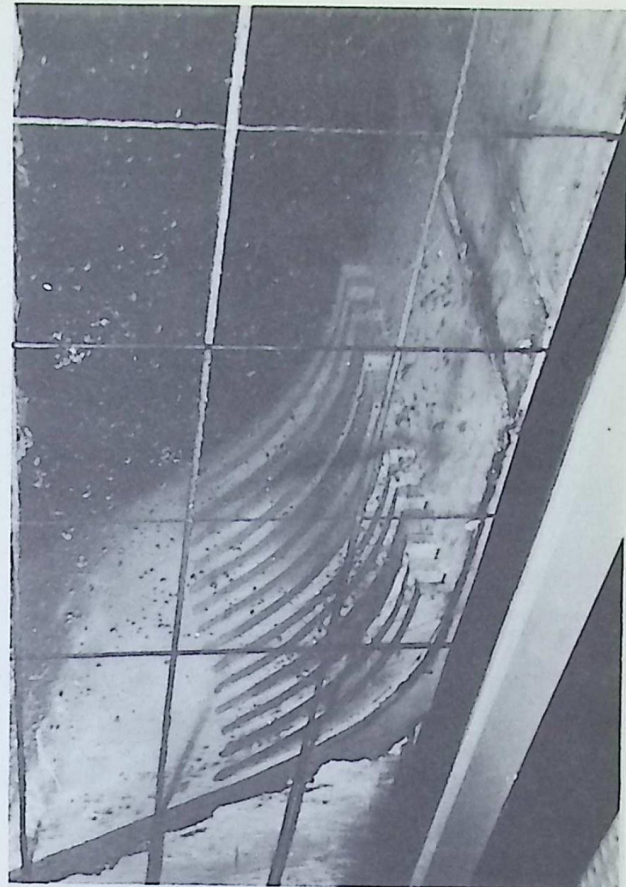
FOTOGRAFIA 24



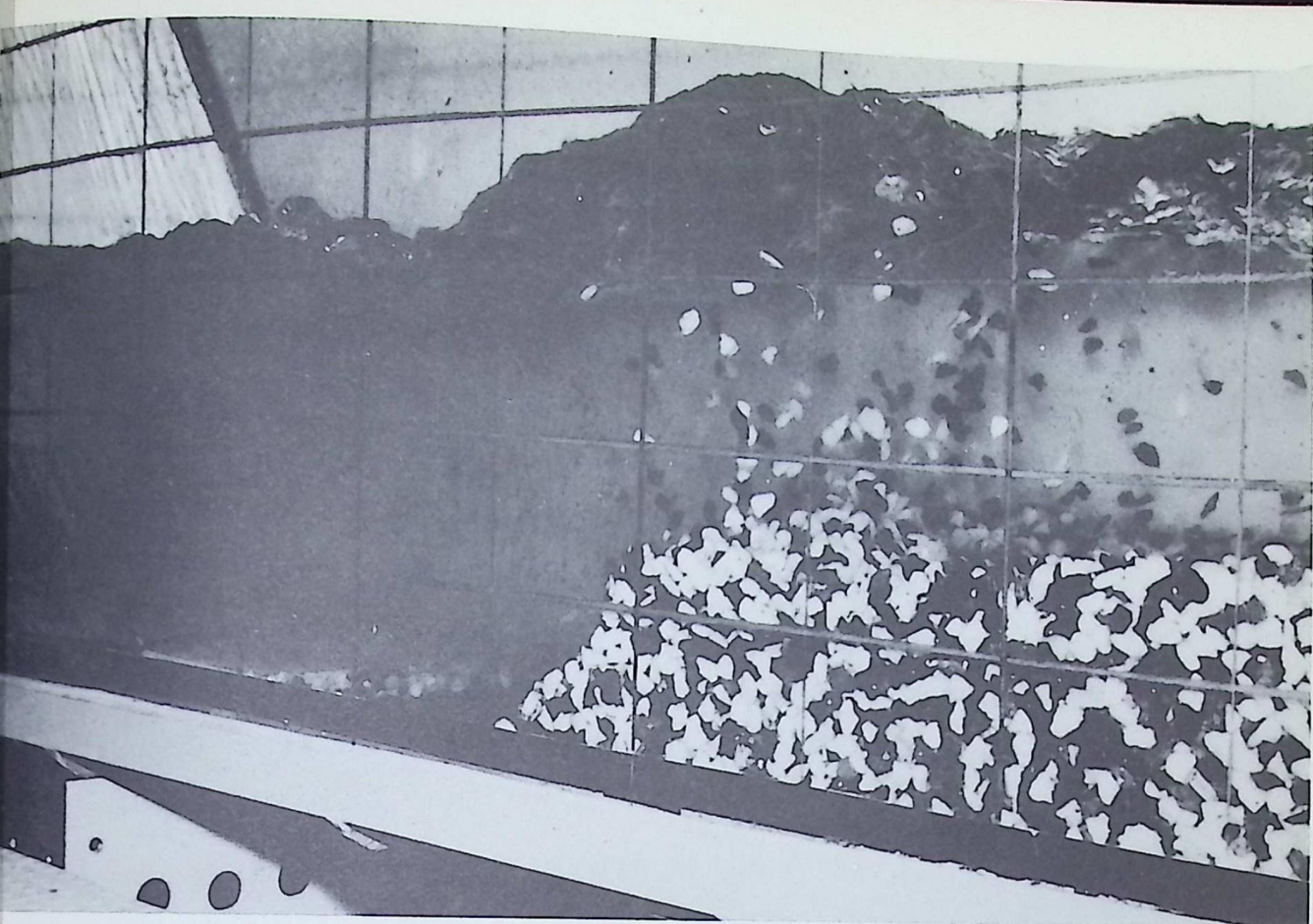
FOTOGRAFIA 25



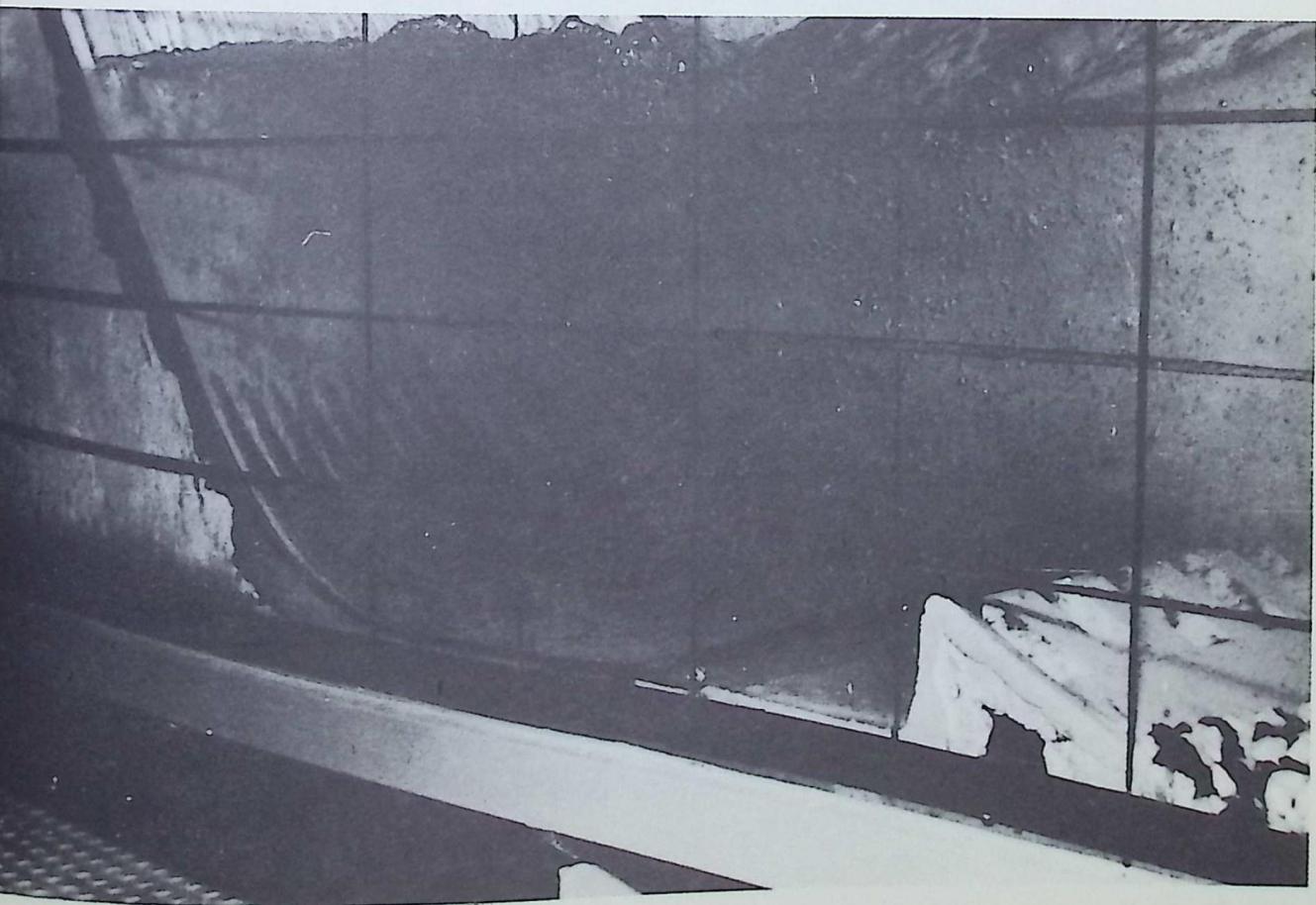
FOTOGRAFIA 26



FOTOGRAFIA 27



FOTOGRAFIA 28



FOTOGRAFIA 29

Para conocer más detalladamente el funcionamiento del lecho amortiguador y el resalto hidráulico se hicieron medidas de velocidades en el deflector (Gráfico 2-10) y en secciones perpendiculares al lecho (Gráfico 2-11). Estas últimas fueron medidas para cada una de las posiciones óptimas de la solera dentada (valores de longitudes óptimas determinadas para cada material) y para el lecho sin solera. En esta secuencia (Gráfico 2-11) puede observarse que:

- la posición de la solera dentada determina el perfil del resalto,

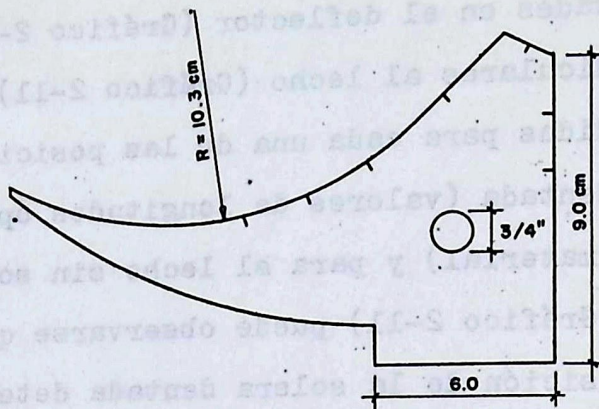
- existen dos remolinos de los cuales el más alejado del vertedero tiende a mover el material hacia la solera.

- las velocidades decrecen paulatinamente, y

- la longitud del resalto se hace más grande a medida que se aleja la solera del pie, llegando a su valor máximo cuando ésta se elimina.

Deflector Sólido al pie del vertedero. En la continuación de los ensayos sobre disipación de energía se construyó un deflector sólido cuyo diseño se ha descrito en el Capítulo I. Esta estructura se hizo con cuatro perfiles de madera y se forró con latón liso. Su acabado fué semejante al de los modelos del vertedero; se colocaron 7 piezómetros fabricados y fijados en igual forma a los del primer modelo y dispuestos como se indica en la Figura 2-7.

FIGURA 2-7



Este deflector se construyó en forma tal que se adaptaba a la base del modelo sin necesidad de modificar la conformación inicial de la estructura del vertedero. Se fijó con cemento "pega-todo". El cauce natural del río se representó con los mismos materiales usados en los ensayos del lecho amortiguador. (Foto. 30).

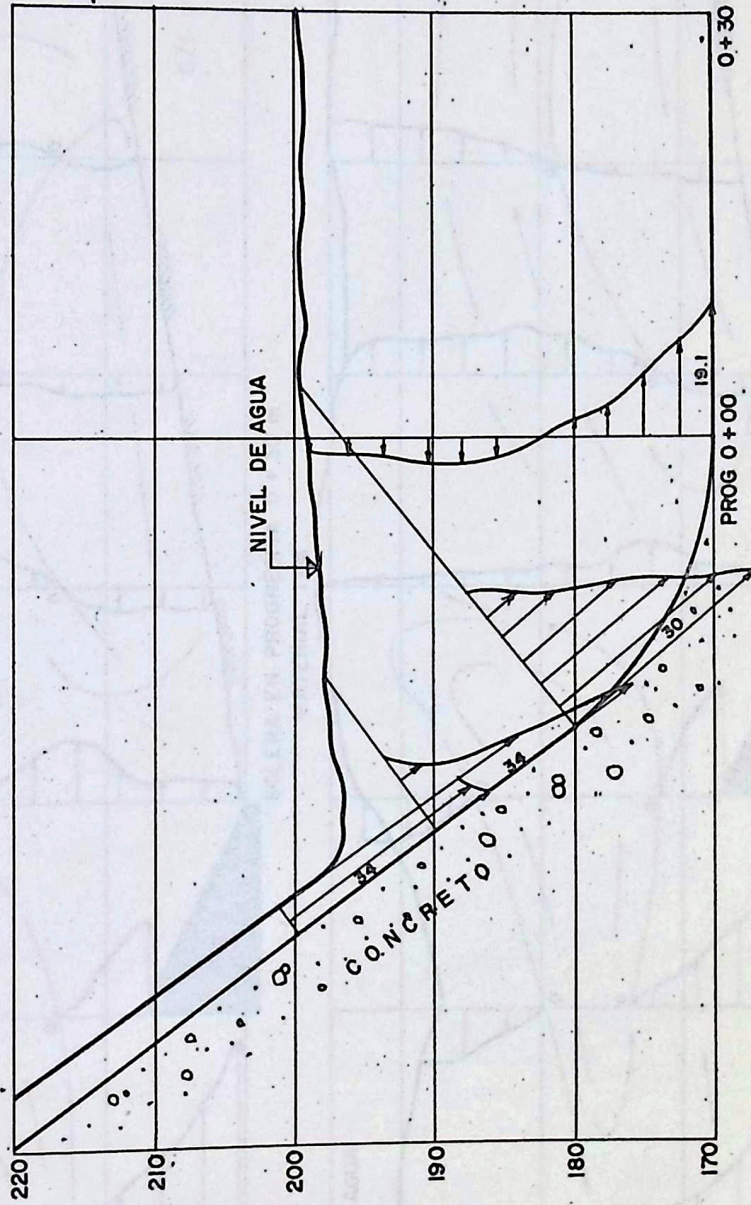
Para ensayar este deflector se pasó el gasto máximo, se varió la altura del tirante de agua según la curva de aguas abajo y se observó el comportamiento de cada uno de los materiales. Al paso de las aguas se apreciaba la formación de un resalto brusco e inestable y una tendencia del material a ir contra el deflector, produciéndose la limpieza del fondo del canal y la formación de un montículo en la parte aguas abajo del dissipador. (Foto. 31). Este efecto aumentaba al

# GRAFICO 2-10

VELOCIDADES EN EL DEFLECTOR.

