

24'  
62



**Universidad Nacional Autónoma de México**  
**FACULTAD DE INGENIERIA**

**DISEÑO Y CONSTRUCCION DE UN MODELO  
DE VERTEDOR DE ABANICO**

T E S I S  
Que para obtener el Título de  
I N G E N I E R O C I V I L  
Presenta  
JOSE MANUEL DELGADO AVILES



Universidad Nacional  
Autónoma de México



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

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

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

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

**I N D I C E**

INDICE.

PAG.

I. INTRODUCCION.	
I.1. Antecedentes.....	1
II. TEORIA DE MODELOS HIDRAULICOS.	
II.1. ANALISIS DIMENSIONAL	
II.1.1. Introducción.....	3
II.1.2. Objetivo.....	3
II.1.3. Antecedentes. ....	3
II.1.4. Unidades de referencia.....	3
II.1.5. Teorema de Buckingham - Vaschy. ....	6
II.1.6. Recomendaciones para formar productos adimensionales .....	7
II.1.7. Observaciones .....	8
II.2. SEMEJANZA DINAMICA.	
II.2.1. Introducción .....	11
II.2.2. Fuerzas que actúan en los fluidos .....	11
II.2.3. Cocientes entre fuerzas .....	14
II.2.4. Tipos de problemas .....	17
II.2.5. Relaciones de escala entre prototipo y modelo .....	17
II.2.6. Modelos con superficie libre .....	20
II.3. TEORIA DE MODELOS.	
II.3.1. MODELOS CON SUPERFICIE LIBRE.....	27
II.3.2. Flujo a superficie libre .....	27
II.3.3. Construcción y Operación .....	30
II.3.4. Modelo. Selección y Construcción. ....	34
III. CRITERIOS DE DISEÑO DE VERTEDORES DE ABANICO.	
III.1. METODO PROPUESTO POR LA S.A.R.H.	
III.1.1. Introducción .....	38
III.1.2. Fundamentos .....	38
III.1.3. Experimentos con Modelos Hidráulicos .....	39
III.1.4. Métodos de Cálculo .....	48
III.2. METODO PROPUESTO POR LA C.F.E.	
III.2.1. Aspectos Generales. ....	53

III.2.2. Longitud de cresta. ....	53
III.2.3. Altura del cimacio. ....	55
III.2.4. Sección de control .....	56
III.2.5. Geometría en planta de la cresta vertedora y de la transición .....	62
III.2.6. Recomendaciones .....	63
III.3. METODO PROPUESTO POR LA D.A.P.	
III.3.1. Resumen .....	67
III.3.2. Introducción .....	67
III.3.3. Investigaciones .....	70
III.3.4. Ejemplo .....	70
III.3.5. Limitaciones .....	72
IV. DISEÑO DEL MODELO.	
IV.1. Consideraciones .....	81
IV.2. Limitantes .....	83
IV.3. MEMORIA DE CALCULO .....	84
IV.4. Comprobación de las condiciones de Hiriart .....	97
IV.5. Geometría del cimacio .....	99
IV.6. Comprobación de resultados .....	105
IV.7. Cálculo de tirantes. Método propuesto por la C.F.E. ....	111
IV.8. Diseño del Tanque Amortiguador .....	124
IV.9. Estructura Terminal del Modelo .....	130
V. CONSTRUCCION DEL MODELO.	
V.1. Generalidades. ....	133
V.2. Procedimiento Constructivo .....	136
VI. MEDICION Y REVISION HIDRAULICA.	
VI.1. Mediciones. ....	140
VI.2. Revisión Hidráulica .....	145
VII. PROPUESTA DE PRACTICA DE LABORATORIO.	
VII.1. Instructivo. ....	149
VIII. CONCLUSIONES Y COMENTARIOS. ....	152

## I. INTRODUCCION

## I. INTRODUCCION.

### I.1. ANTECEDENTES.

En los últimos años, la Universidad ha tenido la preocupación de que los alumnos que en ella se encuentran reciban una mejor instrucción académica, debido a que el país se encuentra en una situación muy difícil y necesita profesionistas bien preparados; es por ello que en la Facultad de Ingeniería, en este caso el Departamento de Hidráulica de la carrera de Ingeniería Civil, se ha tenido a bien haber el llevar a cabo esta disposición mediante prácticas de laboratorio que ayuden a complementar la teoría recibida por los alumnos, incrementándose así el aprendizaje recibido.

En base a lo anterior, se ha desarrollado este trabajo cuyos objetivos son diseñar y construir un modelo hidráulico de un vertedor de abanico, comprobar la teoría existente y utilizarlo en una de las prácticas correspondientes a la materia de Obras Hidráulicas que se llevan a cabo en el Laboratorio de Hidráulica de esta Facultad.

Anteriormente, el Laboratorio de Hidráulica contaba con un modelo de vertedor de abanico, el cual se encontraba en desuso y presentaba deficiencias constructivas tales como desalineamiento y malos acabados, además de no cumplir con relaciones geométricas importantes, las cuales impedían su eficiente funcionamiento hidráulico, por lo que se decidió demolerlo parcialmente (solamente se dejaron las estructuras aforadoras), ya que resultaba más costoso el reacondicionarlo que construir uno nuevo. Dichas relaciones geométricas se verán más adelante.