1 cm = 10 m/seg

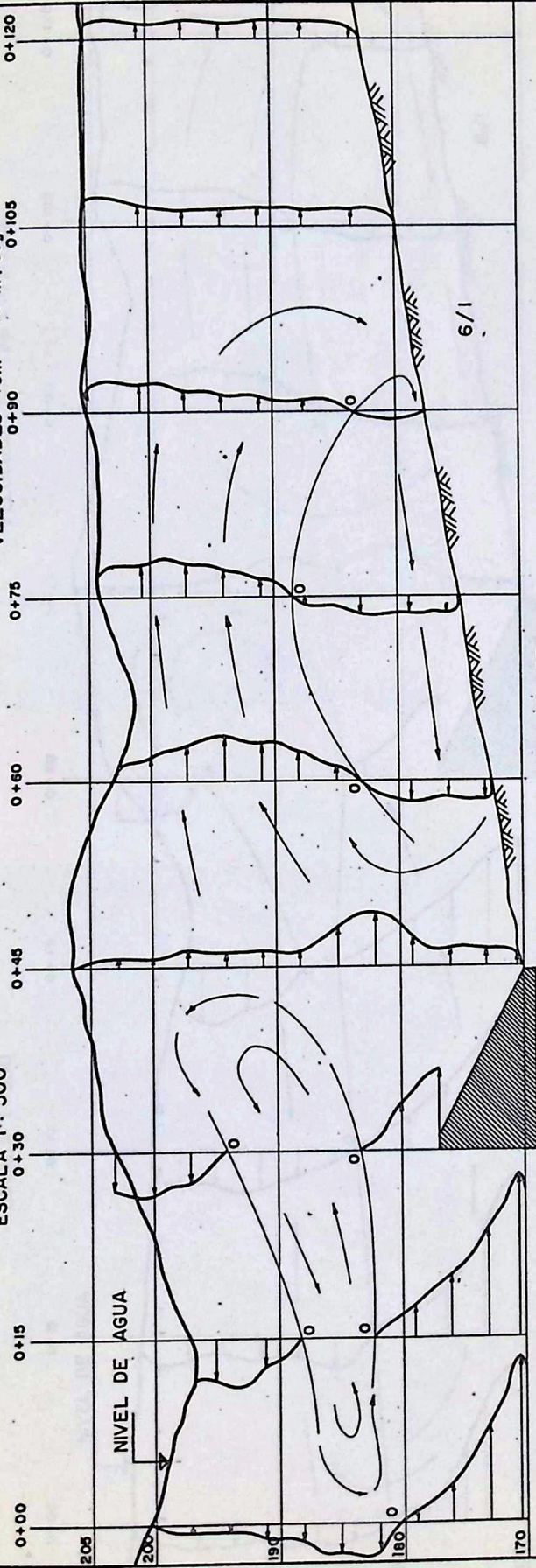
ESCALA 1 : 500



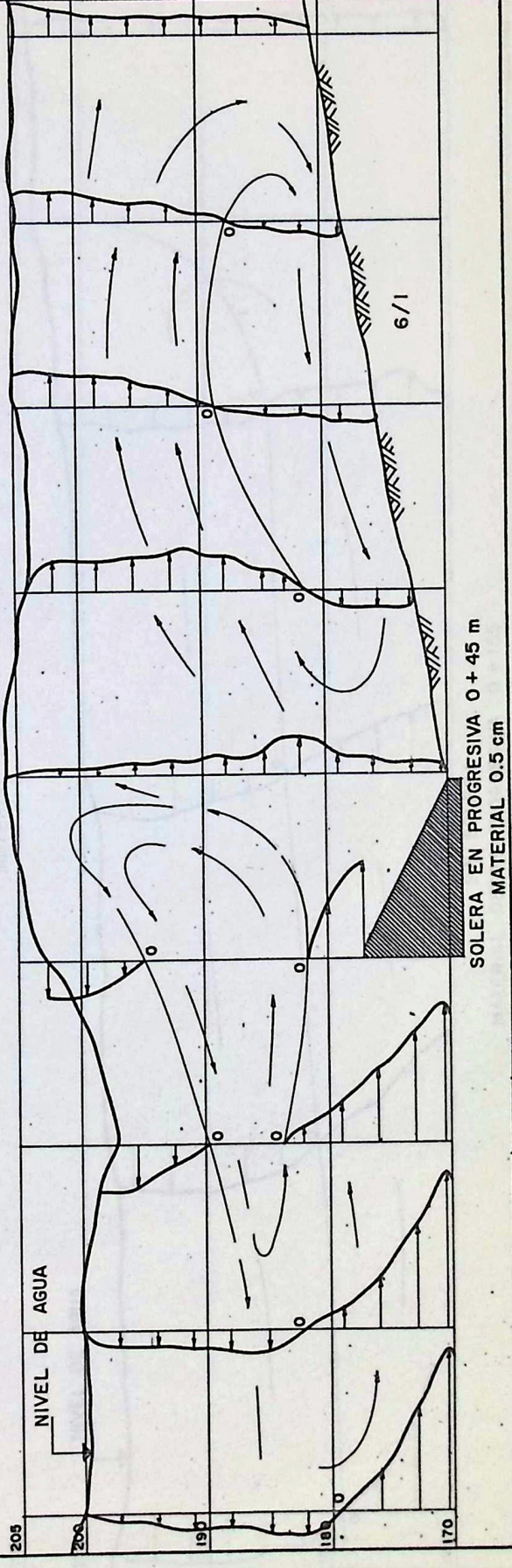
# GRAFICO 2-II

ESCALA 1: 500

VELOCIDADES 1 cm = 10 m/seg



SOLERA EN PROGRESIVA 0 + 30 m  
MATERIAL 1 cm

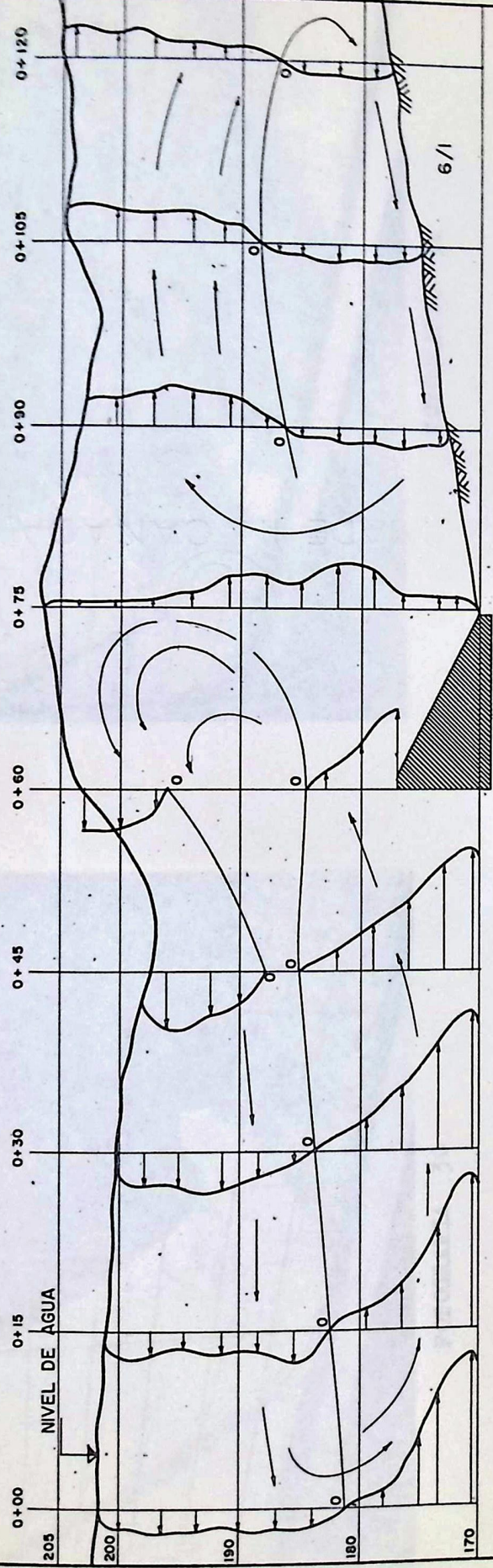


SOLERA EN PROGRESIVA 0 + 45 m  
MATERIAL 0.5 cm

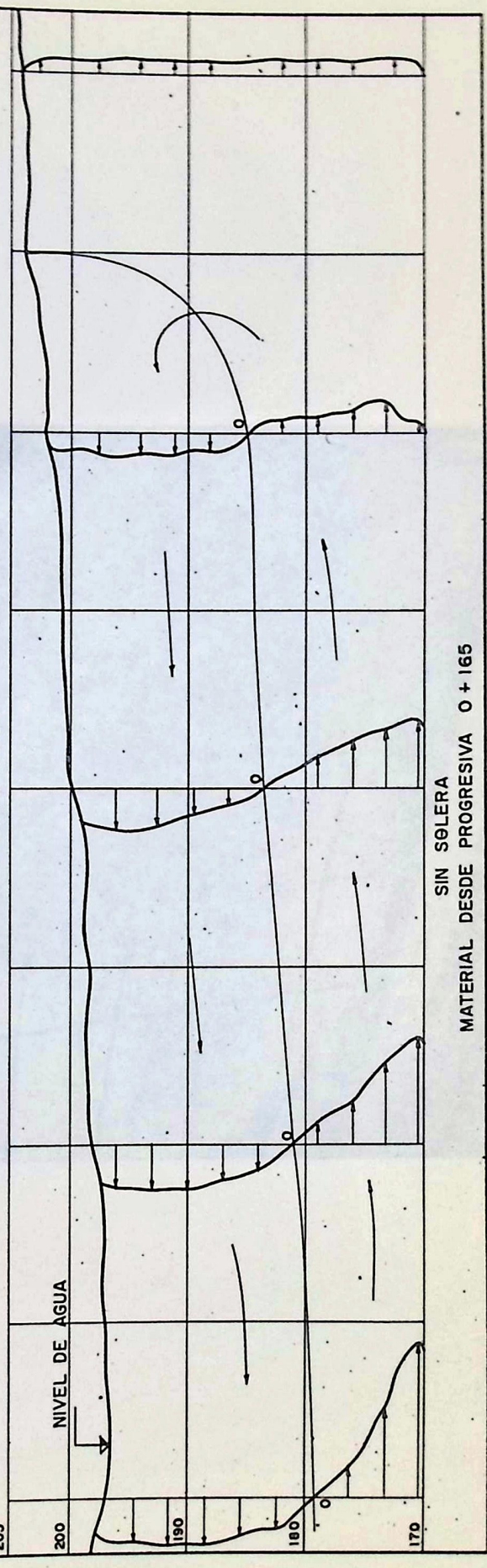
# GRAFICO 2-II

ESCALA 1 : 500

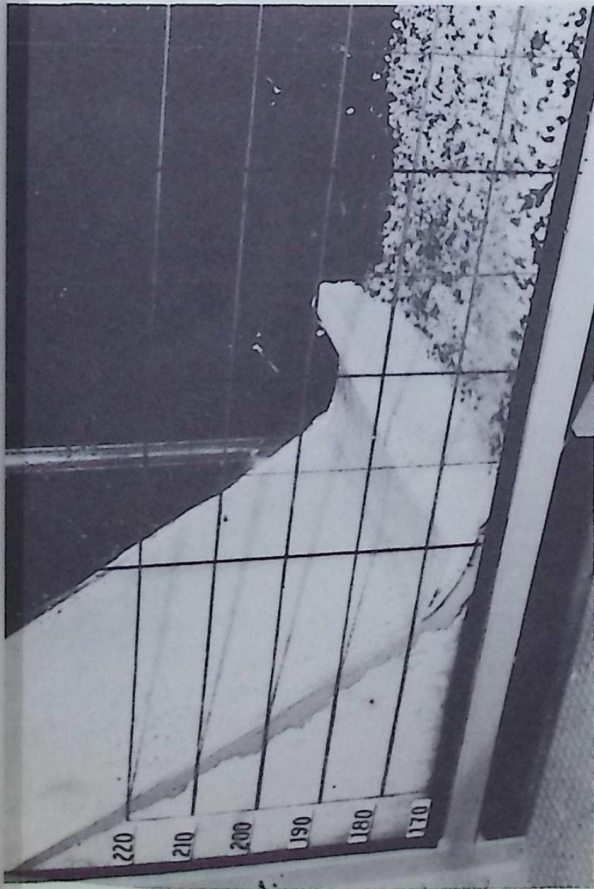
VELOCIDADES 1 cm = 10 m/seg



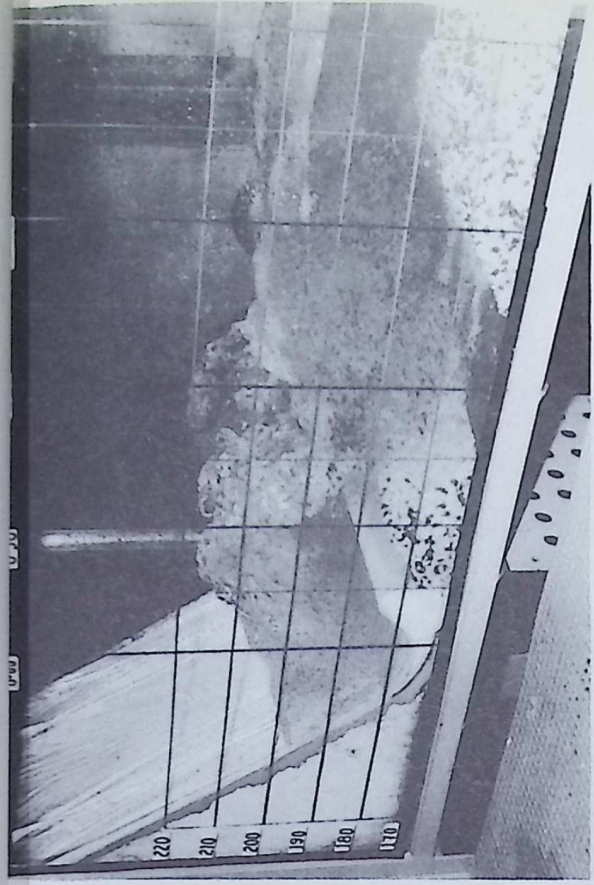
SOLERA EN PROGRESIVA 0 + 60 m  
MATERIAL 0.2 cm



SIN SOLERA  
MATERIAL DESDE PROGRESIVA 0 + 165



FOTOGRAFIA 30



FOTOGRAFIA 31



FOTOGRAFIA 32

disminuir el tirante aguas abajo. Al pasar el gasto máximo durante un cierto tiempo se incrementa el montículo hasta nivelarse con el labio de salida manteniendo el material en continuo movimiento y haciendo que una parte de éste caiga al pozo, para luego ser lanzado fuera bruscamente. (Foto. 32).

Para el cálculo estructural del deflector es necesario conocer la magnitud de las presiones a que estará sometido durante su funcionamiento y con este objeto se determinaron las presiones para los gastos 40.000, 20.000 y 10.000 m<sup>3</sup>/seg, las cuales se muestran en el (Gráfico 2-12) donde se pueden apreciar presiones máximas hasta de 32 metros de agua (prototipo) y donde se ve que en ningún momento existen subpresiones atmosféricas.

Para conocer con detalle la disipación de la energía cinética en el deflector se hicieron medidas de velocidades de la lámina vertiente y los diagramas correspondientes aparecen en el Gráfico 2-13. En él se observa cómo disminuyen las velocidades por el choque de la lámina vertiente con la masa de agua desde 33 m/seg. en el punto de entrada hasta 18,5 m/seg en el punto de salida.

Con los resultados obtenidos sobre el modelo del deflector sólido se puede concluir que:

- su comportamiento como disipador de energía es excelente como lo demuestran los diagramas de velocidad, pero el he

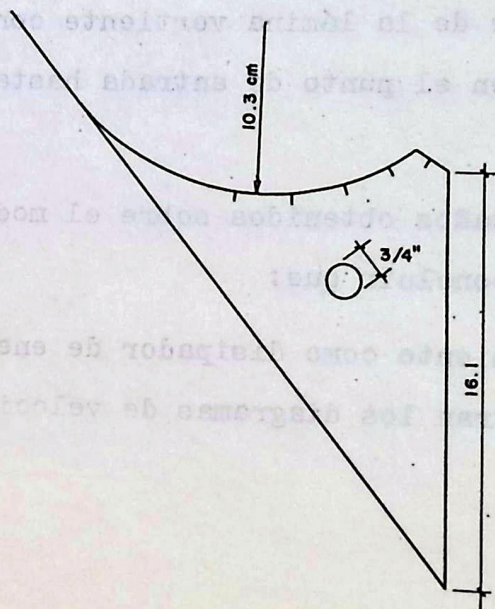
cho de arrastrar material dentro de la estructura traería efectos de abrasión que eventualmente ocasionarían la destrucción del deflector.

- para valores bajos del tirante de agua la invasión de material se acentúa y por lo tanto hay que usar amplios márgenes de seguridad en la determinación de las curvas de "aguas abajo".

- las presiones a que está sometido son altas llegando hasta 32 metros.

Disipador en Ski o de lanzamiento de trayectoria. Este disipador fué construído con perfiles de madera unidos y forrados como el tipo anterior. Fué provisto de una batería de 5 piezómetros colocados como se muestra en la Figura 2-8 y su forma permite deslizarlo a lo largo del perfil del modelo con el fin de variar su posición, ya que su comportamiento depende de ella. (Foto. 33).

FIGURA 2-8



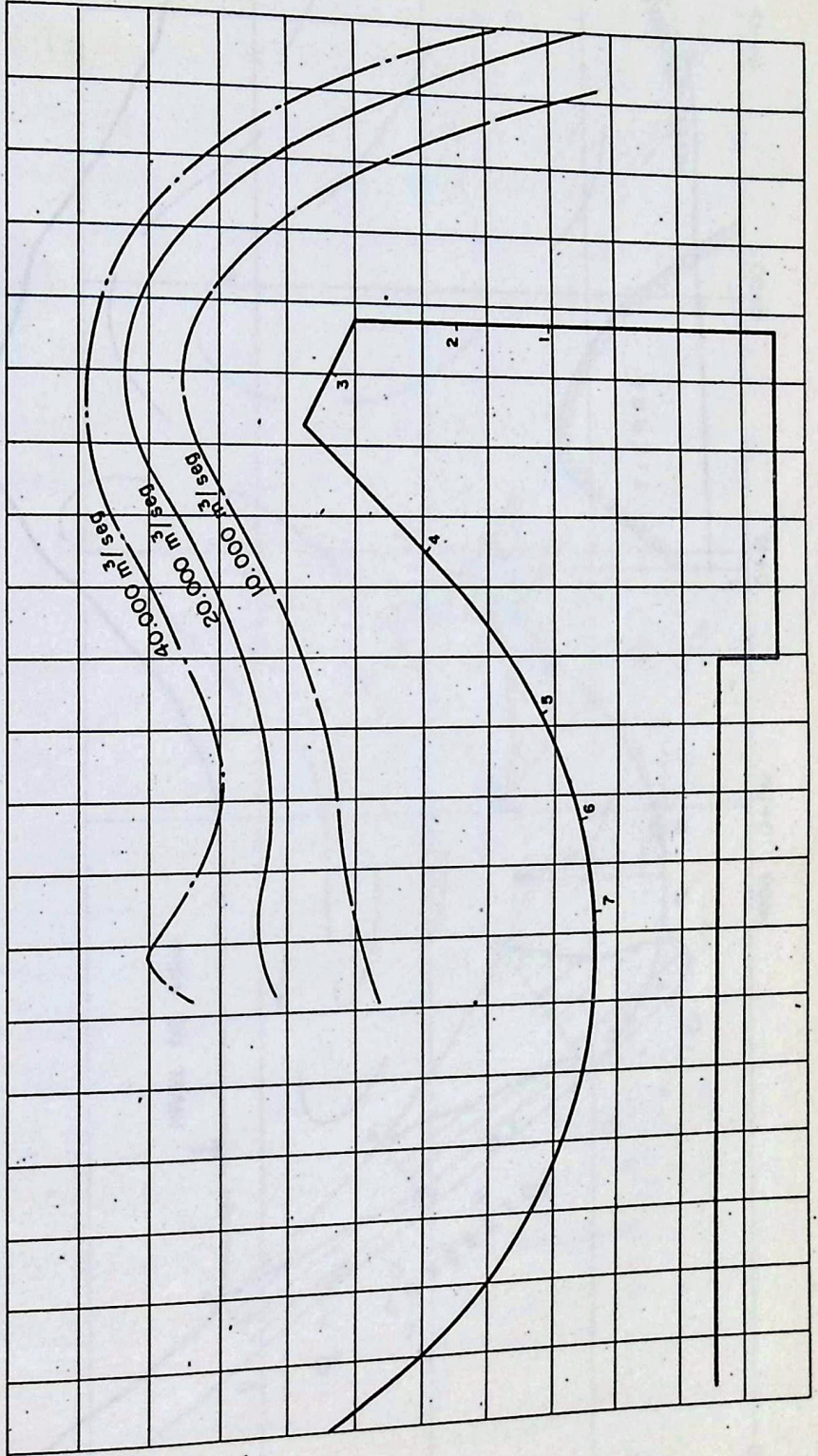
# GRAFICO 2-12

PRESIONES EN EL DEFLECTOR SOLIDO

ESCALA 1 : 200

PRESIONES 1cm = 5m DE AGUA

$P_{max} = 32.2 \text{ m}$



Para los ensayos se tomaron dos posiciones. La primera, recomendada por Gandolfo, es aquella donde la velocidad alcanza el valor de 30 m/seg, velocidad para la cual la existencia del aire incorporado introduce limitaciones en los criterios de similitud. La segunda, recomendada por Elevatorski (6) es para la condición en que el nivel del labio de lanzamiento es igual al nivel de aguas abajo.

Para la fijación de la primera posición se determinó experimentalmente con el tubo Pitot la cota donde la velocidad en la lámina vertiente tiene un valor equivalente a aproximadamente 30 m/seg., y para la segunda, se bajó la estructura hasta lograr la coincidencia del nivel de aguas abajo con el del labio de lanzamiento.

Los diagramas de presiones se determinaron en forma semejante a la empleada en el modelo 1. En los Gráficos 2-14 y 2-15 aparecen las curvas de presiones y los perfiles de las láminas de agua para ambas posiciones y para los gastos 40.000, 20.000 y 10.000 m<sup>3</sup>/seg. Para la posición más alta (primera posición) se encontró un valor máximo de presión de 16,40 metros de agua en el prototipo (Gráfico 2-14); y para la más baja, una presión de 14,80 metros de agua (Gráfico 2-15). La disminución de la presión se debe a que en la posición más baja la velocidad es mayor; esta velocidad medida experimentalmente resultó igual a 33 m/seg.

Para determinar la distancia entre el pie del vertedero

y el punto en que la parábola de lanzamiento se sumerge en el canal de salida, se midió el perfil superior de la lámina lanzada para ambas posiciones y para cada uno de los tres gastos antes nombrados. (Gráficos 2-16 y 2-17).

Para observar los efectos de erosión causados en el canal por la masa de agua lanzada, se colocó el material erosionable desde el propio pie del vertedero (prog 0 + 00), se aumentó el gasto lentamente y se fijó el nivel de aguas en el canal según las curvas de aguas abajo (Gráfico 1-7). Se apreció que aún para pequeños gastos la masa de agua es lanzada a considerable distancia, sin ocasionar disturbios en el material situado al pie del vertedero. (Foto. 34).

Con el fin de determinar la magnitud de la erosión y la distancia a que ésta ocurre, se pasaron los gastos de 10.000, 20.000 y 40.000 m<sup>3</sup>/seg. durante un tiempo suficientemente largo que permitiera concluir que no habrían ulteriores modificaciones en el fondo del canal.

La lámina de agua al caer al canal forma una fosa profunda cuyo límite inferior es el estrato rocoso del cauce y forma también un montículo de material granular que puede apreciarse en la Fotografía 35. La fosa se desplaza hacia aguas abajo a medida que se aumenta el gasto hasta llegar al punto más lejano con el gasto de 40.000 m<sup>3</sup>/seg. Este procedimiento se repitió para los tres tipos de materiales y para las dos posiciones del dissipador. En los Gráficos 2-18, 2-19 y 2-20 se

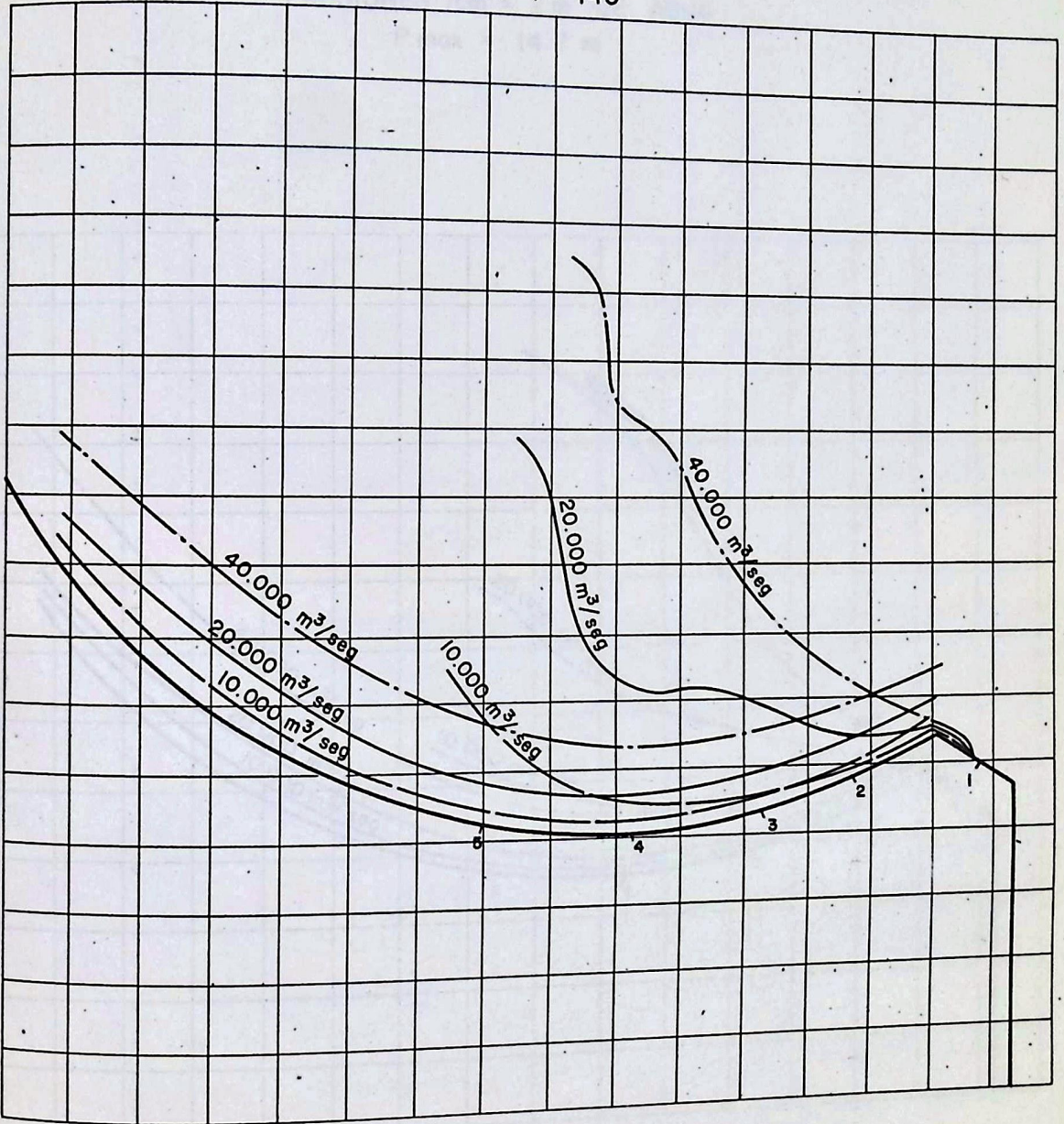
# GRAFICO 2-14

PRESIONES Y PERFILES EN EL DEFLECTOR  
POSICION MAS ALTA

PRESIONES 1 cm = 2 m DE AGUA

$P_{max} = 16.4 \text{ m}$

ESCALA: 1 : 145



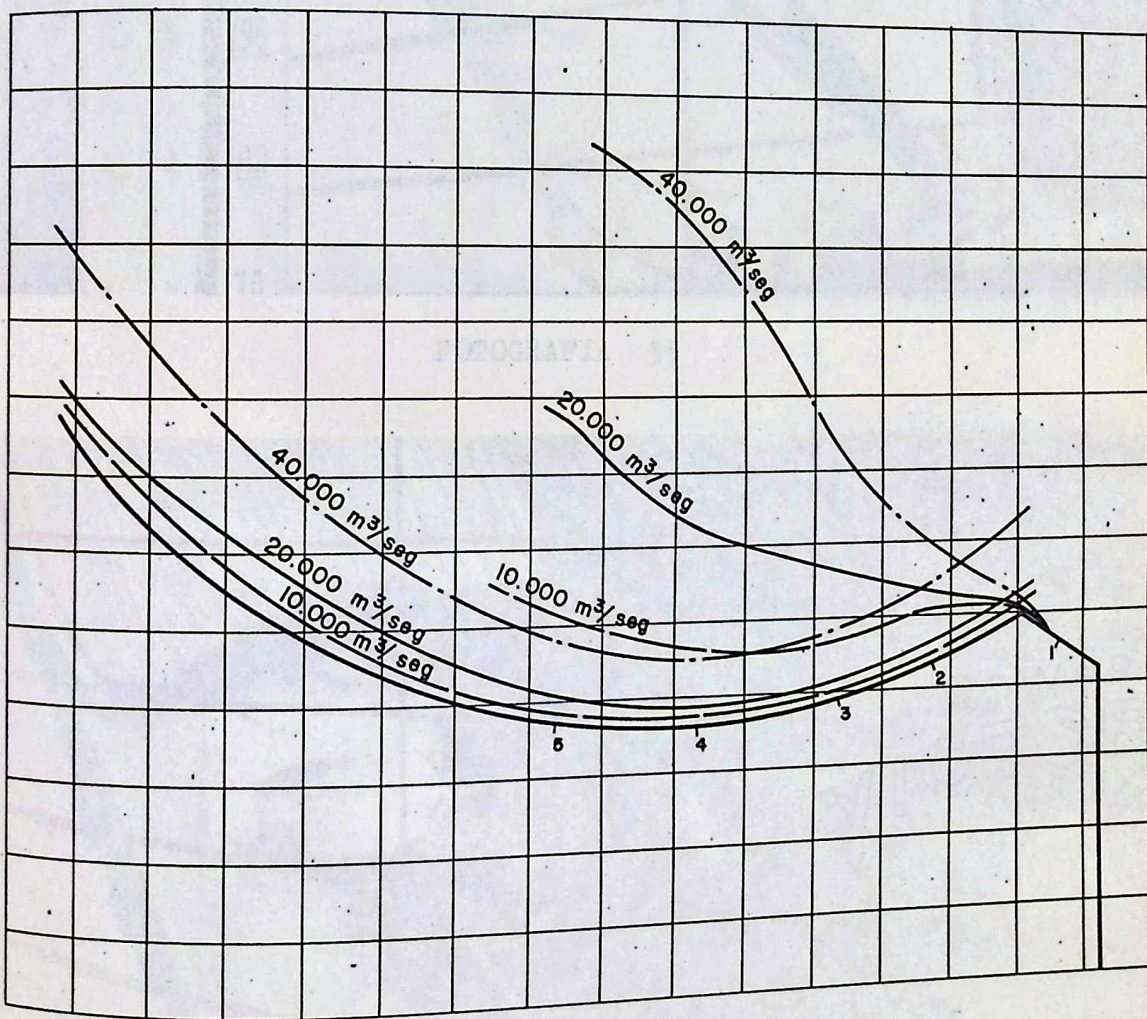
# GRAFICO 2-15

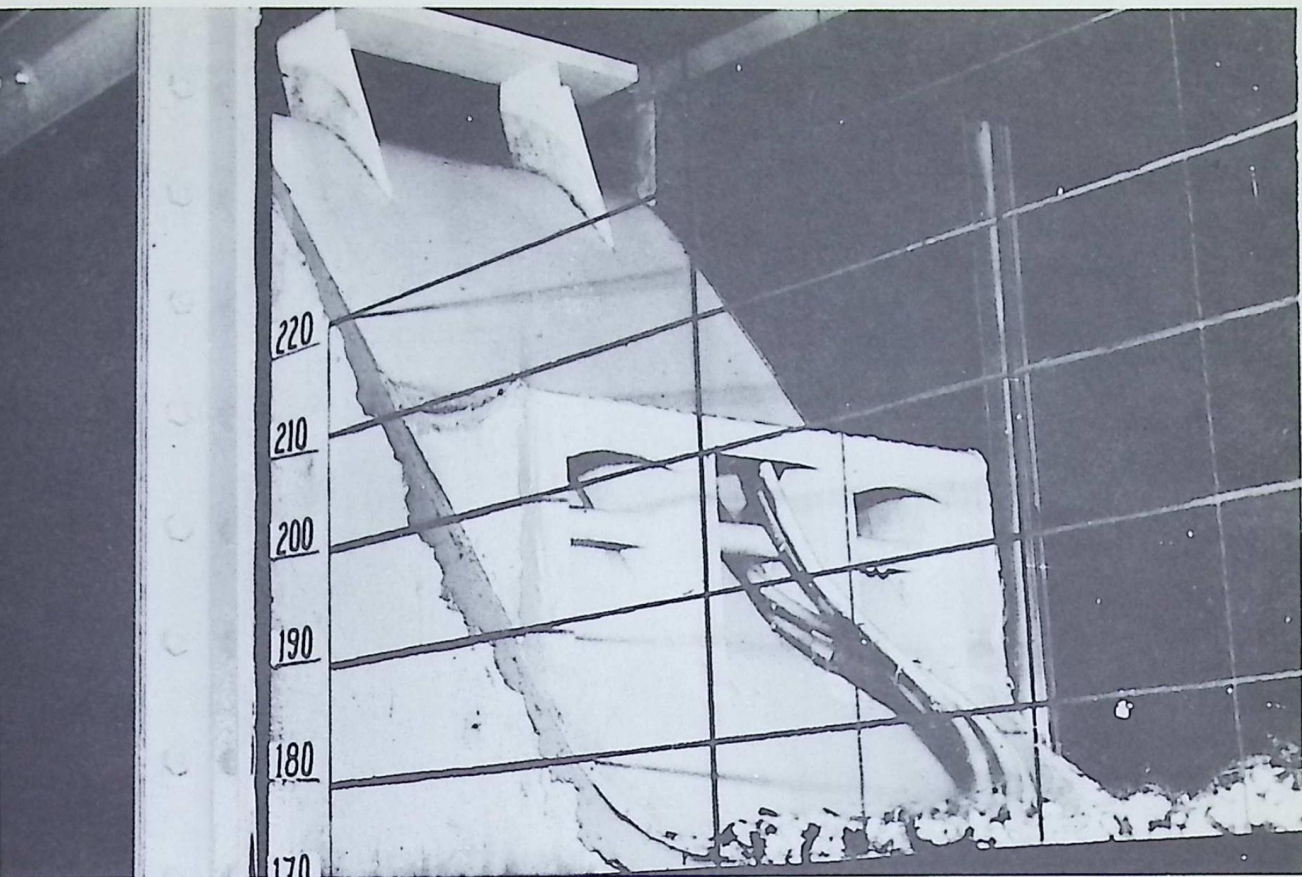
PRESIONES Y PERFILES EN EL DEFLECTOR  
POSICION MAS BAJA

ESCALA : 1 : 145

PRESIONES 1cm = 2 m DE AGUA

P max = 14.7 m





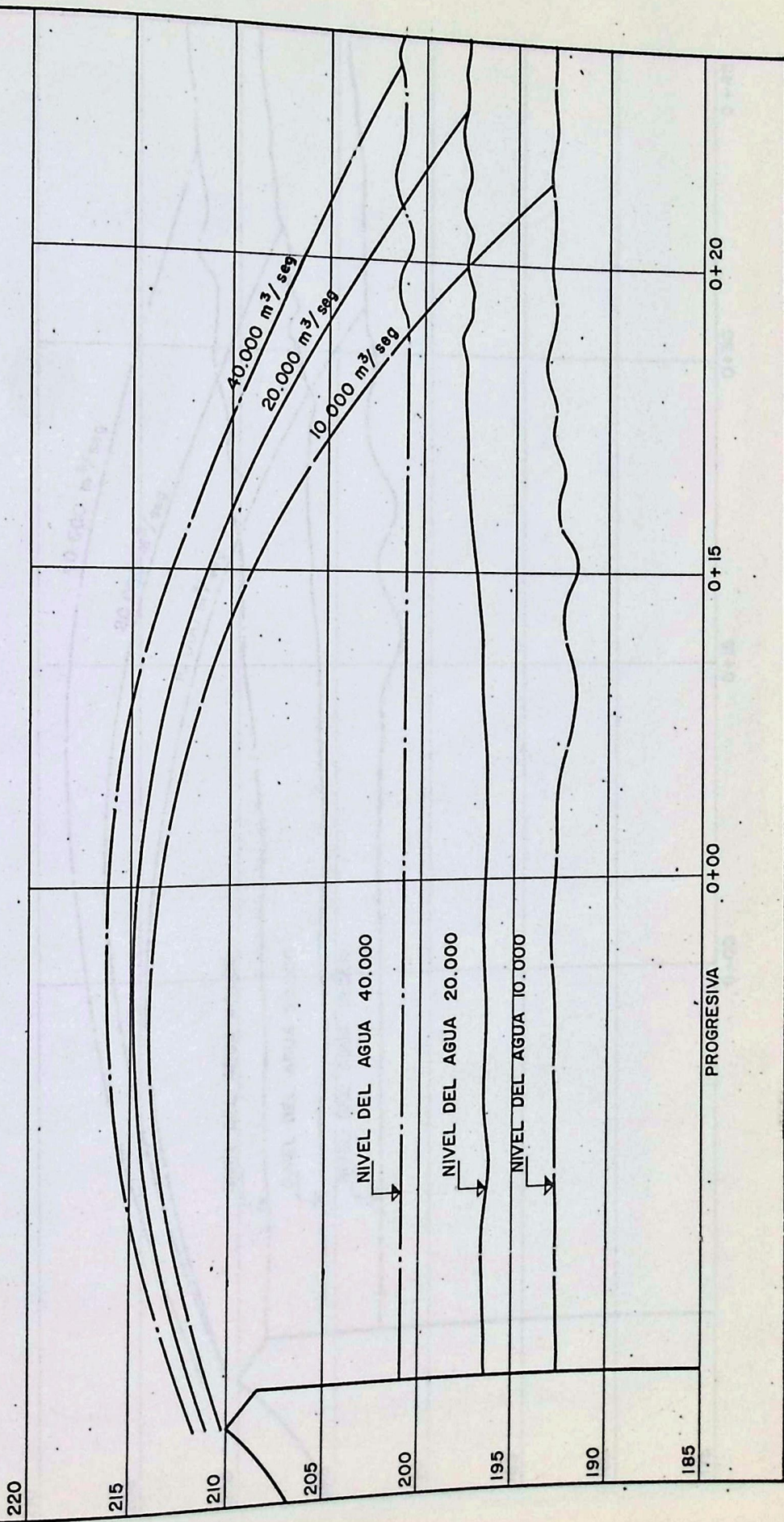
FOTOGRAFIA 33



FOTOGRAFIA 34

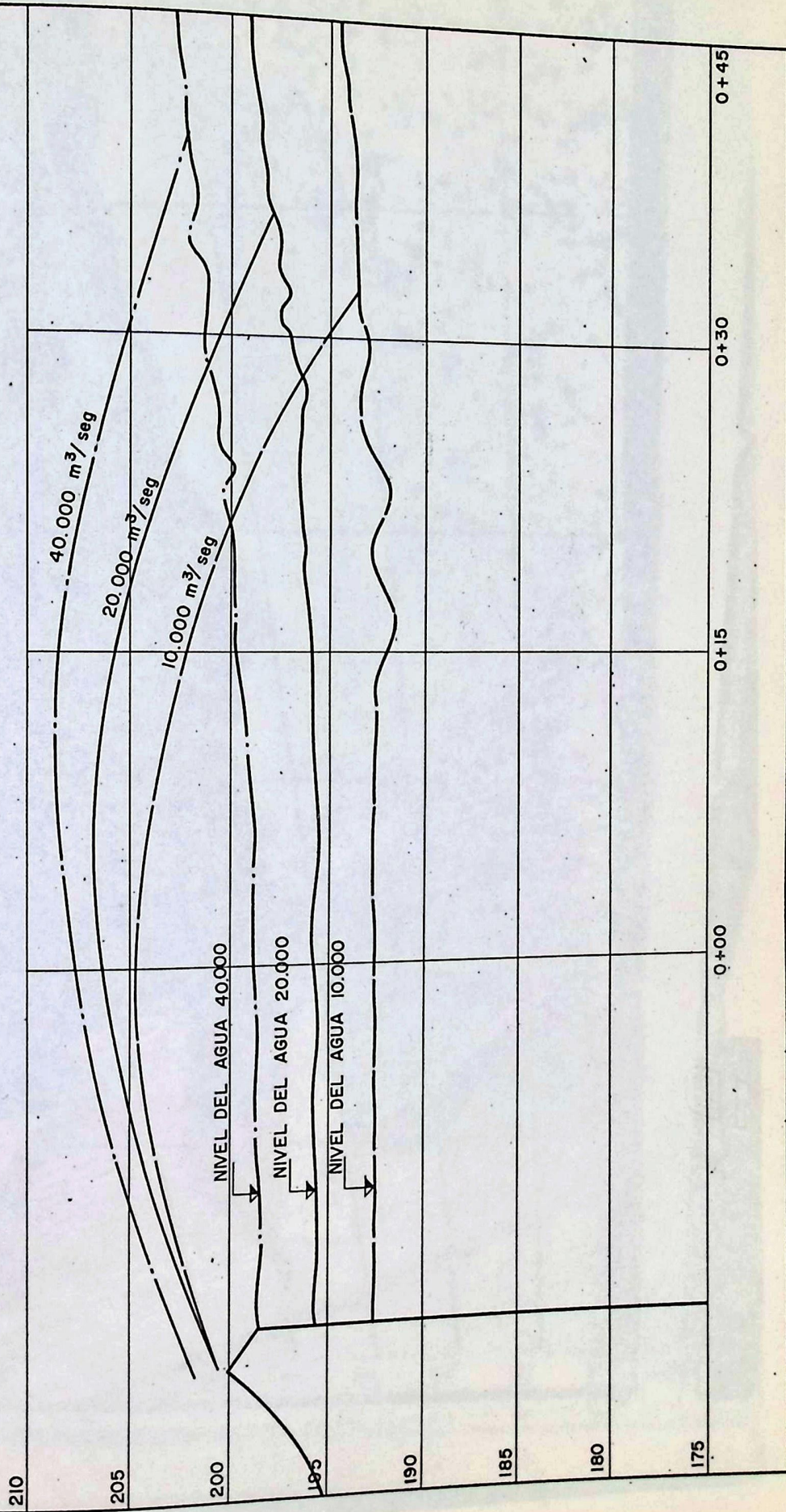
GRAFICO 2-16

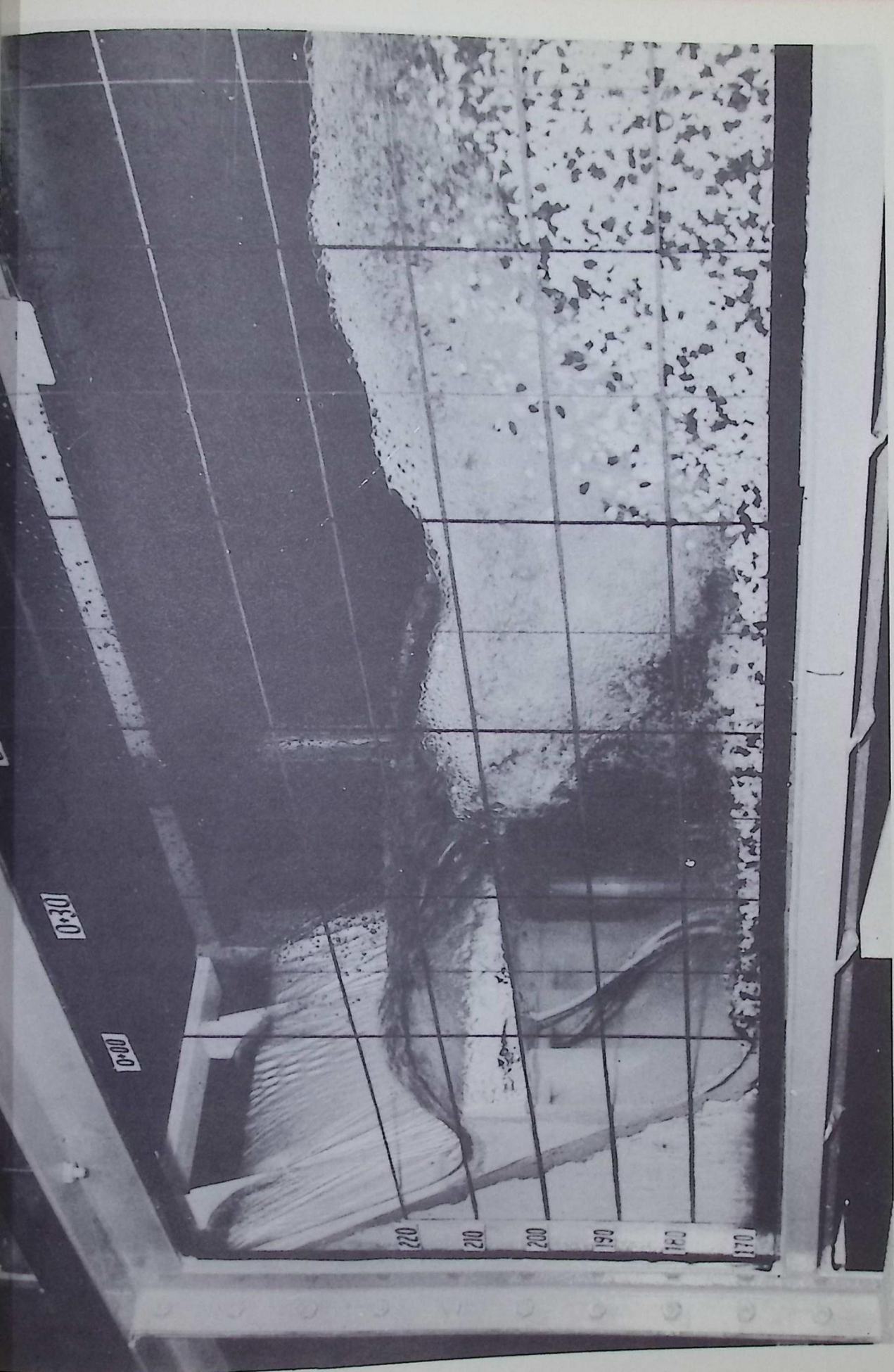
PARABOLAS DE LANZAMIENTO.  
POSICION MAS ALTA.  
ESCALA 1:290



# GRAFICO 2-17

PARABOLAS DE LANZAMIENTO  
POSICION MAS BAJA.  
ESCALA 1:290





muestran los perfiles erosionados medidos en el eje del canal para los tres gastos, las posiciones alta y baja de la estructura, y el material mediano ( 0,5cm ).