Debido a restricciones y limitantes que se verán en el Capítulo II, el diseño del modelo en cuestión se hace a partir de las escalas de gasto y longitudes.

Hecho lo anterior, se presenta una introducción a la teoría de modelos, con el fin de adaptar el nuevo modelo a las necesidades de espacio del Laboratorio.

El empleo del Análisis Dimensional para la determinación de las variables que intervienen en el problema, se contemplan en el Capítulo II.

En el Capítulo III, se ennumeran los Métodos de Diseño más importantes en estos casos, efectuándose el diseño del modelo con el o los métodos escogidos.

Por lo que respecta a la construcción del modelo en cuestión, - en el Capítulo V se dá una descripción somera de los aspectos constructivos más importantes.

En el Capítulo VII, se diseña la práctica del laboratorio tendiente a la comprobación de la teoría mediante la utilización de uno de los métodos descritos a continuación.

Finalmente, se hacen las pruebas tendientes a corroborar el eficiente comportamiento hidráulico del modelo, así como las recomendaciones y conclusiones respectivas.



## II. TEORIA DE MODELOS HIDRAULICOS

## II.1. ANALISIS DIMENSIONAL.

### II.1.1. INTRODUCCION.

A continuación se presentan los conceptos básicos para efectuar la experimentación en Hidráulica, así como los criterios que -- ayudan a solucionar problemas en modelos hidráulicos de fondo - fijo, que es el caso que interesa. Se complementará este resu-- men con la adición de teoría de mediciones y manejo de datos ya que los resultados que se obtengan no dependerán solamente de - la exactitud del modelo sino también de la calidad con que se - efectúen las mediciones.

II.1.2. Objetivo. Una de las herramientas que se utilizarán para llevar a efecto lo anterior será el Análisis Dimensional; el cual se puede definir como una técnica encaminada a proporcionar in- formación valiéndose para ello de las dimensiones de las varia- bles que se presentan en un determinado problema, siendo uno de sus usos el lograr reducir el número de variables del problema - en cuestión.

Se dará la definición de los conceptos que se utilizarán antes - de iniciar el estudio del Análisis Dimensional.

II.1.3. Antecedentes. Para que una ecuación pueda describir un - fenómeno físico, es necesario que las variables que la forman, - representen las propiedades del fenómeno. Dichas variables esta- rán ligadas entre sí por medio de símbolos matemáticos y constan- tes, tratando de lograr una igualdad.

Además de contar con un valor numérico, cada variable tiene una dimensión, o sea una combinación de unidades llamadas de referen- cia del tipo de productos de potencia que muestra la forma en que fue definida la variable.

II.1.4. Unidades de referencia. Las unidades de referencia más - comunes son: M, masa; L, longitud y T, tiempo; o en forma idénti- ca F, fuerza; L y T, donde F y M están ligadas mediante la segunda

Ley de Newton

$$[F] = [M L T^{-2}]$$

en esta expresión, los paréntesis rectangulares señalan que se trata de una igualdad entre dimensiones.

La selección de estas unidades de referencia es arbitraria, siendo el único requisito el que el grupo de unidades de referencia sea completo e independiente.

**II.1.4.1. Variables dependientes e independientes.** La variable dependiente es la que interesa cuantificar; en Hidráulica es usual que ésta sea la velocidad o la presión, o alguna variable que se derive de las anteriores, como: gasto, empuje, etc.

Por otra parte, la variable independiente es aquella que junto con otras aparece en un problema, determinándose la variable dependiente en función de las anteriores; generalmente son variables que describen la geometría del flujo, como: diámetro de un tubo o esfera, o variables que representan propiedades del fluido, como: densidad, viscosidad, etc.

A la variable que se conserva constante durante un problema o experimento se le llama parámetro.

Además de satisfacer la igualdad numérica, la ecuación que representa al fenómeno físico, cuenta con las siguientes limitaciones:

- a). Las dimensiones de los términos deben ser iguales, es decir, debe ser dimensionalmente homogénea; esto trae como consecuencia que la ecuación será independiente del sistema de unidades en que se denote.
- b). La ecuación sólo es válida para cierto rango de las variables.
- c). No se pueden hacer todas las operaciones matemáticas con ella.

**II.1.4.2. Matriz de los exponentes.** Es la matriz formada por el exponente de la unidad correspondiente, el cual se coloca en el -

Variables más comunes y sus dimensiones.

	M	L	T	F	L	T
Masa	1	0	0	1	-1	2
Longitud	0	1	0	0	1	0
Tiempo	0	0	1	0	0	1
Area	0	2	0	0	2	0
Volúmen	0	3	0	0	3	0
Angulo	0	0	0	0	0	0
Velocidad	0	1	-1	0	1	-1
Gasto	0	3	-1	0	3	-1
Aceleración	0	1	-2	0	1	-2
Densidad	1	-3	0	1	-4	2
Peso específico	1	-2	-2	1	-3	0
Fuerza	1	1	-2	1	0	0
Presión	1	-1	-2	1	-2	0
Par	1	2	-2	1	1	0
Energía, Trabajo	1	2	-2	1	1	0
Potencia	1	2	-3	1	1	-1
Cantidad de movimiento	1	1	-2	1	0	0
Impulso	1	1	-1	1	0	1
Tensión superficial	1	0	-2	1	-1	0
Viscosidad dinámica	1	-1	-1	1	-2	1
Viscosidad cinemática	0	2	-1	0	2	-1
Módulo de elasticidad	1	-1	-2	1	-2	0
Compresibilidad	-1	1	2	-1	2	0
Frecuencia	0	0	-1	0	0	-1

TABLA II.1.3.

cruce respectivo de renglón y columna donde previamente han sido colocadas las variables que intervienen en el problema y sus dimensiones, respectivamente.

El rango de esta matriz será el orden de la mayor matriz cuadrada cuyo determinante sea no nulo.

El teorema de Buckingham-Vaschy o teorema  $\Pi$ , es el teorema básico que permite reducir el número de variables de un problema, siendo su enunciado el siguiente:

II.1.5 Teorema de Buckingham-Vaschy. Una ecuación dimensionalmente homogénea en donde intervengan  $m$  variables y cuyo rango de la matriz de los exponentes sea  $r$ , podrá expresarse como una nueva combinación de  $m-r$  nuevas variables adimensionales o productos adimensionales.

En la mayoría de los casos  $r$  es igual al número de unidades de referencia, sin embargo, es conveniente comprobarlo formando la matriz de exponentes para encontrar  $r$ .

Otra manera de expresar el teorema es:

Si se tiene una función que relaciona  $m$  variables  $X_i$

$$f(X_1, X_2, \dots, X_m) = 0 \quad (1) \quad \text{II.1.5.a.}$$

y  $r$  es el rango de la matriz de los exponentes de las  $X_i$ ; existirá otra función

$$f(\Pi_1, \Pi_2, \dots, \Pi_{m-r}) = 0 \quad (2) \quad \text{II.1.5.b.}$$

siendo las  $\Pi_i$  productos adimensionales.

Para pasar de la ecuación (1) a la (2), se hace lo siguiente:

- 1). Se construye la matriz de los exponentes y se encuentra su rango.
- 2). Se forma un sistema de ecuaciones usando como coeficientes los elementos de la matriz.

3). Se encuentran  $m-r$  soluciones al sistema; en donde cada solución dará a conocer los exponentes a los que se deben elevar las variables originales, obteniéndose así un producto adimensional.

Dado que el sistema que se tiene es homogéneo, sin la existencia de términos independientes y aparecen más incógnitas que variables, habrá que dar valores a las variables redundantes, por lo que se darán varios criterios para encontrar de una manera más simple, productos adimensionales significativos.

#### II.1.6. Recomendaciones para formar productos adimensionales.

II.1.6.1. Primera regla. Se debe lograr que la variable dependiente aparezca en el numerador de un solo producto adimensional, de preferencia con el exponente 1, y no salga en ningún otro producto, lográndose esto al hacer el coeficiente respectivo igual a la unidad, para obtener un producto adimensional y después hacerlo igual a cero en todas la otras soluciones.

II.1.6.2. Segunda regla. Tratar de formar productos adimensionales ya conocidos, como por ejemplo: Número de Reynolds, de Froude, etc. En las tablas siguientes (II.1.6.2) se muestran los productos adimensionales más usuales en donde aparecen las variables dependientes e independientes respectivamente.

II.1.6.3. Tercera regla. Formar productos adimensionales dividiendo las variables que describen la geometría del problema entre una longitud característica previamente seleccionada. Obviamente, las variables mencionadas anteriormente, tendrán como dimensión una longitud.

II.1.6.4. Cuarta regla. Si después de haber aplicado estas recomendaciones todavía quedan productos por encontrar, se asignarán valores a los otros coeficientes restantes, siguiendo las indicaciones que se dan a continuación:

- a). Deberán aparecer solas en un solo producto adimensional las variables que representan las propiedades de un fluido, con excepción de la densidad.
- b). Buscar productos que sean correctos y además sencillos.
- c). Tratar de que en un producto adimensional no aparezcan demasiadas variables. Se debe trabajar con tres o cuatro variables como máximo.
- d). Todas las variables que aparecen en el problema, deberán estar consideradas en los productos adimensionales, además de que sean independientes unos de otros.

II.1.7. Observaciones. En problemas donde existan pocos antecedentes, se debe tener cuidado al seleccionar a las variables necesarias, ya que de ello dependerá la exactitud del trabajo.

Productos adimensionales con variables  
dependientes

<u>Nombre</u>	<u>Símbolo</u>	<u>Definición</u>
Número de Euler	$E$	$V/\sqrt{2\Delta p/\rho}$ ; $\frac{\Delta h}{V^2/2g}$
Número de Strouhal	$S$	$V/D$
Número de Thoma	$T$	$(h-h_v) / (V^2/2g)$
Coefficiente de presión	$C_p$	$1/E^2$
Coefficiente de arrastre	$C_A$	$F_A/1/2\rho V^2 A$
Coefficiente de sustentación	$C_s$	$F_s/1/2\rho V^2 A$
Coefficiente de cortante	$C_z$	$\tau/1/2\rho V^2$

A	área
$F_A$	fuerza de arrastre
$F_s$	fuerza de sustentación
V	velocidad
D	diámetro, longitud
$h, \Delta h$	carga de presión
$h_v$	carga de vaporización
n	frecuencia
$\Delta p$	incremento de presión
$\rho$	densidad
$\frac{\tau}{\rho}$	esfuerzo cortante
g	gravedad

TABLA II.1.6.2.1.