Al medir las presiones se encontró que estas son de menor magnitud en la posición más baja, lo cual hace que desde el punto de vista estructural esta posición sea más ventajosa. Al comparar los Gráficos 2-16 y 2-17 se aprecia que el ángulo de incidencia de la lámina de agua en la posición más alta del disipador es mayor lo cual hace que la perturbación en el fondo sea más fuerte. (Fotos. 36 y 37).

En los Gráficos comparativos de los efectos de erosión para las posiciones alta y baja se observa claramente que en la posición más alta la fosa producida por el choque de la lámina vertiente contra el fondo del canal es más profunda, está más cerca del pie del vertedero, y la altura del montículo formado es mayor. Esta diferencia considerable en la localización de la fosa, que llega hasta 30 metros, hace que la estructura esté menos afectada para la posición más baja ya que es conveniente que los distintos disturbios en el material erosionable se produzcan lo más lejos posible del vertedero.

Con los resultados de los ensayos sobre este disipador se puede concluir que:

- el uso de este tipo de disipador es muy conveniente porque mantiene alejada del pie del vertedero la zona altamente erosionada.

- la posición más adecuada se logra cuando el nivel del tirante aguas abajo coincide para el gasto máximo con el nivel del labio de salida. Esta posición sin embargo, no puede calcularse teóricamente ya que el efecto del choque de la lámina lanzada reduce el tirante al pie del vertedero respecto al valor obtenido de la curva de aguas abajo para el máximo gasto y es necesario emplear un modelo para determinar la posición ideal. En el Gráfico 2-17 se ve que el nivel de las aguas dado por la curva de aguas abajo alcanza a la cota 205 s.n.m. y al pie del vertedero llega hasta la cota 200 s.n.m.

- la distancia de caída de la lámina vertiente no cambia mayormente al variar el gasto.

- a medida que aumenta el tirante aguas abajo la erosión es menor.

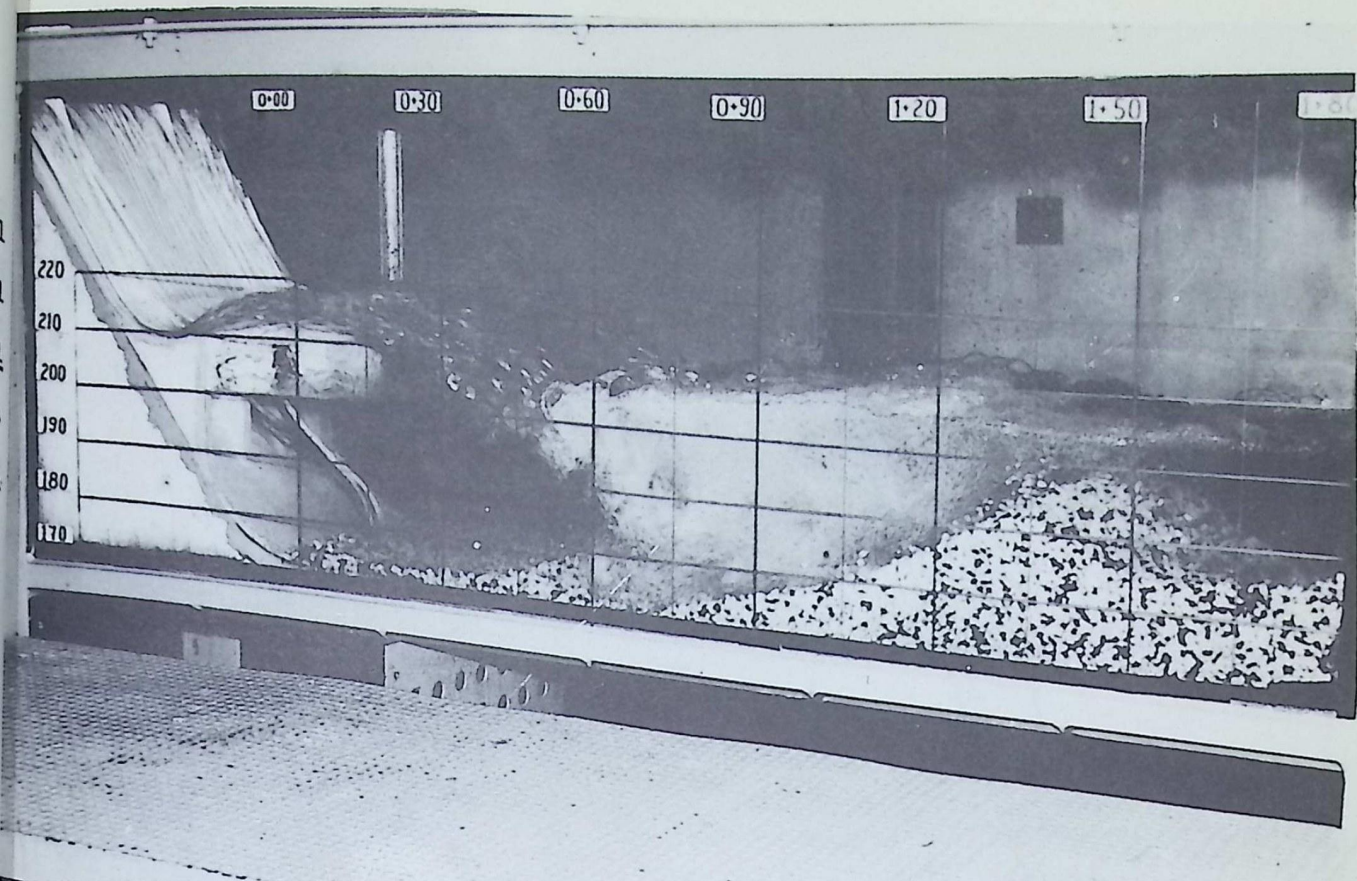
- no requiere protección especial al pie del vertedero.

- la construcción es económica porque no requiere grandes volúmenes de concreto ya que puede diseñarse en forma de losa apoyada sobre pilas.

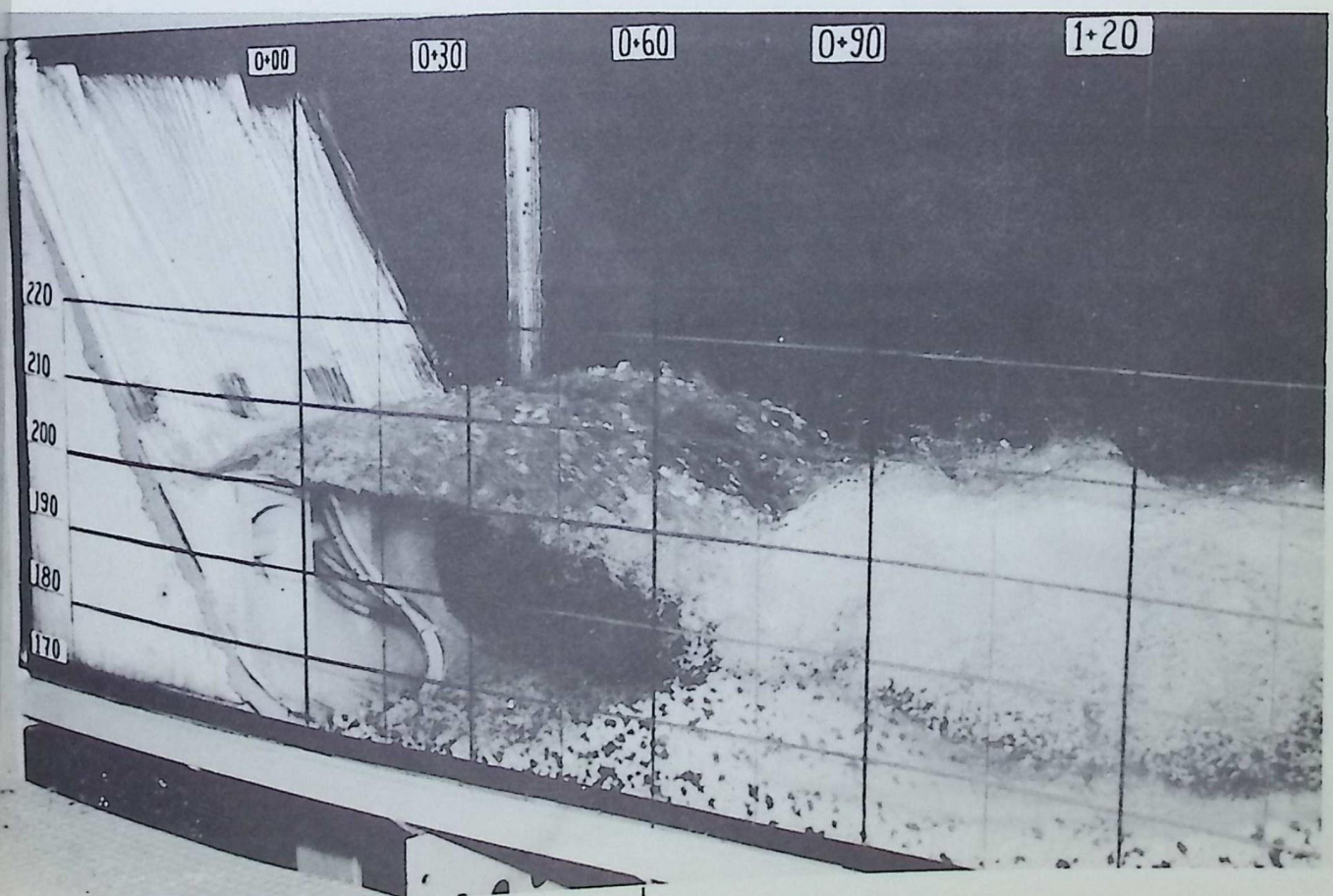
Una vez finalizados los estudios experimentales es conveniente hacer un resumen de las conclusiones que se derivan de las experiencias realizadas en el laboratorio y en esta forma enlazar el conjunto disperso a lo largo del estudio desarrollado.

Las principales conclusiones son:

a) El perfil del vertedero fué correctamente diseñado, ya



FOTOGRAFIA 36



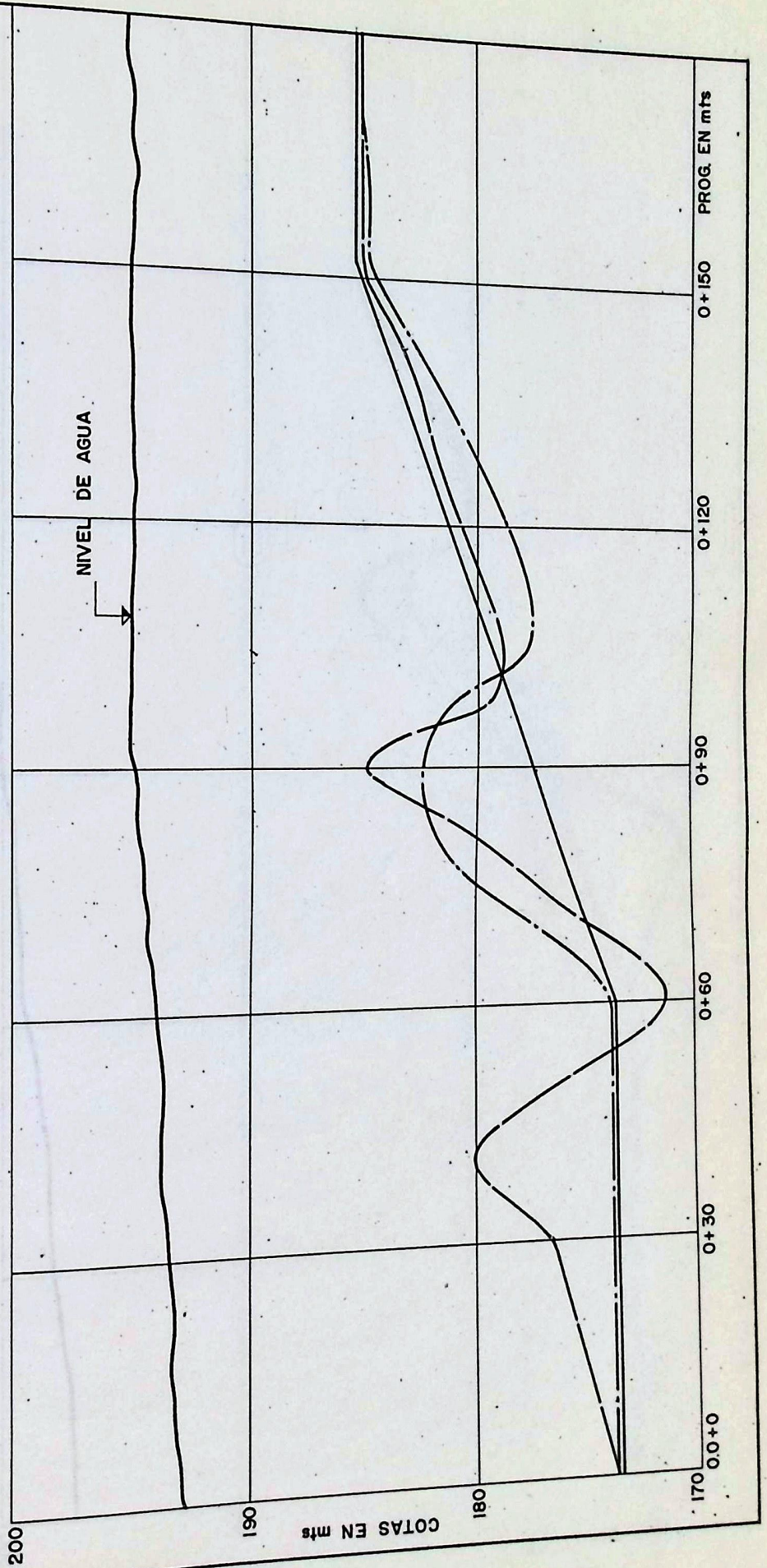
FOTOGRAFIA 37

# GRAFICO 2-18

EROSION COMPARATIVA : PARA AMBAS POSICIONES  
DEL DEFLECTOR DE LANZAMIENTO EN SKI.

— NIVEL INICIAL  
- - - NIVEL DESPUES DE Q = 10.000 1º POSICION  
- · - · NIVEL DESPUES DE Q = 10.000 2º POSICION

ESCALAS : VER.: 1 : 250  
HOR.: 1 : 750

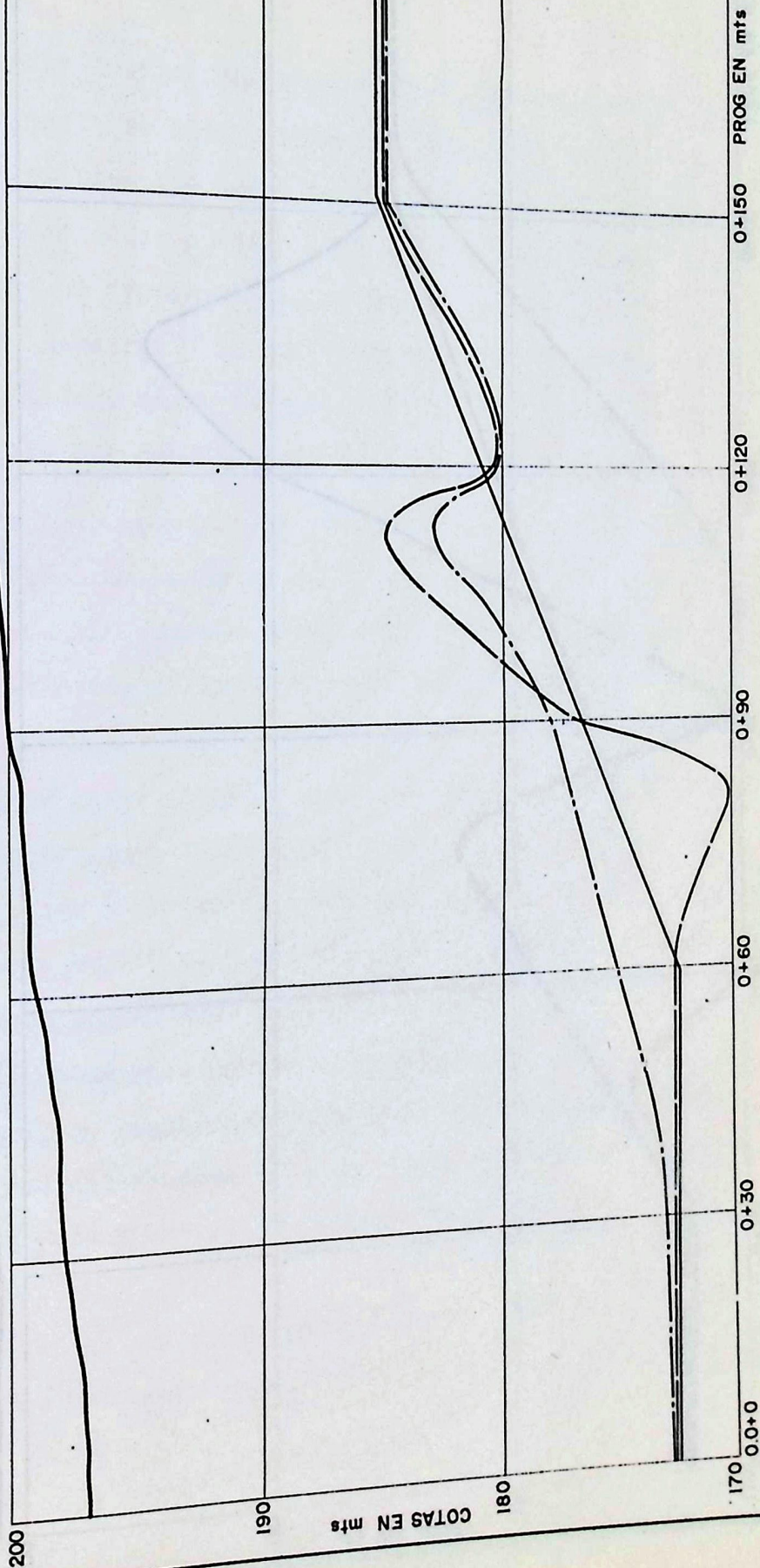


# GRAFICO 2-19

EROSION COMPARATIVA PARA AMBAS POSICIONES  
DEL DEFLECTOR DE LANZAMIENTO EN SKI.

- NIVEL INICIAL
- NIVEL DESPUES DE Q = 20.000 1º POSICION
- NIVEL DESPUES DE Q = 20.000 2º POSICION

NIVEL DE AGUA

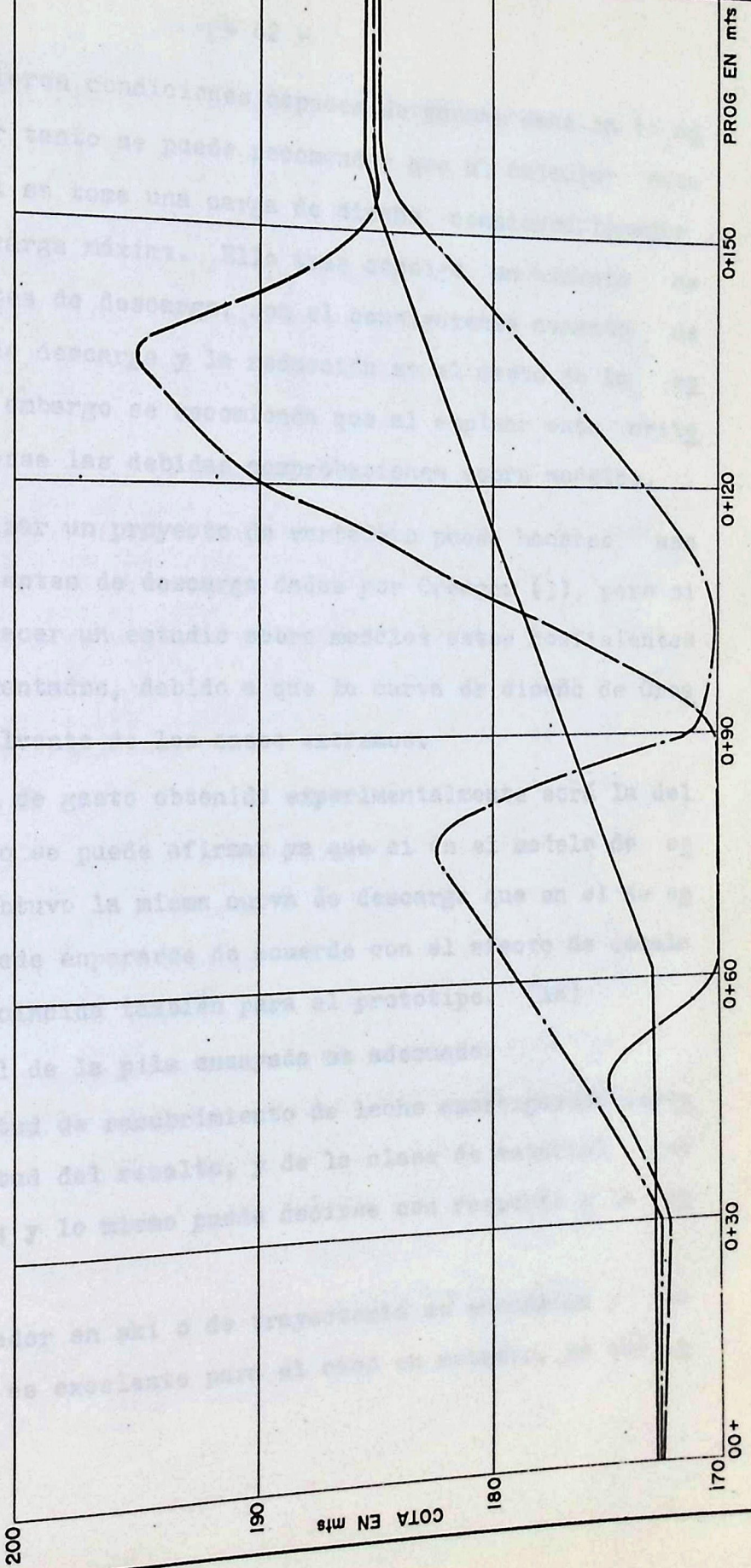


# GRAFICO 2-20

EROSION COMPARATIVA PARA AMBAS POSICIONES DEL DEFLECTOR DE LANZAMIENTO EN SKI.

NIVEL DE AGUA

- NIVEL INICIAL
- - - NIVEL DESPUES DE Q = 40.000 1º POSICION
- · - · - NIVEL DESPUES DE Q = 40.000 2º POSICION



que no aparecieron condiciones capaces de causar daño en la estrutura. Por tanto se puede recomendar que al calcular este tipo de perfil se tome una carga de diseño considerablemente menor que la carga máxima. Ello trae consigo un aumento de los coeficientes de descarga, con el consiguiente aumento de la capacidad de descarga y la reducción en el costo de la estrutura; sin embargo se recomienda que al emplear este criterio deben hacerse las debidas comprobaciones sobre modelos.

b) Al realizar un proyecto de vertedero puede hacerse uso de los coeficientes de descarga dados por Creager (3), pero si se piensa en hacer un estudio sobre modelos estos coeficientes pueden ser aumentados, debido a que la curva de diseño de Creager es la envolvente de los casos extremos.

c) La curva de gasto obtenida experimentalmente será la del prototipo, esto se puede afirmar ya que si en el modelo de escala 1:80 se obtuvo la misma curva de descarga que en el de escala 1:145, puede esperarse de acuerdo con el efecto de escala que la curva coincida también para el prototipo. (18)

d) El perfil de la pila ensayada es adecuado..

e) La longitud de recubrimiento de lecho amortiguador depende de la longitud del resalto, y de la clase de material que forme el cauce; y lo mismo puede decirse con respecto a la solera dentada.

f) El disipador en ski o de trayectoria es económico y su funcionamiento es excelente para el caso en estudio, ya que a

leja la zona de máxima erosión del pie del vertedero aun para bajos gastos y por lo tanto no requiere protección especial para la base del aliviadero.

g) El empleo de bloques de salida al pie del vertedero no está justificado si existen tirantes aguas abajo bastante mayores que los necesarios para la formación del resalto hidráulico.

h) El deflector sólido, aunque su comportamiento como dissipador es efectivo, en el caso en estudio puede ser destruído por la abrasión que produce el arrastre de material contra la estructura. Además las presiones a que está sometido se consideran altas.

De las conclusiones así obtenidas se puede finalizar afirmando que:

- La forma de la cresta estuvo bien calculada.
- El perfil de la pila seleccionada es conveniente.
- Desde el punto de vista hidráulico el dissipador en ski o de trayectoria es el mejor de los tres estudiados, pero hacemos la salvedad que la escogencia del dissipador en definitiva, puede estar afectada por las condiciones estructurales.

## ANEXO A

### DETERMINACION DE LA MAXIMA CRECIENTE

El Río Caroní atraviesa el Estado Bolívar de sur a norte, con una longitud aproximada de 700 Km, su hoya hidrográfica es aproximadamente 96.000 Km<sup>2</sup> y se caracteriza por los abruptos desniveles que presenta a lo largo de todo su curso y por un enorme caudal que lo hace uno de los grandes ríos de Venezuela.

La C.E.F.C., por razones de orden técnico y económico y de acuerdo al potencial eléctrico requerido por el desarrollo de la región de Guayana ha escogido la zona de Gurí, situada a 112 kilómetros aguas arriba de la desembocadura del Caroní en el Orinoco, para la ampliación del sistema hidroeléctrico ya construido.

El proyecto de esta obra hidráulica requiere el estudio de diversas fases, las cuales una vez integradas forman el proyecto definitivo de la obra. El diseño hidrológico de un sistema abarca la disposición, el control y la colocación del agua superficial a través de su ciclo hidrológico.

El estudio hidrológico realizado en este trabajo consiste en obtener un valor de la máxima creciente que pueda ocurrir en el sitio seleccionado del río en la región de Gurí y la probabilidad de su ocurrencia. Sin embargo, por no estar sometidos los fenómenos naturales a leyes estrictamente matemáticas,

sólo es factible una estimación de la máxima creciente, con una probabilidad específica de ocurrencia.

Para realizar estos cálculos se recurre a fórmulas empíricas establecidas mediante observaciones en numerosas hoyas y que relacionan el escurrimiento con las características físicas de la hoya o se recurre también al estudio estadístico de datos de crecientes en el río recogidos a través de los años.

Para la hoya del Caroní, en particular, no es conveniente usar fórmulas empíricas ya que las fórmulas conocidas han sido derivadas para hoyas no mayores de 15.000 Km<sup>2</sup>. Por lo tanto hemos recurrido al análisis de métodos estadísticos, para la estimación de la máxima creciente.

El dato básico para un análisis de frecuencia de crecientes\* es la observación de los caudales del río. En este estudio, se han utilizado los valores medidos en la estación de Morocure, situada 100 Km., aguas abajo de Gurí.\*\*

a) Crecientes máximas. La primera alternativa que se presenta para esta forma de recopilación es tomar la máxima

(\*) De aquí en adelante nos referiremos exclusivamente a crecientes al hablar de análisis de frecuencia.

(\*\*) Aunque el sitio de Morocure no se encuentra en la región de Gurí, la C.E.F.C., ha considerado que el aporte de afluentes entre los dos sitios es insignificante.

creciente que ocurrió un día durante un año hidrológico de registro, pero de esta manera se omiten valores de crecientes que pueden ser más importantes pero de menor intensidad. Esta objeción es posible corregirla mediante uso de las máximas mensuales.

(b) Series parciales. En las Series Parciales se toman las crecientes mayores que un cierto nivel base. Este nivel suele ser la mínima creciente del año, aunque no obstante puede ser fijado un nivel mayor con el propósito de reducir el número de datos.

(c) Series totales. El uso de Series Totales consiste en el empleo de todos los datos diarios acumulados en los años de registro. (18)

En nuestro caso haremos uso de la recopilación de datos en la forma de crecientes máximas anuales, ya que con estos datos han sido desarrollado los métodos más usuales de análisis de frecuencia y no está justificado un grado mayor de refinación con los escasos datos disponibles.

#### Diversos Métodos Estadísticos.

El análisis de frecuencia define la creciente que se espera pueda ser superada o igualada en el transcurso de "A" años. Esto quiere decir, que en un largo período, digamos 100 años habrá  $100/A$  crecientes iguales a esa calculada. Esto, sin embargo, no determina el plazo de ocurrencia sino que

estas pueden acontecer desordenadamente. Los términos que se emplean en este estudio y que es necesario definir son:

Intervalo de excedencia: es el número promedio de años entre la ocurrencia de una creciente y otra.

Intervalo de recurrencia o retorno: es el número promedio de años en los cuales una creciente dada será igualada o superada.

Si llamamos "N" el número de datos en una serie de "t" años de registro y "m" el número de posición de una creciente particular en orden de magnitud, empezando por la mayor, entonces los intervalos de recurrencia y excedencia están dados por las fórmulas:

$$T_r = \frac{t}{m} \quad (A-1)$$

y

$$T_e = \frac{t}{(m-1)} \quad (A-2)$$

donde:  $T_r$  = intervalo de recurrencia

$T_e$  = intervalo de excedencia

METODO DE GUMBEL. Este método se basa en la distribución de valores extremos mediante la ley de probabilidades, - donde si  $X_1 X_2 \dots X_n$  son los valores extremos de crecientes en cada año, la probabilidad de ocurrencia P de un valor igual o menor que "X"; está dada por la fórmula:

$$P = e^{-e^{-y}} \quad (A-3)$$

donde  $e$  es la base de los logaritmos neperianos e " $y$ " está dada por:

$$y = a ( X - X_f ) \quad (A-4)$$

donde  $X_f$  es la forma de distribución, difícil de determinar; y " $a$ " el parametro de dispersión. Gumbel determinó que " $a$ " y " $X_f$ " son funciones de la media aritmética " $\bar{X}$ " y de la desviación standart  $\sqrt{x}$  y obtuvo:

$$X_f = \bar{X} - 0.450 \sqrt{x} \quad (A-5)$$

$$a = \frac{1.28252}{\sqrt{x}} \quad (A-6)$$

las constantes de las ecuaciones (A-5) y (A-6) son determinadas teóricamente.

La forma práctica de aplicar el método se reduce a dibujar los puntos en un sistema de coordenadas donde las ordenadas representan crecientes y las abscisas valores de " $y$ ". Esta representación es una línea recta que define la ecuación (A-4).

Para interpretar los resultados del gráfico anteriormente descrito es necesario obtener los valores en términos de probabilidad según la ecuación (A-3) y la escala para los períodos de retorno " $T$ "<sub>p</sub> puede ser calculada mediante:

$$T_p = \frac{1}{1-P} \quad (A-7)$$

### METODO DE EXTRAPOLACION DE LAS CURVAS DE FRECUENCIA

Cuando los períodos de retorno son considerablemente menores que el período de registro se puede obtener por interpolación un valor bastante preciso de la máxima creciente; no obstante cuando los períodos de retorno se aproximan o sobrepasan al máximo de registro, es importante conocer la distribución estadística esperada.

Foster sugirió el uso de las funciones de oblicuidad (skew functions) de Pearson. Este adopta la ecuación diferencial general:

$$\frac{dJ}{dx} = \frac{J(x+a)}{f(x)} \quad (A-8)$$

donde "x" es la desviación de la variable "X" de su media, "J" la frecuencia correspondiente a "x", "a" una constante y f(x) una función de "x". Esta distribución tiene un máximo en el punto "(-a)" y se aproxima asintóticamente al eje "x" cuando "J" tiende a 0.

Método Foster: (22). Ya que "f(x)" no está determinada, ello permite la aparición de gran cantidad de curvas dos de las cuales han sido recomendadas por Foster (tipo I y III que son las que se usan en este estudio). El procedimiento se basa en el cálculo de un coeficiente de variación (desviación standard ajustada).

$$\hat{\sigma}_x = \sqrt{\frac{\sum x^2}{N-1}} \quad (A-9)$$

y un coeficiente de oblicuidad:

$$C_s = \frac{\sum x^3}{(N-1) \hat{\sigma}_x^3} \quad (A-10)$$

Ambas curvas (tipo I y III) se diferencian en la co rrección de su coeficiente de oblicuidad:

$$\hat{C}_s = C_s \left( 1 + \frac{6}{N} \right) \text{ para curva tipo I} \quad (A-11)$$

$$\hat{C}_s = C_s \left( 1 + \frac{8.5}{N} \right) \text{ " " " III} \quad (A-12)$$

Para la aplicación práctica del método, Foster cons truye unas tablas que dan factores "K" correspondientes a va rios porcentajes de frecuencia y a los coeficientes de obli cuidad calculados. Estos factores multiplicados por el coe ficiente de variación antes nombrado y sumados a la media " $\bar{x}$ " definen la curva de frecuencia.

Método Hazen: Hazen adoptó el coeficiente de variación  $\hat{\sigma}_x$  y el coeficiente de oblicuidad  $\hat{C}_s$  (23) dados por las e cuaciones (A-9), (A-10) y (A-11), pero en lugar de la tabla de factores de oblicuidad basadas en las curvas de Pearson de sarrolló una serie de factores suponiendo que los logaritmos de las variables se distribuyen de acuerdo a la ley de distri bución normal.

(A-1) La aplicación práctica de este método es semejante al de Foster y difiere de éste en que los factores "K" son obte nidos a partir de curvas logarítmicas.

Cálculos.

En el Cuadro (A-1) aparecen las máximas crecientes anuales del Río Caroní, colocadas en orden decreciente. Este cuadro está formado por dos secciones principales: "cómputo de momentos", para la aplicación directa del método teórico y "posiciones de los puntos", para los diversos gráficos en estudio.

Anteriormente se definió el intervalo de recurrencia o retorno, ecuación (A-1), Gumbel modificó esta expresión basado en las características de la distribución. El valor de la corrección "c" de Gumbel es función de la posición relativa de la creciente y sus valores son:

m/N	c
1	1
0,91	0,95
0,82	0,90
0,73	0,86
0,64	0,81
0,55	0,75
0,45	0,69
0,36	0,63
0,27	0,56
0,18	0,48
0,09	0,39

y para obtener el intervalo de retorno se emplea:

$$T_p = \frac{t}{m + c - 1} \tag{A-13}$$

Hazen a su vez tiene una expresión distinta a la (A-1) para el intervalo de retorno, esta es:

CUADRO A-1  
Análisis de Frecuencia para el Caroní

Cómputo de Momentos				Posición de los Puntos							
Año	Q	x	$x^2$	$x^3$	m	$T_r$	Te	Hazen	Gumbel	Foster I	Foster III
	1000m <sup>3</sup> /s.										
1957	16,6	3,3	10,89	35,94	1	11,0	-	22,0	11,0	22,0	22,0
1954	14,6	1,3	1,69	2,20	2	5,5	11,0	7,34	5,64	7,34	7,34
1956	14,2	0,9	0,81	0,73	3	3,67	5,5	4,41	3,79	4,41	4,41
1951	13,8	0,5	0,25	0,13	4	2,75	3,67	3,14	2,85	3,14	3,14
1959	13,4	0,1	0,01	0,001	5	2,20	2,75	2,45	2,28	2,45	2,45
1953	13,0	-0,3	0,09	-0,03	6	1,83	2,20	2,00	1,91	2,00	2,00
1949	12,8	-0,5	0,25	-0,13	7	1,57	1,83	1,69	1,65	1,69	1,69
1952	12,7	-0,6	0,36	-0,22	8	1,38	1,57	1,47	1,44	1,47	1,47
1950	12,6	-0,7	0,49	-0,34	9	1,22	1,38	1,29	1,28	1,29	1,29
1958	11,6	-1,7	2,89	-4,91	10	1,10	1,22	1,16	1,16	1,16	1,16
1955	11,1	-2,2	4,84	-10,65	11	1,00	1,10	1,05	1,05	1,05	1,05
Suma	146,4	+0,1	22,57	22,72							
Media	13,3										

$$T_p = \frac{2t}{2m - 1} \quad (A-14)$$

Método de Gumbel.

$$\hat{\sigma}_x = \sqrt{\frac{\sum x^2}{N}} = \sqrt{\frac{22,57}{11}} = 1,43$$

$$x_j = \bar{x} - 0,45 \hat{\sigma}_x = 13,3 - 0,45 \cdot 1,43 = 12,66$$

$$a = \frac{1,286}{\hat{\sigma}_x} = \frac{1,286}{1,43} = 0,897$$

$$y = a(x - x_j) \quad T'_p = \frac{1}{1 - P}$$

x	x - x <sub>j</sub>	y	T' <sub>p</sub>
10	-2,66	-2,39	1,01
12,66	0	0	1,58

Método de Hazen.

$$\hat{\sigma}_x = \sqrt{\frac{\sum x^2}{N-1}} = \sqrt{\frac{22,57}{10}} = 1,50$$

$$c_s = \frac{\sum x^3}{(N-1)\hat{\sigma}_x^3} = \frac{22,72}{10 \cdot 3,38} = 0,674$$

$$\hat{c}_s = c_s \left( 1 + \frac{8,5}{N} \right) = 0,674 \left( 1 + \frac{8,5}{11} \right) = 1,195$$

J%	Factor K	K $\hat{\sigma}_x$	K $\hat{\sigma}_x$ + $\bar{x}$
0,01	8,64	12,95	26,25
0,1	5,90	8,85	22,15
1	3,50	5,25	18,55
5	1,98	2,97	16,27
20	0,71	1,06	14,36
50	-0,20	-0,30	13,00
80	-0,83	-1,25	12,05
95	-1,28	-1,92	11,38
99	-1,5	-2,25	11,05

Método de Foster.

$$\hat{v}_x = \sqrt{\frac{\sum x^2}{N-1}} = \sqrt{\frac{22,57}{10}} = 1,50$$

$$C_s = \frac{\sum x^3}{(N-1)\hat{v}_x} = \frac{22,72}{10.3,38} = 0,674$$

I)  $\hat{C}_s = C_s \left( 1 + \frac{6}{N} \right) = 0,674 \left( 1 + \frac{6}{11} \right) = 0,98$

III)  $\hat{C}_s = C_s \left( 1 + \frac{8,5}{N} \right) = 0,674 \left( 1 + \frac{8,5}{11} \right) = 1,195$

J%	Factor K'	K $\hat{v}_x$	K $\hat{v}_x + \bar{X}$	Factor K''	K $\hat{v}_x$	K $\hat{v}_x + \bar{X}$
0,01	4,38	6,57	19,87	6,36	9,55	22,85
0,1	3,84	5,76	19,06	4,82	7,22	20,52
1	2,90	4,35	17,65	3,15	4,72	18,02
5	1,95	2,92	15,22	1,90	2,85	16,15
20	0,80	1,20	14,50	0,74	1,11	14,41
50	-0,21	-0,31	12,99	-0,19	-0,29	13,01
80	-0,89	-1,33	11,97	-0,85	-1,27	12,03
95	-1,21	-1,82	11,48	-1,25	-1,88	11,42
99	-1,31	-1,96	11,34	-1,45	-2,18	11,12

Llevados los valores del Cuadro (A-1) a los Gráficos (A-1), (A-2) y (A-3), se obtuvieron para un período de 100 años (período éste utilizado en los análisis económicos del sistema) los siguientes resultados para la creciente máxima:

- Método Gumbel : 22.200 m<sup>3</sup>/seg
- Método Hazen : 18.550 m<sup>3</sup>/seg
- Método Foster I: 17.650 m<sup>3</sup>/seg
- Foster III: 18.020 m<sup>3</sup>/seg

Creciente Máxima.