Productos adimensionales con variables  
independientes

<u>Nombre</u>	<u>Símbolo</u>	<u>Definición</u>
Número de Reynolds	R	$v D \rho / \mu$
Número de Froude	F	$v / \sqrt{gh}$
Número de Mach o Cauchy	M	$v / \sqrt{E/\rho}$
Número de Weber	W	$v / \sqrt{\sigma/\rho\lambda}$
Número de Karman	K	$\frac{k \sqrt{gRS}}{\nu}$
E módulo de elasticidad	k	rugosidad (longitud)
R radio hidráulico	l	longitud
S pendiente	$\mu$	viscosidad dinámica
V velocidad	$\nu$	viscosidad cinemática
D diámetro o longitud característica	$\rho$	densidad
g gravedad	$\sigma$	tensión superficial
h tirante		

TABLA II.1.6.2.2.

## II.2. SEMEJANZA DINAMICA.

II.2.1. Introducción. El objetivo de la semejanza es el de relacionar el comportamiento del prototipo con el modelo, y puede ser geométrica, cinemática y/o, dinámica.

### II.2.1.1. Semejanza geométrica.

Se dice que existe semejanza geométrica entre modelo y prototipo, si el cociente de sus longitudes es el mismo, es decir, la relación de tirantes, anchos, distancias correspondientes, debe ser constante, Fig. (II.2.1.1).

### II.2.1.2. Semejanza cinemática.

Se efectúa cuando los componentes de la velocidad de todos los puntos correspondientes, son semejantes geoméricamente, Fig. (II.2.1.2).

### II.2.1.3. Semejanza dinámica.

Cuando los polígonos de fuerza en todos los puntos en estudio, son semejantes geoméricamente, Fig. (II.2.1.3).

Para entender mejor este concepto, se determinarán las fuerzas que actúan.

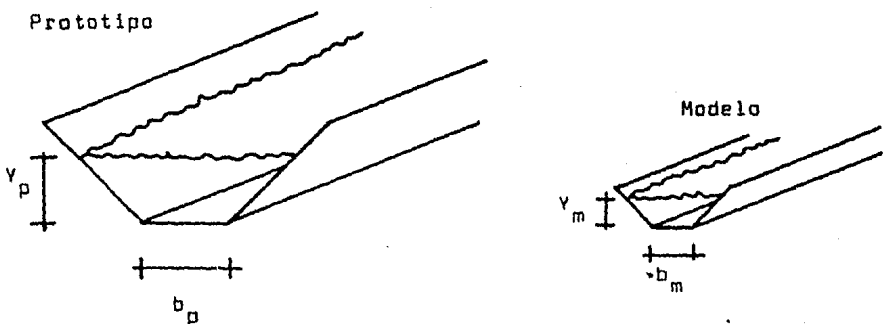
## II.2.2. Fuerzas que actúan en los fluidos.

En escurrimientos permanentes, son: fuerza de inercia, de presión, de peso propio y viscosas. De la segunda Ley de Newton tenemos que:

$$\rho \bar{a} = \bar{F} \text{ presión} + \bar{F} \text{ peso} + \bar{F} \text{ viscosa}$$

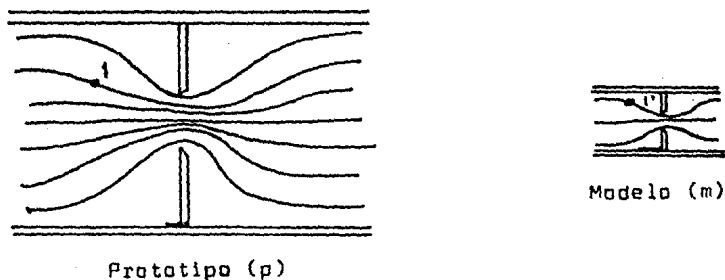
y como  $\bar{F} \text{ inercia} = -\rho \bar{a}$  (se define como menos la masa por la aceleración, con el fin de cerrar el polígono de fuerzas); se tendrá:

$$\bar{F} \text{ inercia} + \bar{F} \text{ presión} + \bar{F} \text{ peso} + \bar{F} \text{ viscosa} = 0$$