En la aplicación de los métodos estadísticos la precisión

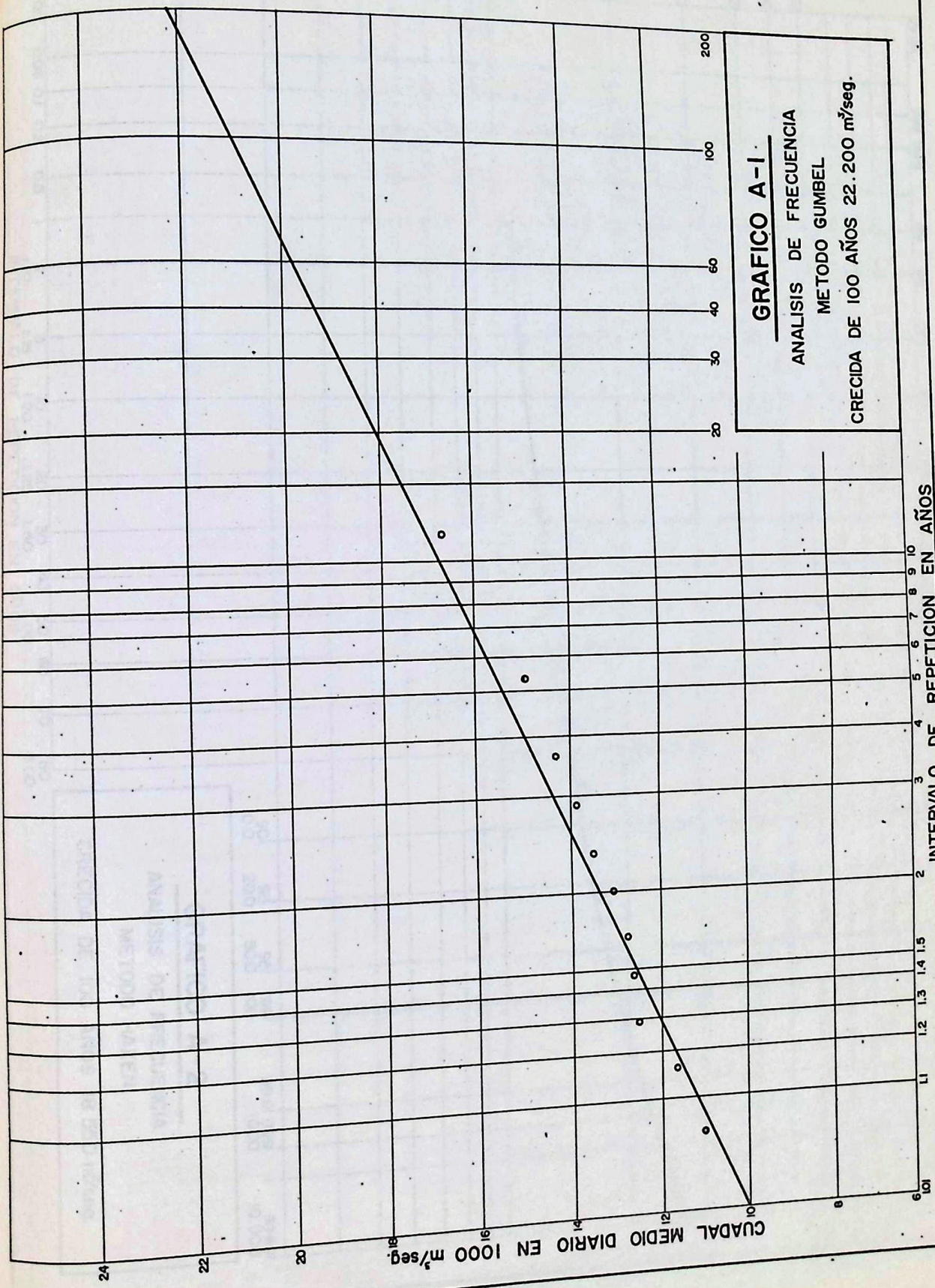
depende del mayor o menor número de datos que hayan sido registrados. Los estudios hidrológicos del Río Caroní, fueron iniciados once años atrás y el número de datos recopilados es escaso, si consideramos que la extrapolación de los datos estadísticos no debe hacerse con menos de 25 años, de registros. Esto nos sitúa ante la necesidad de suponer un factor que nos dé un margen de seguridad adecuado.

Para la fijación de este factor de seguridad hay diversidad de opiniones: algunos recomiendan tomar el gasto máximo ocurrido en el período de registro aumentado 10 veces; este criterio es muy exagerado y poco científico.

Hanna y Kennedy (2) a su vez recomiendan aceptar un caudal máximo de creciente, superior en un 25% o 50% a la máxima conocida en un período de 25 años; el uso de este criterio no nos es posible por carecer de suficientes años de registro.

Basado en crecientes máximas de ríos de Norte América, Fuller (2) propuso una fórmula representada en abacos cuya aplicación para un período de 100 años y un área de 96.000 Km<sup>2</sup> da un gasto máximo de 30.000 m<sup>3</sup>/seg.

Creager (3) observando crecientes extremas en varias regiones del mundo, estableció curvas semejantes a las anteriores que dependen del área de la hoya y un coeficiente "C" que es función de las características físicas de las hoyas.



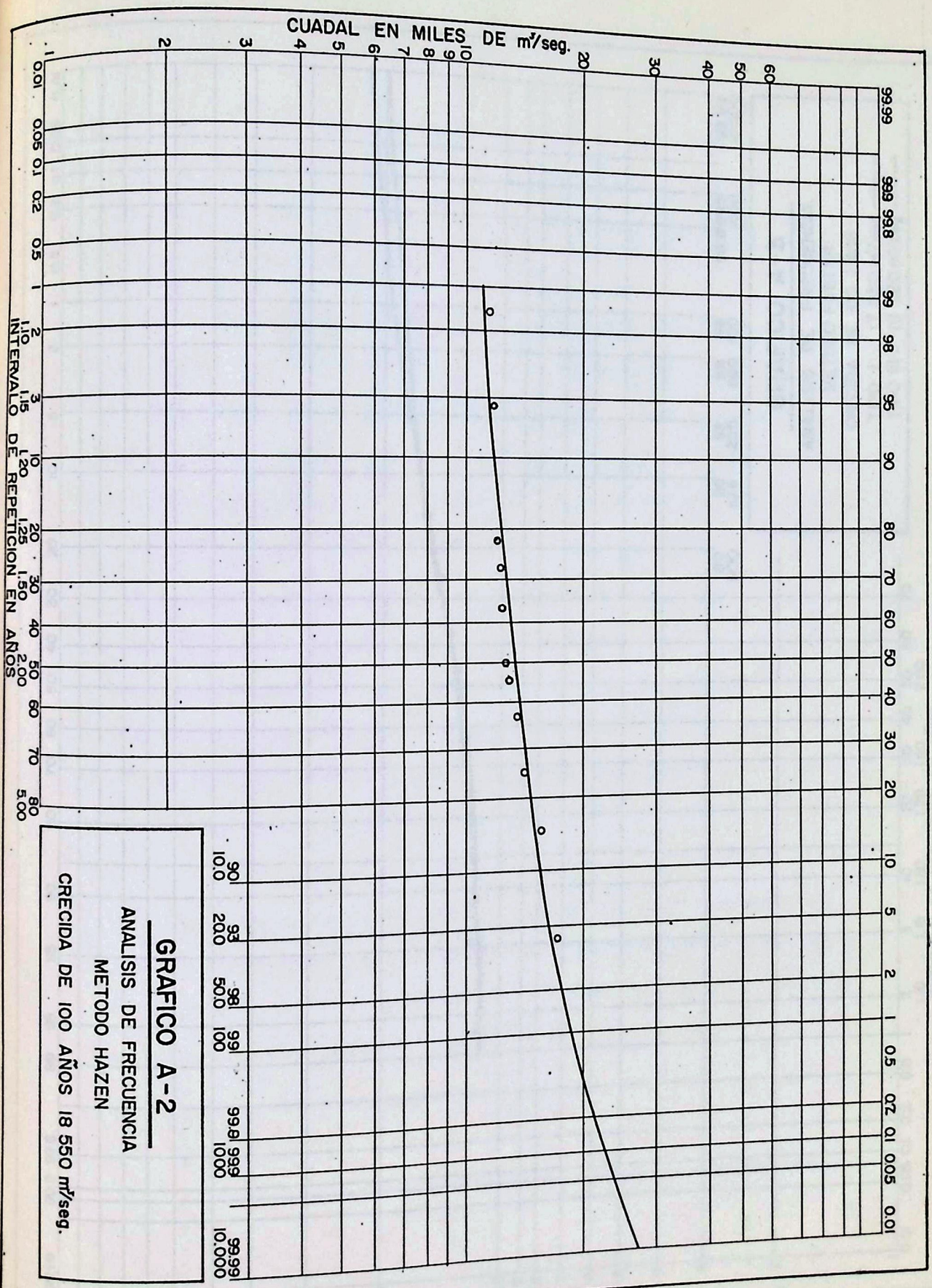
**GRAFICO A-1**

ANALISIS DE FRECUENCIA  
METODO GUMBEL

CRECIDA DE 100 AÑOS 22.200 m³/seg.

INTERVALO DE REPETICION EN AÑOS

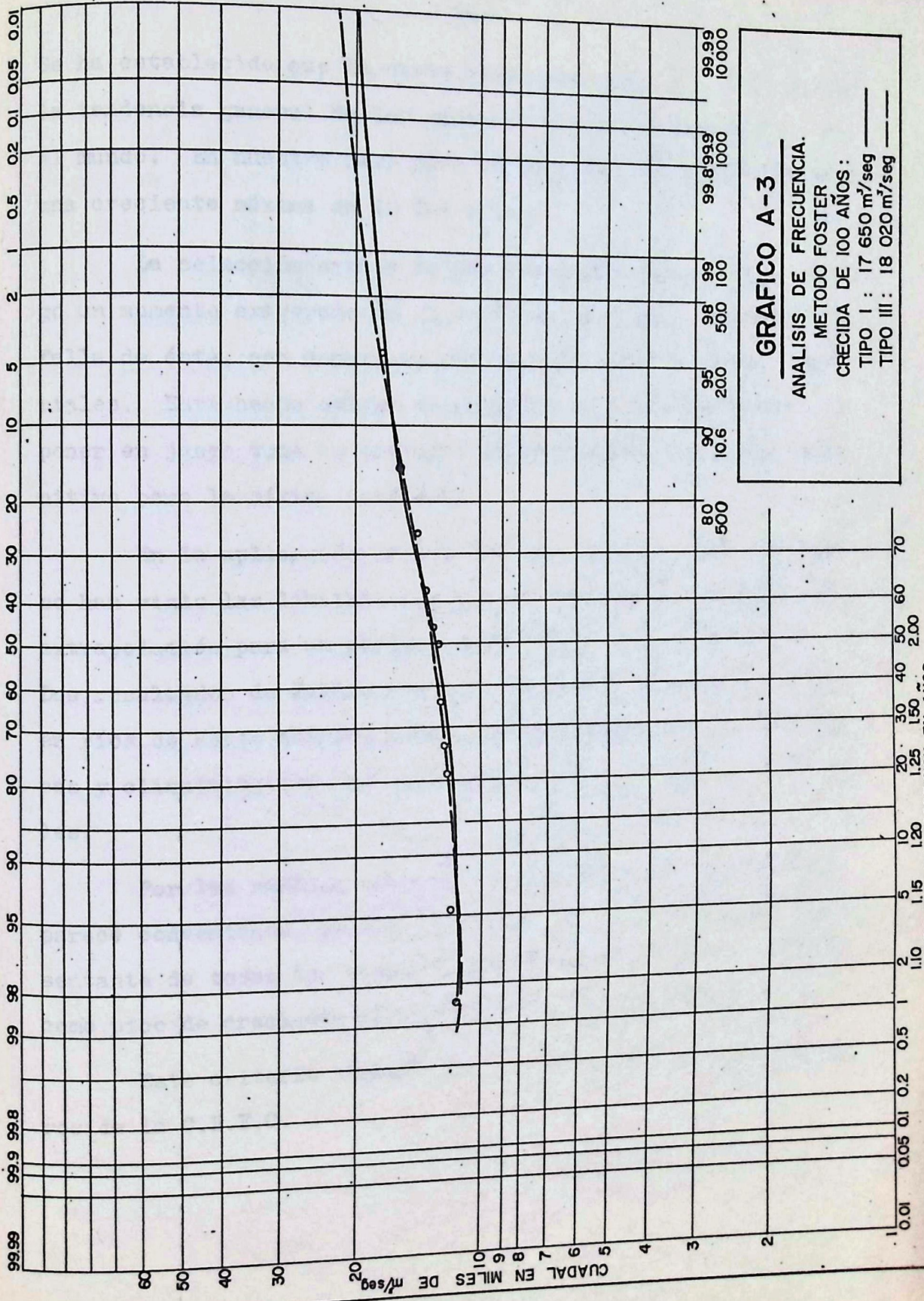
CUADRAL MEDIO DIARIO EN 1000 m³/seg.



**GRAFICO A-2**

ANALISIS DE FRECUENCIA  
METODO HAZEN

CRECIDA DE 100 AÑOS 18 550 m<sup>3</sup>/seg.



**GRAFICO A-3**

ANALISIS DE FRECUENCIA.  
 METODO FOSTER  
 CRECIDA DE 100 AÑOS:  
 TIPO I : 17 650 m³/seg  
 TIPO III : 18 020 m³/seg

Se ha establecido que la curva envolvente para  $C = 100$ , sigue la tendencia general de las máximas crecientes ocurridas en el mundo. En nuestro caso para la hoya del Caroní se obtiene una creciente máxima de  $40.000 \text{ m}^3/\text{seg}$ .

La selección errada de una creciente máxima trae consigo un aumento exagerado en el costo de la obra; o incluso la falla de ésta, con numerosas pérdidas de vidas y daños materiales. Este hecho obliga al proyectista ser conservador y poner en juego todo su criterio al seleccionar un valor definitivo para la máxima creciente.

En la aplicación de los diversos métodos estadísticos se han visto las limitaciones que existen cuando se hace una extrapolación para un período mucho mayor que el registro. Los resultados de Fuller (2) por otra parte fueron obtenidos, en ríos de Norte América donde existen condiciones hidrográficas y climatológicas distintas a la de las regiones tropicales.

Por las razones expuestas en los párrafos anteriores, parece conveniente, ya que el estudio de Creager (3) es representante de todas las crecientes extremas del mundo, escoger como pico de creciente máximo el valor  $40.000 \text{ m}^3/\text{seg}$ .

Este criterio también ha sido adoptado por los ingenieros de la C.E.E.C.

## ANEXO B

### SELECCION DEL SITIO

La ubicación de una presa o embalse depende de numerosas condiciones entre las cuales es gobernante el factor económico. Es decir que comparando las diversas soluciones que se presentan, aquella que en igualdad de condiciones ocasiona los menores gastos de construcción, conservación y amortización es la que mejor se adapta al propósito buscado. Hay que tener en cuenta también la función que ha de llenar la presa, las cuales pueden ser: irrigación, aprovechamiento hidroeléctrico, regulación, control de crecientes o una combinación de ellas.

En este caso se trata de un proyecto de aprovechamiento hidroeléctrico y regulación y la ubicación de las estructuras ha quedado restringida a un área determinada. La elección del sitio la ha hecho la C.E.E.C., en la región de Gurí, en el sitio denominado Punto IV, donde está prevista la construcción de un embalse en dos etapas, realizables según las exigencias de demanda de energía de la zona. La primera etapa del sistema consiste en construir una presa donde la estructura de descarga llegue a la cota 200 s.n.m. En una segunda etapa se elevará este nivel hasta la cota 250 s.n.m.

Por cuanto el estudio se ha enfocado principalmente, hacia el aspecto de investigación, se ha dado mayor importancia a la segunda etapa, ya que es en ésta donde se presen

tan los mayores problemas de funcionamiento. Estos problemas de funcionamiento hidráulico son los referentes a la disipación de energía, erosión al pie de la presa y altas velocidades en los puntos bajos que causan deterioro en las estructuras.

El Punto IV en la Región de Gurí ofrece la posibilidad de cuatro soluciones para el emplazamiento de las estructuras del vertedero, y de estas cuatro soluciones hay que escoger la que en igualdad de condiciones resulta más económica. Por tanto es necesario tener en mente los factores que afectan el costo y la seguridad de la obra; ellos son principalmente:

- El tipo de fundación.
- Topografía, geología y condiciones del terreno de fundación.
- Requerimientos para la desviación del río.
- Seguridad de la estructura.

#### Análisis de cada Uno de los Sitios.

En el Mapa 1 donde se observa el Punto IV de Gurí, se ven las cuatro soluciones anteriormente citadas, éstas son los pasos "A", "B", "C" y "D".

Descripción de cada uno de los pasos:

Paso "A". Está situado en el cauce actual del río con un ancho aproximado de 890 metros, una profundidad máxima

de 132 metros y una sección de 68.700 metros cuadrados. Geológicamente presenta en su margen derecha en la dirección a aguas abajo material fraccionado de mala calidad.

Paso "B". Está situado en la margen derecha del río, en un cauce antiguo de éste, con un ancho aproximado de 903 metros, una profundidad máxima de 71 metros y una sección de 44.700 metros cuadrados.

Geológicamente presenta una capa de material fragmentado superficial que oscila entre 5 y 20 metros de profundidad, asentada sobre material rocoso de óptima calidad.

Paso "C". Está situado al igual que el paso "B" en la margen derecha del río, con un ancho aproximado de 1.255 metros, una profundidad máxima de 65 metros y una sección de 46.770 metros cuadrados. Geológicamente presenta características similares al Paso "B".

Paso "D". Está situado también en la margen derecha del río, con un ancho aproximado de 2.195 metros, una profundidad máxima de 82 metros y una sección de 87.690 metros cuadrados. Geológicamente presenta variaciones en su configuración que no están bien determinadas aún.

#### Selección del Sitio.

Los Pasos "A" y "D" los hemos descartado por las siguientes razones:

Paso "A". Entre las soluciones propuestas por la

C.E.E.C. existe la de la construcción de un dique escollera en este paso; por otra parte, desde el punto de vista de construcción es la garganta que da mayor dificultad, ya que por estar situada en el lecho actual del río se hace necesario la construcción de ataguías de considerable altura ( aproximadamente 65 metros ) para la desviación de éste; esta razón sin embargo no presenta dificultad para los otros pasos pues al estar situados en un cauce seco del río, permite levantar la estructura del vertedero en terreno no ocupado por las aguas y luego mediante compuertas de fondo en las estructuras es posible descargar el río en el momento de construir el dique de escolleras sin la necesidad de altas ataguías de desviación, (aproximadamente 45 metros). Además la construcción de una presa en el sitio del cauce antiguo del río obliga a construir otra ataguía de desviación.

Paso "D". Este sitio se ha descartado por las siguientes razones: su área es casi el doble, su profundidad 1,3 veces y su longitud 2,5 veces mayor que los otros pasos. Es criterio de diseño que "el costo de un vertedero varía aproximadamente en proporción al cubo de su altura y que conviene tenga la menor longitud posible", de acuerdo a este criterio existen suficientes razones para la eliminación de esta solución.

Al examinar las características de los Pasos "B" y "C " se encuentra que existen semejanzas entre éstos, por lo tanto

# GRAFICO B-1

PERFIL PASO A.

ESCALA HOR.: 1 : 5000

ESCALA VER.: 1 : 1000

R I O C A R O N I

14 - 16. 4. 1959

Nivel Rio

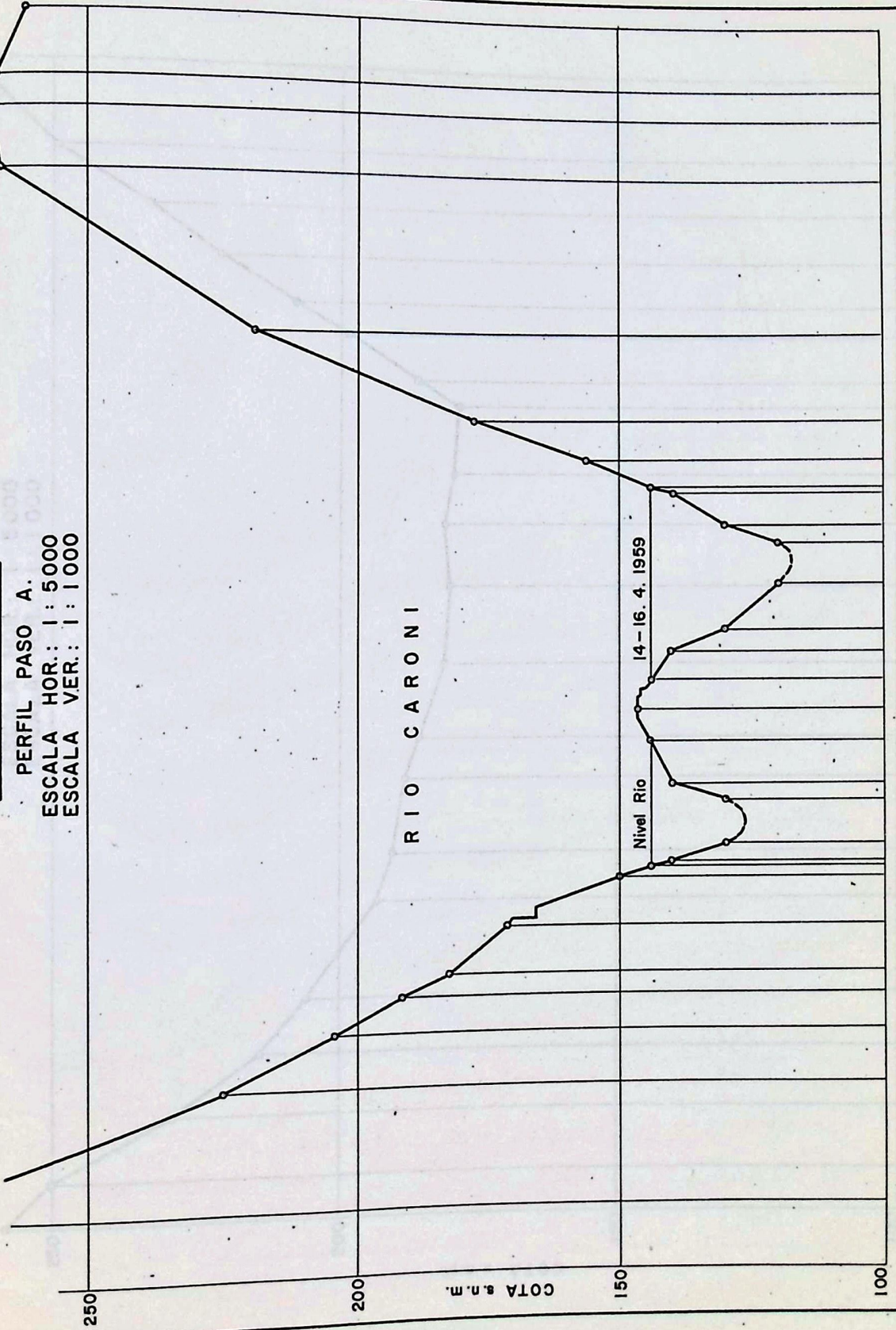
COTA s.n.m.

250

200

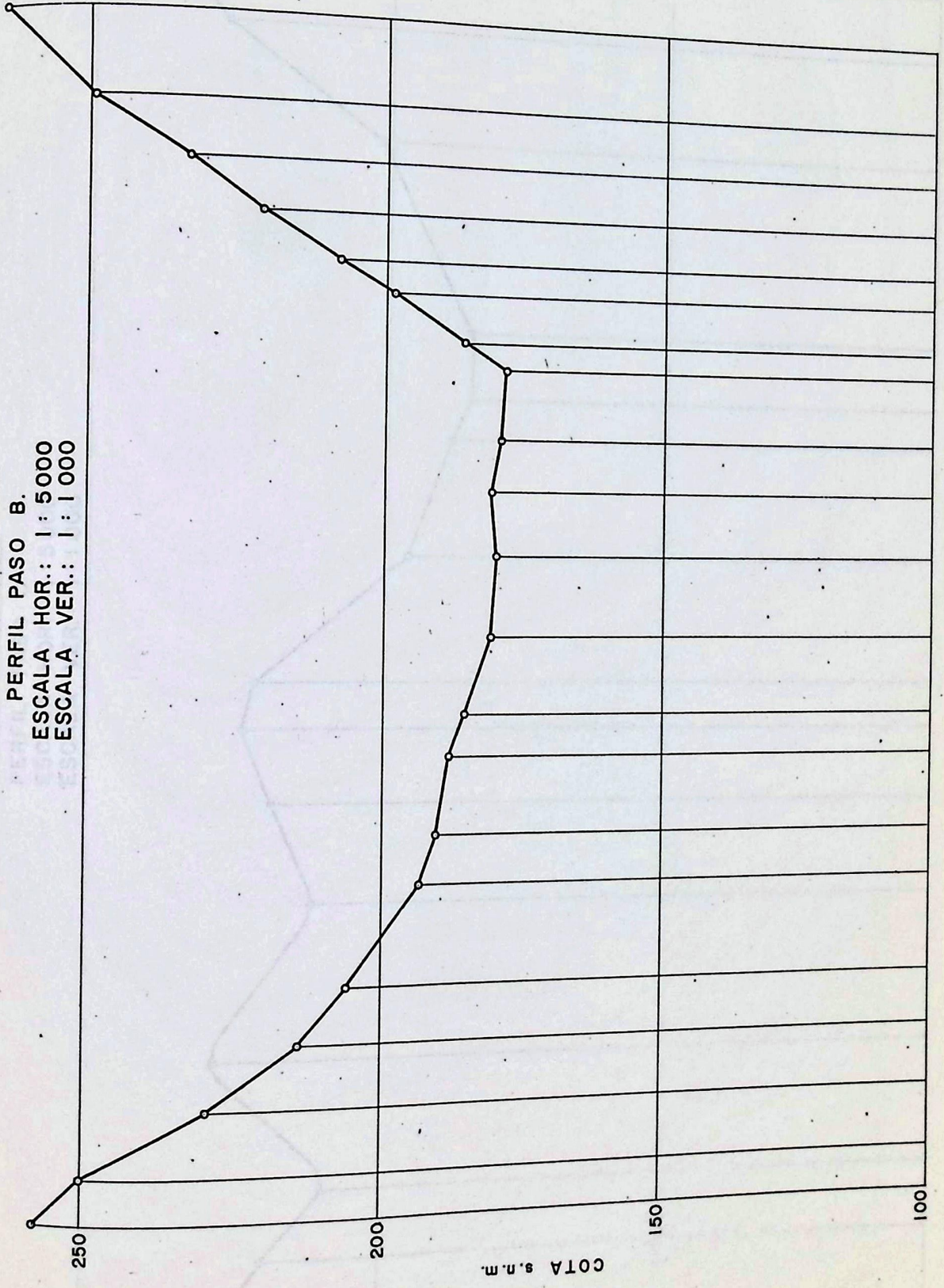
150

100



**GRAFICO B-2**

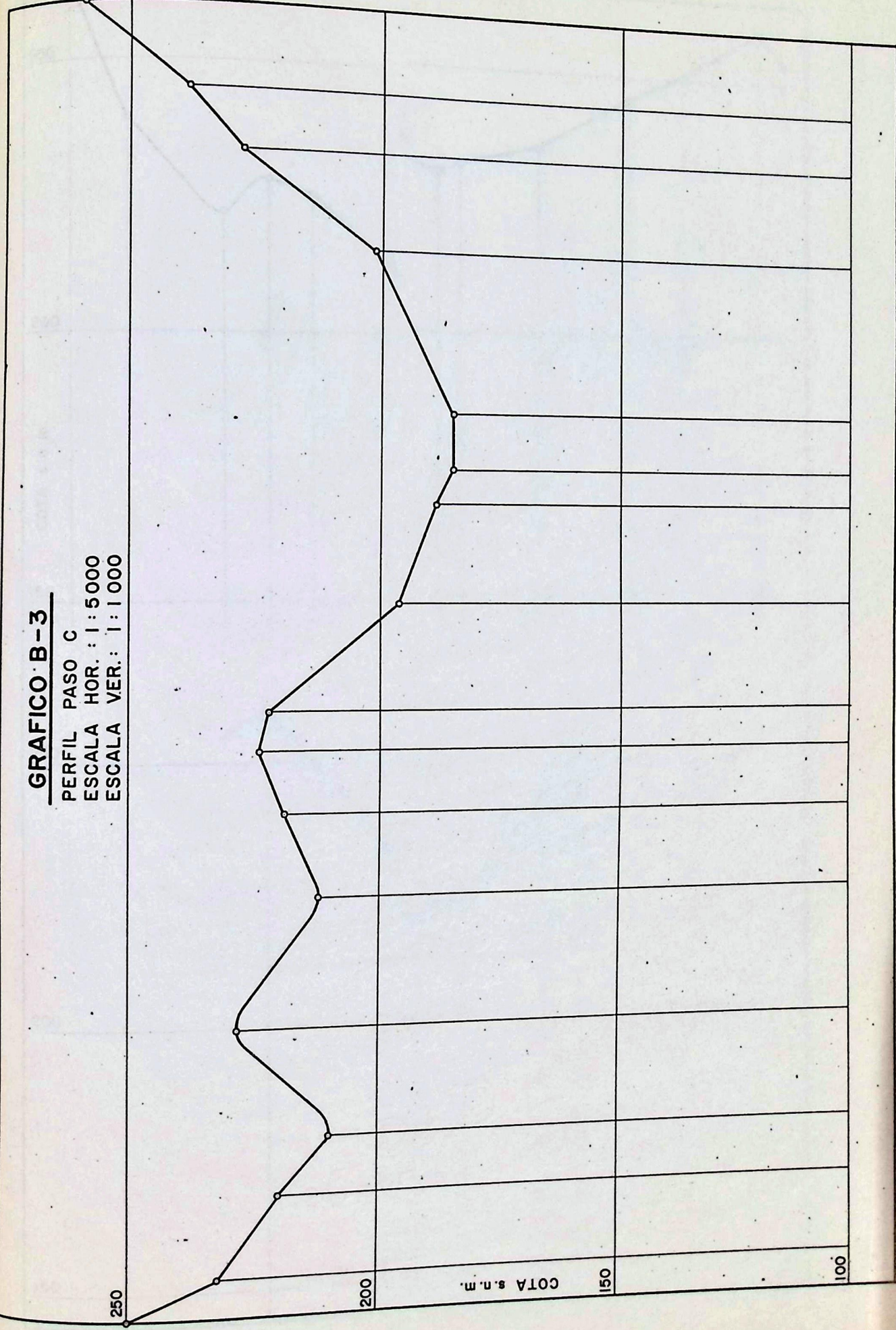
PERFIL PASO B.  
ESCALA HOR.: 1 : 5000  
ESCALA VER.: 1 : 1000



**GRAFICO B-3**

PERFIL PASO C  
ESCALA HOR.: 1:5000  
ESCALA VER.: 1:1000

250  
200  
150  
100  
COTA s.n.m.



**GRAFICO B-4**

PERFIL PASO D  
ESCALA HOR.: 1 : 5000  
ESCALA VER.: 1 : 1000

250

200

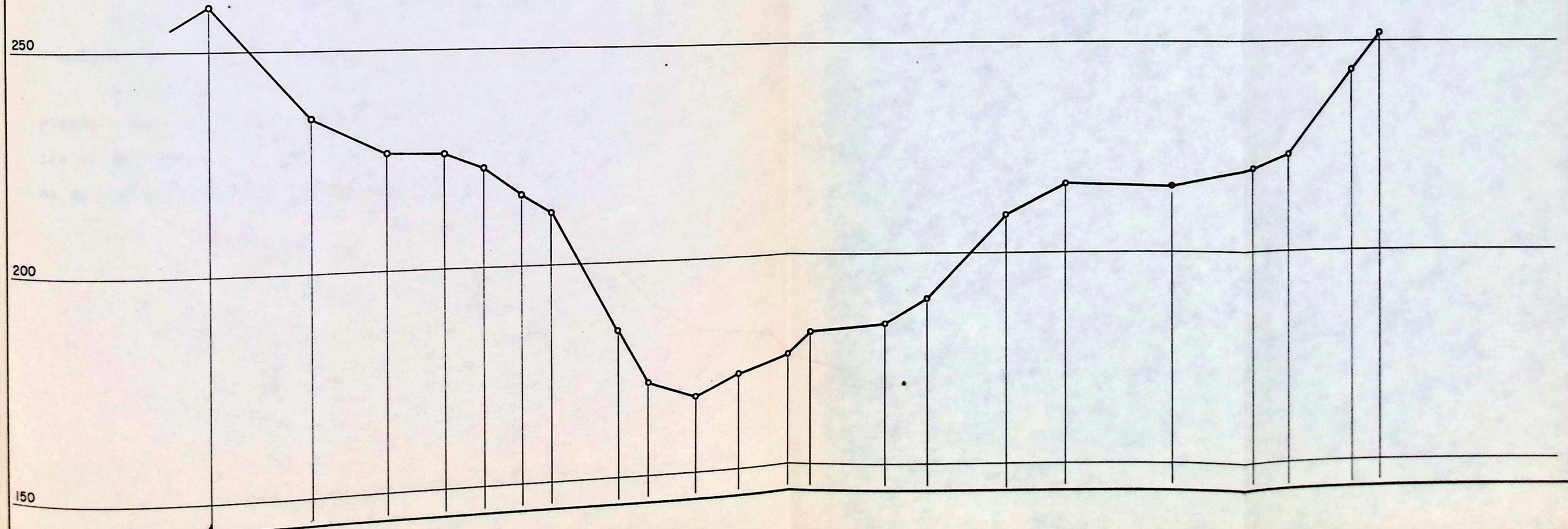
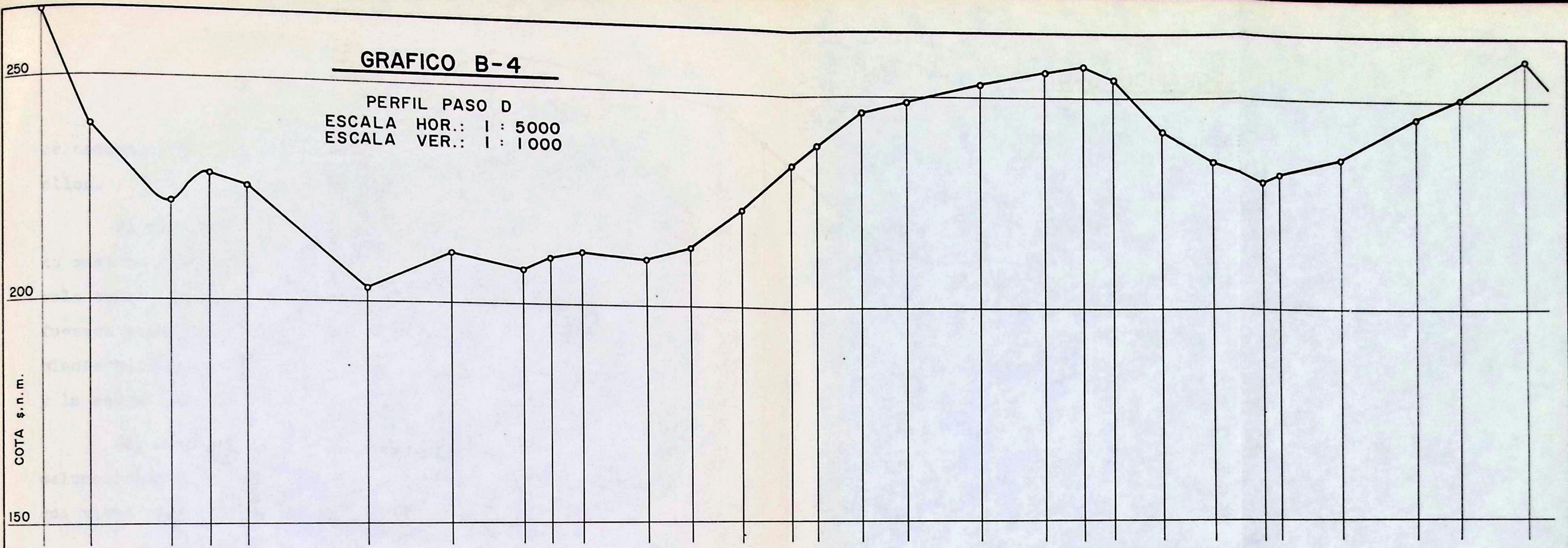
COTA s. n. m.

150

250

200

150



es necesario hallar otro factor de juicio para escoger uno de ellos.

El paso "C" no es recto como puede verse en el Mapa 1 lo cual hace imposible que se construya el aliviadero en un solo tramo, esta condición acarrea situaciones extrañas de esfuerzos para la estructura e irregularidades en su comportamiento hidráulico tales como la formación de olas y remolinos y la reducción de los coeficientes de descarga del vertedero.

Por esta última razón se ha desechado el Paso "C" y seleccionado como solución enteramente aceptable el Paso "B" que tiene como características más importantes:

- Profundidad máxima hasta el lecho rocoso: 80 metros.
- Ancho disponible 903 metros.
- Una configuración bastante regular que permite la construcción en tramos escalonados de la estructura.
- Está situado en lugar distante del sitio donde se piensa construir la casa de máquinas, lo que permite el empleo de disipadores de energía del tipo de lanzamiento o ski si su uso resulta conveniente.

## ANEXO C

### EFEECTO REGULADOR DEL EMBALSE

El efecto regulador del embalse es la atenuación, entre los puntos de entrada y salida, que el vaso de éste produce en una creciente. Ante la gran extensión inundada por el embalse de Gurí (230.166 hectáreas) Gráfico C-1 es conveniente determinar el porcentaje de atenuación para la creciente máxima de entrada. El primer paso para realizar este estudio, es la determinación del hidrógrafo de entrada para la creciente máxima determinada en el Anexo A. Este hidrógrafo podría obtenerse a partir del hidrógrafo unitario del río, sin embargo la construcción de este último, es imposible ya que el área de la hoya es de 96.000 Km,<sup>2</sup> y los tiempos bases de las crecientes registradas durante los once años no presentan ninguna secuencia, ni existen medios como relacionarlos. Para resolver esta situación la C.E.E.C. ha optado por suponer un hidrógrafo de entrada con un tiempo base igual al de la máxima creciente ocurrida en los once años de registro y un pico de 40.000 m<sup>3</sup>/seg.; pero un pico tan elevado (40.000 m<sup>3</sup>/seg.), con tiempo base de una creciente bastante menor (16.000 m<sup>3</sup>/seg.) no constituye un hidrógrafo representativo de las condiciones reales del río, mas aún, cuando el efecto regulador depende intimamente del tiempo base. Sin embargo es útil conocer la magnitud de regulación que proporciona el embalse para el caso de las cre-

cientes ordinarias y por lo tanto es razonable emplear el hidrógrafo de la creciente máxima ya registrada con el fin de obtener una idea del futuro comportamiento del embalse.

#### Método de Barrows.

Para la determinación del porcentaje de atenuación del embalse, se ha usado el método de Barrows, (24) basado en la curva de masas, con los siguientes datos:

a) Hidrógrafo de entrada al embalse: como fué discutido en los párrafos anteriores se emplea el hidrógrafo de la creciente máxima registrada. Gráfico C-2.

b) Curva de almacenaje del embalse: esta curva, Gráfico C-3 fué obtenida a partir del Gráfico C-1 tomando la diferencia entre los volúmenes para diversas cotas sobre el nivel de la cresta (250 metros) y el almacenado para ésta.

c) Curva de descarga del vertedero; de acuerdo al sitio escogido se supone un vertedero de cresta libre y 700 metros de longitud.