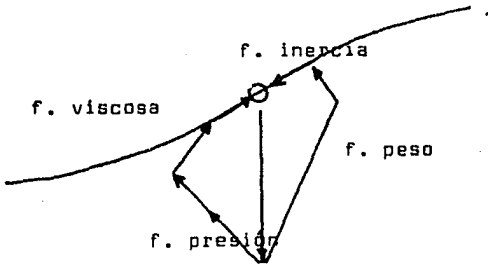
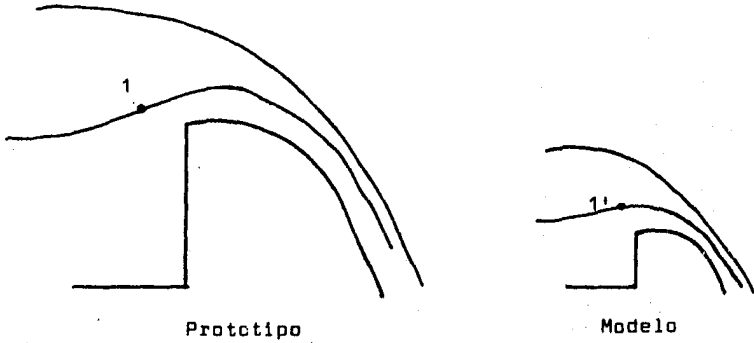
$$\frac{b_p}{b_m} = \frac{y_p}{y_m} = \dots = L_e \text{ (escala de longitudes).}$$

FIG. II.2.1.1.



$$\frac{V_{xp}}{V_{xm}} = \frac{V_{yp}}{V_{ym}} = \frac{V_{zp}}{V_{zm}} = \dots = V_e \text{ (escala de velocidades).}$$

FIG. II.2.1.2.



$$\frac{f_{i_p}}{f_{i_m}} = \frac{f_{w_p}}{f_{w_m}} = \frac{f_{p_p}}{f_{p_m}} = \frac{f_{v_p}}{f_{v_m}} = \dots = f_e \text{ (escala de fuerzas)}$$

FIG. II.2.1.3.

Todas las fuerzas son fuerzas específicas, es decir, fuerzas por unidad de volumen del fluido, por lo que se usó a la densidad, - que se define como la masa por unidad de volumen; se hizo esto - debido a que los fluidos forman un medio continuo, cuyos límites no son fáciles de determinar. Aparte de las fuerzas enunciadas - anteriormente, existen otras dos que pocas veces aparecen, estas son las fuerzas elásticas asociadas a la compresibilidad de los fluidos y las fuerzas de tensión superficial que se presentan en las interfases líquido-gas, líquido-sólido. Es común considerar las cuatro fuerzas mencionadas al principio, debido a que las - fuerzas elásticas causan problemas resolviéndose mediante técnicas especiales, y las fuerzas de tensión superficial se presentan en las fronteras de los problemas, tratándose en consecuencia como condiciones frontera.

En consecuencia, habrá que mantener constantes los cocientes de las fuerzas correspondientes en modelo y prototipo, para poder garantizar la semejanza dinámica. Estos cocientes, para que sean útiles, deberán ponerse en función de las variables del problema, como: velocidad, densidad, longitud, etc.

### 11.2.3. Cocientes entre fuerzas.

Cada una de las fuerzas que aparecen son proporcionales a determinadas variables del problema, por lo que los cocientes entre - ellas también lo serán, entonces:

$$\text{fuerza de inercia} \sim \rho v^2 L^2$$

$$\text{fuerza de presión} \sim \Delta P L^2$$

$$\text{fuerza de peso propio} \sim \gamma L^3$$

$$\text{fuerza viscosa} \sim \mu v L$$

donde:

$\rho, \gamma, \mu$  son propiedades del fluido  
 $\Delta p$  es la diferencia de presión  
 $v, L$  velocidad y longitud característica del problema.

siendo los cocientes siguientes, los que garantizan la semejanza dinámica:

$$\frac{f \text{ inercia}}{f \text{ presión}} \sim \frac{\rho v^2 L^2}{\Delta p L^2} \sim \frac{v}{\sqrt{2 \Delta p / \rho}} = \text{Eu} \quad (\text{No. de Euler}).$$

$$\frac{f \text{ inercia}}{f \text{ p. propio}} \sim \frac{\rho v^2 L^2}{\gamma L^3} \sim \frac{v}{\sqrt{g L}} = \text{Fr} \quad (\text{No. de Froude}).$$

$$\frac{f \text{ inercia}}{f \text{ viscosa}} \sim \frac{\rho v^2 L^2}{\mu v L} \sim \frac{v L}{\nu} = \text{Re} \quad (\text{No. de Reynolds}).$$

De aquí se concluye que los productos adimensionales comunes, además de ser combinaciones convenientes de variables, son proporcionales a las relaciones de las fuerzas que actúan en un fluido en movimiento.

De la misma manera, las fuerzas elásticas y las de tensión superficial son proporcionales a:

$$\text{fuerza elástica} \sim E L^2$$

$$\text{fuerza de tensión superficial} \sim \sigma L$$

donde:

$E$ , módulo de elasticidad

$\sigma$ , coeficiente de tensión superficial.

cuyos cocientes originan los siguientes números:

$$\frac{f \text{ inercia}}{f \text{ elástica}} \sim \frac{\rho V^2 L^2}{E L^2} \sim \frac{V}{\sqrt{E/\rho}} = M \quad (\text{No. de Mach}).$$

$$\frac{f \text{ inercia}}{f \text{ tens. sup.}} \sim \frac{\rho V^2 L^2}{\sigma L} \sim \frac{V}{\sqrt{\sigma/\rho}} = W \quad (\text{No. de Weber}).$$

Por lo tanto, la ecuación general del movimiento permanente para líquidos, sin tomar en cuenta fuerzas elásticas, puede escribirse como:

$$f(E, F, R) = 0$$

adicionando condiciones frontera, tales como la geometría, rugosidad y tensión superficial.

Como el No. de Euler o alguno que tenga relación con él, es la variable dependiente y si además se incluyen las condiciones geométricas, la solución de la ecuación anterior será:

$$E = f(F, R, \text{geometría}).$$

quedando incluidos dentro de la palabra "geometría" todos los -- números que definen la geometría del problema y a los que representan a la rugosidad de las fronteras.

Ya que la ecuación de movimiento es la misma para prototipo y -- modelo, solo bastará mantener el mismo número de Froude y de -- Reynolds para tener semejanza dinámica, contando además con la -- semejanza geométrica e incluir a la rugosidad. Esto resulta im-- práctico, ya que si se utiliza el mismo fluido y se quiere mante-- ner el mismo número de Froude y de Reynolds al mismo tiempo, el

tamaño del modelo tendría que ser igual al del prototipo, por lo que hay que estudiar a conciencia cada problema para así poder reducir la ecuación e incluir sólo las fuerzas y efectos que más importen.

II.2.4. Tipos de problemas. Una separación importante de los problemas en modelos hidráulicos es considerar dos grupos: flujos con fronteras rígidas y escurrimientos con superficie libre; siendo - estos últimos, los que se estudiarán más a fondo debido a que el problema que se ataca concierne a este segundo grupo.

En los problemas con superficie libre, el peso del fluido, es decir, la influencia de la gravedad, es importante, pues la superficie adoptará, por sí misma, la forma que le permita ser una superficie de igual presión. En este tipo de problemas el número de Froude será el que determine los criterios de semejanza.

Para los problemas con fronteras rígidas, un efecto importante - puede ser debido a la viscosidad, pues las fronteras obligan a - que se formen gradientes de velocidad, siendo despreciable el - efecto del peso propio del fluido. Habrá que mantener entonces, además de la semejanza geométrica, el mismo número de Reynolds - en prototipo y modelo.

En ambos casos, el mantener uno u otro número, implica seguir -- ciertas relaciones determinadas para las características del problema, tanto en el modelo como en el prototipo.

II.2.5. Relaciones de escala entre prototipo y modelo. Si se llama escala de longitudes a

$$L_e = \frac{L_p}{L_m}$$



donde

$L_p$  longitud del prototipo

$L_m$  longitud, correspondiente, del modelo

Como en el problema que se estudia, el criterio de semejanza lo impone el número de Froude (se trata de un problema con superficie libre), tenemos que:

$$F_p = F_m$$

$$\text{o sea } F_e = 1 \quad (\text{escala de Froude})$$

la escala de velocidades, seguirá la relación

$$\frac{V_e}{\sqrt{g_e L_e}} = 1$$

como  $g_e = 1$  debido a que se usa el mismo fluido en prototipo y modelo:

$$V_e = \sqrt{L_e} = L_e^{1/2}$$

y la de gastos

$$Q_e = V_e L_e^2 = L_e^{5/2}$$

En la tabla (II.2.5) se hallan las relaciones, en función de la escala de longitudes y de las escalas de las propiedades del fluido (que si se usa el mismo fluido serán igual a uno), tanto para cuando se conserva el mismo número de Reynolds como el de Froude.

A continuación se verán con más detalle los diferentes tipos de problemas que se encuentran en el grupo de los problemas con superficie libre.

Características del flujo y escalas de semejanza

Característica	Ley de Froude	Ley de Reynolds
Longitud	$L_e$	$L_e$
Area	$L_e^2$	$L_e^2$
Volúmen	$L_e^3$	$L_e^3$
Tiempo	$L_e \rho_e / \gamma_e^{1/2}$	$L_e^2 \rho_e / \mu_e$
Velocidad	$L_e \gamma_e / \rho_e^{1/2}$	$\mu_e / L_e \rho_e$
Aceleración	$\gamma_e / \rho_e$	$\mu_e^2 / \rho_e^2 L_e^3$
Gasto	$L_e^{5/2} (\gamma_e / \rho_e)^{1/2}$	$L_e \mu_e / \rho_e$
Masa	$L_e^3 \rho_e$	$L_e^3 \rho_e$
Fuerza	$L_e^3 \gamma_e$	$\mu_e^2 / \rho_e$
Presión	$L_e \gamma_e$	$\mu_e^2 / \rho_e L_e^2$
Impulso y cantidad de movimiento	$L_e^{7/2} (\rho_e \gamma_e)^{1/2}$	$L_e^2 \mu_e$
Energía y Trabajo	$L_e^4 \gamma_e$	$L_e \mu_e^2 / \rho_e$
Potencia	$L_e^{7/2} \gamma_e^{3/2} / \rho_e^{1/2}$	$\mu_e^3 / L_e \rho_e^2$
Pendientes	1	1

Notas:

1. Si se usa el mismo fluido en prototipo y modelo:

$$\rho_e = \gamma_e = \mu_e = 1$$

2. Cuando  $g_e = 1$ ,  $\gamma_e / \rho_e = 1$

TABLA II.2.5.