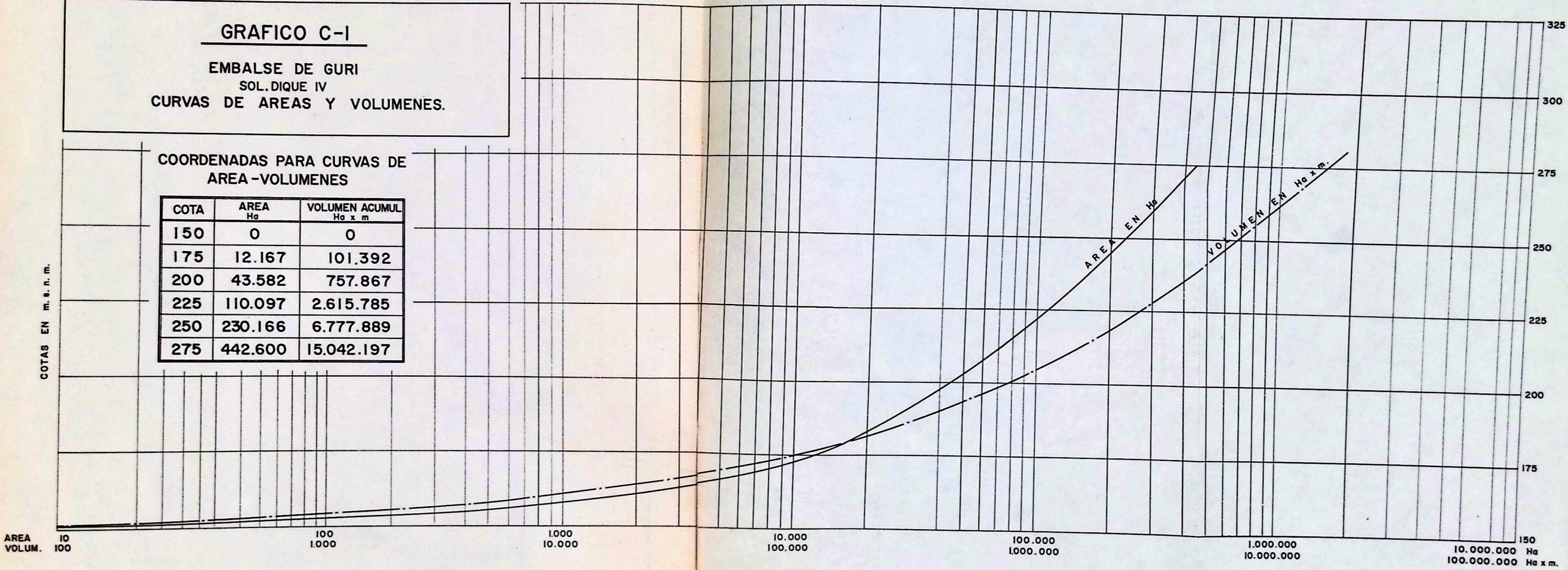
En el Cuadro C-1 se muestran los resultados de aplicar el método y en el Gráfico C-2 se presentan los hidrógrafos de entrada y salida de la creciente al embalse.

Como puede observarse de los hidrógrafos de entrada y salida, Gráfico C-2, la atenuación para una creciente como la estudiada es de aproximadamente 65%, valor muy considerable. Esta atenuación no es aplicable directamente a la cre

**GRAFICO C-1**  
**EMBALSE DE GURI**  
**SOL. DIQUE IV**  
**CURVAS DE AREAS Y VOLUMENES.**

**COORDENADAS PARA CURVAS DE AREA - VOLUMENES**

COTA	AREA Ha	VOLUMEN ACUMUL Ha x m
150	0	0
175	12.167	101.392
200	43.582	757.867
225	110.097	2.615.785
250	230.166	6.777.889
275	442.600	15.042.197



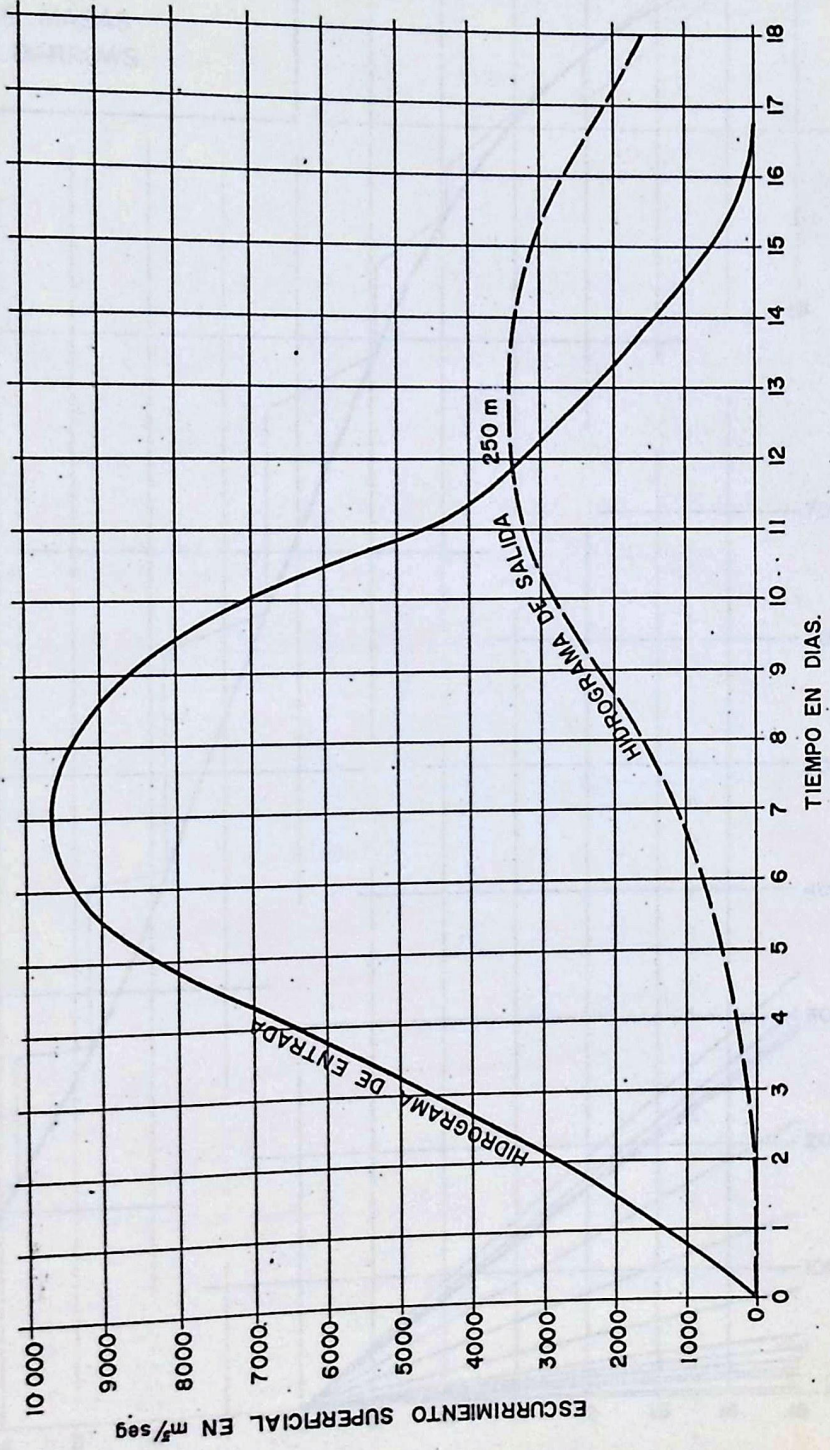
COTAS EN m. s. n. m.

AREA  
VOLUM.

10 100 1.000 10.000 100.000 1.000.000 10.000.000 100.000.000  
 100 1.000 10.000 100.000 1.000.000 10.000.000 100.000.000  
 150 175 200 225 250 275 300 325  
 Ha  
 Ha x m.

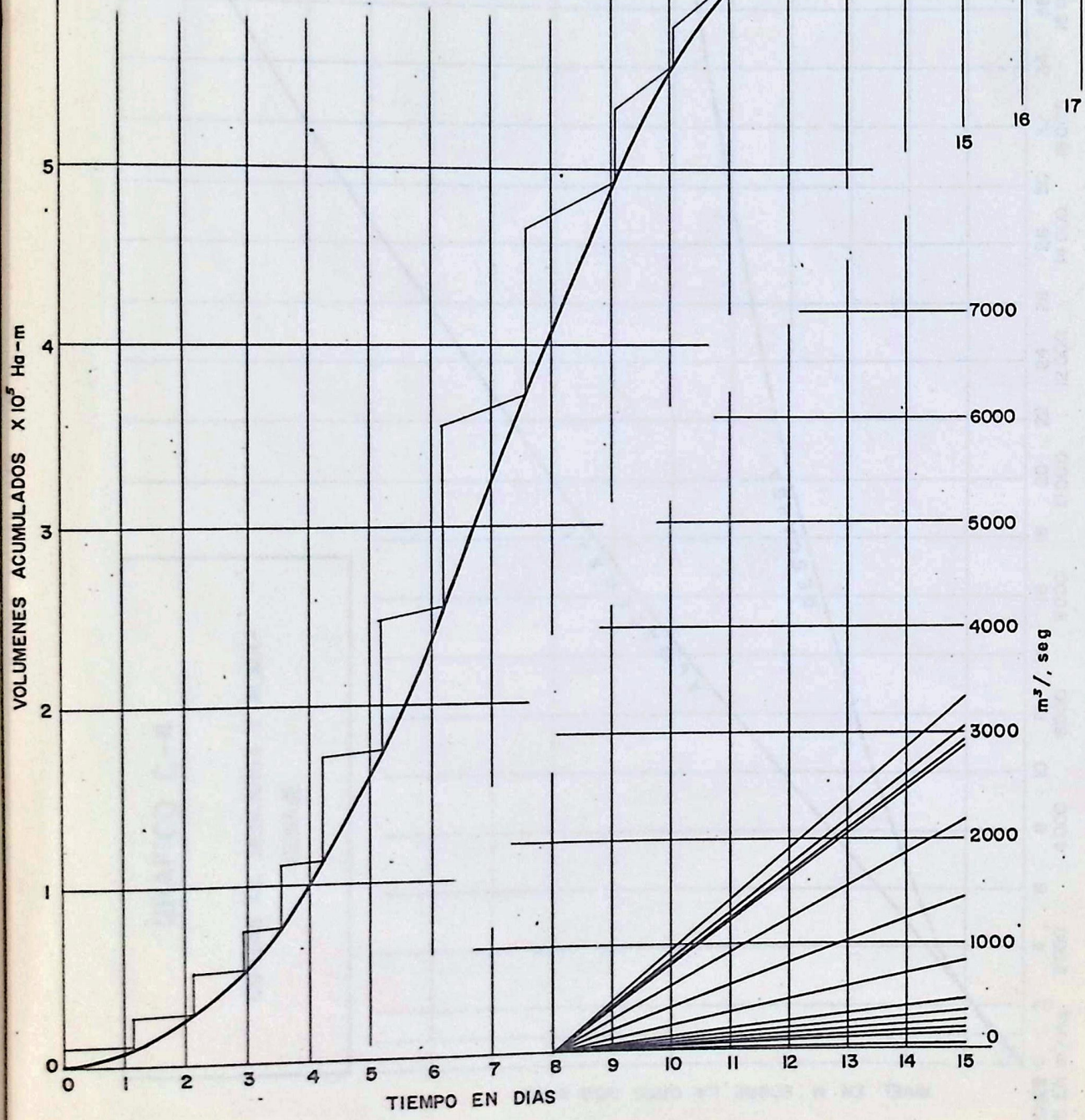
# GRAFICO C-2

HIDROGRAFOS DE ENTRADA Y SALIDA.  
ATENUACION 65%

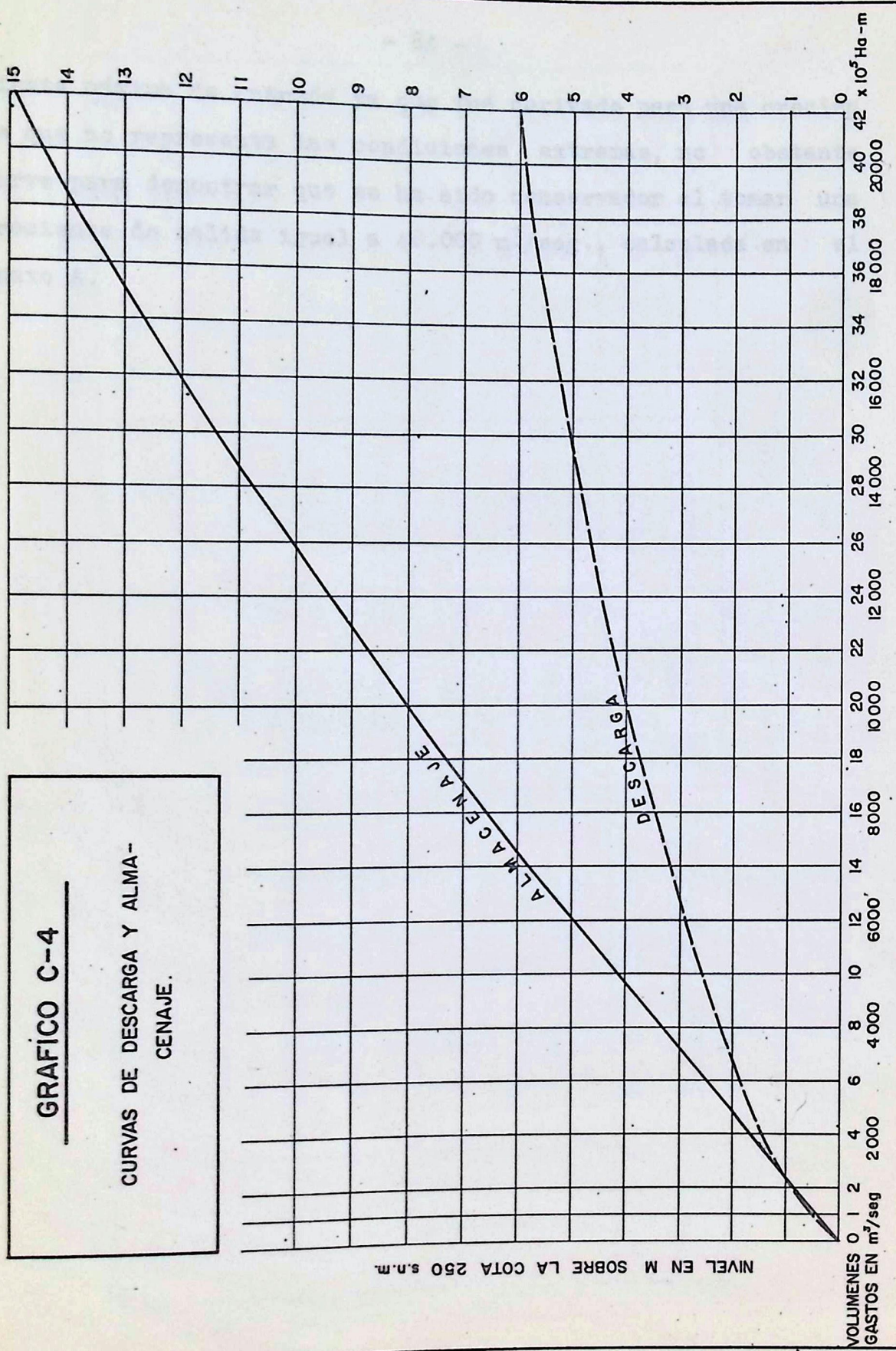


# GRAFICO C-3

CURVA DE MASAS  
METODO BARROWS.



**GRAFICO C-4**  
**CURVAS DE DESCARGA Y ALMACENAJE.**



NIVEL EN M SOBRE LA COTA 250 s.n.m.

VOLUMENES EN m³/seg 0 1 2 4 6 8 10 12 14 16 18 20 22 24 26 28 30 32 34 36 38 40 42 x 10³ Ha-m  
 GASTOS EN m³/seg 20000



CUADRO C-1

Cálculo del Hidrógrafo de Salida

Período	Incremento de Monto por 10 <sup>5</sup> Ha-m	Total por 10 <sup>5</sup> Ha-m	Elevaciones del embalse al final del Período	Descarga al final del Período	Promedio de descarga durante el Período	Días al final del Período
1	0,100	0,100	0,100	100	50	1,1
2	0,165	0,265	0,150	150	125	2,1
3	0,210	0,475	0,250	200	175	2,9
4	0,210	0,685	0,300	300	250	3,5
5	0,264	0,950	0,400	350	325	4,2
6	0,560	1,510	0,650	500	425	5,2
7	0,720	2,230	1,000	1.180	840	6,2
8	1,020	3,250	1,350	1.750	1.465	7,6
9	0,920	4,170	1,700	2.650	2.200	9,1
10	0,400	4,570	1,900	3.150	2.400	10,1
11	0,200	4,770	2,000	3.540	3.345	11,9
12	-0,200	4,570	1,900	3.150	3.345	14,2
13	-0,130	4,440	1,850	3.000	3.075	15,0
14	-0,060	4,380	1,830	2.900	2.950	15,5

## REFERENCIAS

- 1) Linsley, R. K. y Franzini, J.B., "Elements of Hydraulic Engineering" Mc. Graw-Hill, New York, 1955.
- 2) Gómez Navarro y Aracil, "Saltos de Agua y Presas de Embalse", Vol. I Tipografía Artística, Madrid, 1952.
- 3) Creager, Justin y Hinds, "Engineering for Dams" Vol. II, John Wiley, New York, 1957.
- 4) \_\_\_\_\_, "Treatise on Dams, Capítulo 12, Bureau of Reclamation, Denver, 1950.
- 5) \_\_\_\_\_, "Le Barrage de Bort", La Houille Blanche , número 13, pág. 298-302, Grenoble, Francia, 1953.
- 6) Elevatorski, E.A., "Hydraulic Energy Dissipators", Mc. Graw-Hill, New York, 1959.
- 7) Beichley, G.L. y Peterka, A.J., "The Hydraulics Design of Slotted Spillway Bucket", Journal of the Hydraulics Division, A.S.C.E., Vol. 85, N° HY-10, Paper 2200, Octubre 1959.
- 8) Balloffet, Armando, "Critical Flow Meters", Proceedings of the Hydraulics Division, A.S.C.E., Vol. 81, Paper 743, Julio 1955
- 9) Sardi, Víctor, "Gasto Máximo de los Ríos y las Quebradas del Litoral Central", Revista del Colegio de Ingenieros de Venezuela, número 275, pág. 14-17, Febrero 1959.
- 10) Domínguez, F.J., "Curso de Hidráulica General", Editorial Nascimento, Santiago de Chile, 1935.
- 11) Rouse, Hunter, "Engineering Hydraulics", John Wiley, New York, 1950.
- 12) Allen, J., "Scale Models in Hydraulic Engineering", Longines Green, Londres, 1952.
- 13) Rouse y Reid, "Model Research on Spillway Crests", Civil Engineering, Enero 1935. Citado por Creager, Justin y Hinds. (3)
- 14) Dilling, O., "Untersuchungen au Uberfallen", Mitt. Hydraul. Inst. Tech, Hochs, Munchen, Heft 7, (Oldenbourg, Munich 1933). Citado por Creager, Justin y Hinds, (3).

- 15) Bradley, J.N., "Discharge Coefficients for Irregular Overfall Spillways", N° 9, Engineering Monographs, Bureau of Reclamation, Denver, Marzo 1952.
- 16) \_\_\_\_\_, "Hydraulic Models, The Committee of the Hydraulics Division on Hydraulic Research, A.S.C.E., New York, 1942.
- 17) Scimeni, E., "Relation entre les Affouillements obtenus sur l'Original et sur Modeles", Rapports et Conférences pour la Reunion suspendue, Association Internationale de Recherches pour Travaux Hidrauliques, pág. 91-106, Liege 1939.
- 18) \_\_\_\_\_, "Model Studies of Spillways", Boulder Canyon Project, Final Reports, Parte VI, Hydraulic Investigations, Bulletin 1, Bureau of Reclamation, Denver, 1938.
- 19) Todd, D., "Frequency Analysis of Stream Flow Data", Journal of the Hydraulics Division, A.S.C.E., Vol. 83, N°HY-1 Paper 1166, Febrero 1957.
- 20) Gumbel, E.J., "On the Plotting of Flood Discharges", Trans Am., Geophys. Union, Vol. 24, part II, pág. 699-719, 1943. Citado por Linsley Jr., R.K., Kohler, M.A. y Paulhus, J.L.H., (21).
- 21) Linsley Jr., R.K., Kohler, M.A., y Paulhus, J.L.H., "Applied Hydrology", Mc Graw-Hill, New York, 1949.
- 22) Foster, H.A., "Theoretical Frequency Curves", Trans. A.S.C.E., Vol. 87, pág. 142-173, 1924. Citado por Linsley Jr R.K., Kohler, M.A. y Paulhus, J.L.H., (21)
- 23) Hazen, A., "Flood Flows", John Wiley, New York, 1930. Citado por Linsley Jr., R.K., Kohler, M.A. y Paulhus, J.L.H., (21).
- 24) Johnstone, D. y Cross, W., "Elements of Applied Hydrology" The Ronald Press, New York, 1949.