## II.2.6. Modelos con superficie libre.

La ecuación a satisfacer en este tipo de modelos es:

$$H = f(H, \text{rugosidad, geom.})$$

habiendo casos en donde la rugosidad es importante y otros en donde desempeña un papel secundario.

Es conveniente, antes de ver estos casos con más detalle, definir los parámetros que se usan para mostrar el efecto de la rugosidad en escurrimientos a superficie libre.

### II.2.6.1. Coeficiente de rugosidad.

En la práctica, las fórmulas más usuales para encontrar pérdidas, son la de Chezy y la de Manning, que se enuncian enseguida:

#### II.2.6.1.1. Fórmula de Chezy

$$Q = C A \sqrt{R S}$$

donde

A, área de la sección hidráulica, [L<sup>2</sup>]

C, coeficiente de Chezy, [ $\sqrt{g}$ ] = [L<sup>1/2</sup> / T]

Q, gasto, [L<sup>3</sup> / T]

R, radio hidráulico, [L]

S, pendiente, [0]

#### II.2.6.1.2. Fórmula de Manning.

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

donde

- 1 número con dimensiones,  $[\sqrt{g}] = [L^{1/2}/T]$
- g gravedad,  $[L/T^2]$
- n coeficiente de Manning,  $[L^{1/6}]$

Ambas fórmulas pueden relacionarse con la fórmula de Darcy-Weisbach, ampliamente utilizada en conductos cerrados

$$h_f = \frac{L}{D} \frac{V^2}{2g} f$$

donde

- D diámetro del conducto,  $[L]$
- f coeficiente de Fanning, que se valúa con el diagrama de Moody,  $[0]$
- $h_f$  pérdidas de carga entre dos puntos que distan  $L$ ,  $[L]$
- V velocidad,  $[L/T]$

La fórmula de Darcy-Weisbach se puede poner en forma similar a la de Chezy si se observa que:

$$Q = A \sqrt{\frac{8g}{f}} \sqrt{R S}$$

Demostración:

$$\text{Darcy-Weisbach: } h_f = \frac{L}{D} \frac{V^2}{2g} f$$

$$\text{y Chezy: } Q = C A \sqrt{R S}$$

De la fórmula de Darcy; se tiene que:

$$\frac{h_f}{L} = \frac{f}{D} \frac{V^2}{2g}$$

y además se sabe que:

$$S = \frac{h_f}{L} \quad \text{y} \quad D = 4R$$

se puede poner la ecuación,

como:

$$S = \frac{f V^2}{D 2g} = \frac{f V^2}{4R 2g} = \frac{f V^2}{R 8g}$$

$$R S = \frac{f V^2}{8g} \Rightarrow V = \sqrt{\frac{8g}{R S f}}$$

De Chezy:

$$Q = C A \sqrt{RS}$$

$$C = \frac{Q}{A \sqrt{RS}} ; \text{ si } \frac{Q}{A} = V$$

$$C = \frac{V}{A \sqrt{RS}} ; \text{ pero como } V = \sqrt{\frac{8g}{R S f}} = \frac{\sqrt{8g}}{\sqrt{RS} \sqrt{f}}$$

$$C = \frac{\frac{\sqrt{8g}}{\sqrt{RS} \sqrt{f}}}{\sqrt{RS}} = \sqrt{\frac{8g}{f RS}}$$

Sustituyendo en Chezy el valor de C:

$$Q = A \sqrt{\frac{8g}{f}} \sqrt{RS} \quad \text{l.q.q.d.}$$

### II.2.6.1.3. Relación entre los coeficientes de perdidas.

Los coeficientes anteriores satisfacen las siguientes relaciones entre sí,

$$C = \frac{R^{1/6}}{n} = \sqrt{\frac{8g}{f}}$$

Demostración.

De la fórmula de Manning:

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2}$$

y Chezy:

$$C = \frac{V}{\sqrt{RS}}$$

sustituyendo el valor de V en Chezy:

$$C = \frac{R^{2/3} S^{1/2}}{n \sqrt{RS}}$$

$$C = \frac{R^{-1/2} R^{2/3} S^{-1/2} S^{1/2}}{n}$$

$$C = \frac{R^{1/6}}{n} = \sqrt{\frac{n}{f}} \quad \text{l.q.q.d.}$$

así como el cortante medio en la pared del conducto,  $\tau_0$ ,  $[M / L T^2]$

$$\frac{\tau_0}{\rho V^2} = \frac{g}{C^2} = \frac{g n^2}{R^{2/3}} = \frac{f}{8}$$

donde

$$\rho \text{ densidad del fluido, } [M / L^3]$$

Demostración.

Estas igualdades se obtienen de relacionar la fórmula de Darcy, Chezy y Manning, con la fórmula del esfuerzo cortante en las paredes del conducto.

Se sabe que:

$$\tau_0 = \gamma R_h S, \text{ como } \gamma = \rho g$$

$$\tau_0 = \rho g R_h S \Rightarrow \frac{\tau_0}{\rho} = g R_h S \quad \text{_____ (1)}$$

De Chezy:

$$Q = C A \sqrt{RS}$$

$$V = C \sqrt{RS}$$

despejando "S" de la ecuación anterior:

$$S = \frac{V^2}{C^2 R_h}$$

sustituyendo el valor de "S" en (1):

$$\frac{\tau_0}{\rho} = g R_h S$$

$$\frac{\tau_0}{\rho} = \frac{g R_h V^2}{C^2 R_h}, \text{ pasando } V^2 \text{ al primer miembro}$$

$$\frac{\tau_0}{\rho V^2} = \frac{g}{C^2} \quad \text{l.q.q.d.}$$

De Manning:

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2}$$

$$\rightarrow S = \frac{V^2 n^2}{R^{4/3}}, \text{ sustituyendo en (1):}$$

$$\frac{\zeta_0}{f} = g \frac{R h V^2 n^2}{R^{4/3}}$$

$$\frac{\zeta_0}{\rho V^2} = \frac{g n^2}{R^{1/3}} \quad \text{l.q.q.d.}$$

De Darcy:

$$h_f = f \frac{L}{D} \frac{V^2}{2g}$$

$$h_f / L = f V^2 / D 2g, \text{ como } h_f / L = S \text{ y } D = 4R,$$

$$S = \frac{f V^2}{4 R h 2g}, \text{ sustituyendo en (1):}$$

$$\frac{\zeta_0}{f} = g \frac{R h f V^2}{4 R h 2g}$$

$$\frac{\zeta_0}{\rho V^2} = \frac{f}{8} \quad \text{l.q.q.d.}$$

Los coeficientes "n" y "C" están en función de la rugosidad del conducto, ver tabla (II.2.6.1.3), y "f" de la rugosidad relativa y del No. de Reynolds. Todo esto representa una aproximación tosca, puesto que en realidad "f", y por consiguiente "n" ó "C", son función de (ref.4):

- a) número de Froude
- b) geometría de la sección
- c) rugosidad relativa
- d) uniformidad, en perfil y planta, del canal
- e) número de Reynolds.
- f) variación del escurrimiento en el tiempo

#### II.2.6.2. Problemas donde no interviene la rugosidad.

Los casos en donde no es tan fundamental la rugosidad, son aquellos en los cuales la geometría general del problema es la deter-

minante en el escurrimiento, como por ejemplo: vertedores, - - obras de toma, compuertas, transiciones, etc. También en los casos en que la dimensión del modelo no deja que se lleve a cabo la influencia de la rugosidad; no es necesario escalar la rugosidad cuidadosamente y es suficiente con una aproximación, usando el acabado o el material que tenga una "n" adecuada. Cabe recordar que de la tabla (II.2.5.), cuando se sigue la ley de - - Froude,

$$n_e = L_e^{1/6}$$

y como la mayoría de las veces  $L_e$  es mayor que la unidad,  $n_e$  - lo será también, esto es:

$$n_p > n_m$$

por lo que el modelo es generalmente más liso que el prototipo. Esta condición puede no satisfacerse, debido a que si se tiene una rugosidad en el prototipo tal que al aplicar la escala implicaría una rugosidad de modelo mucho menor que la que se puede dar con un material demasiado liso, por ejemplo si

$$n_m < 0.008$$

bastaría construir el modelo con un acabado lo más liso posible y no tomar en cuenta la escala de coeficientes de Manning,  $n_e$ . Se recomienda, sin embargo, reducir la  $L_e$  (construir un modelo un poco mayor) para solucionar el problema.



Tipo del conducto y acabado	
Muy liso. Vidrio, lucita, bronce. Paredes alineadas.	0.009 y 0.010
Madera lisa, metal, concreto liso. Paredes alineadas.	0.011 y 0.012
Madera lisa, metal, concreto liso. Paredes razonablemente alineadas	0.013
Madera en buen estado, superficies de concreto con algo de curvatura y con algunos depósitos, acabado con plana	0.014
Madera con depósitos, concreto liso, acabado con plana. Metal con proyec- ciones leves o liso con curvaturas excesivas	0.015
Canales de metal con proyecciones grandes. Madera o concreto con depósitos de algas o fuertes	0.016

TABLA II.2.6.1.3.

Para tablas más extensas ver referencia (7).

## II.3. TEORIA DE MODELOS.

### II.3.1. MODELOS CON SUPERFICIE LIBRE.

Los modelos con superficie libre, se pueden agrupar en tres categorías:

- 1.- Domina la geometría.
- 2.- Flujo laminar e hidráulicamente liso.
- 3.- Flujo de transición e hidráulicamente liso.

Para el estudio en cuestión, únicamente se verán con más detalle los modelos con superficie libre en los cuales domina la geometría; dándose, además, los criterios cuantitativos, las condiciones generales, criterios de semejanza y recomendaciones.

### II.3.2. FLUJO A SUPERFICIE LIBRE.

#### II.3.2.1. Domina la geometría.

##### Condiciones Generales.

- a) Se presentan en modelos con superficie libre
- b) No es un factor predominante la rugosidad.
- c) El flujo en que se desarrollan es turbulento.
- d) El fluido con el que se trabaja es líquido.

#### II.3.2.2. Ejemplos.

Casi todos los modelos de este tipo, interesan al Ingeniero Hidráulico, como: vertedores, obras de toma, rápidas, pilas, cambios de sección en canales, salto hidráulico, tanques de amortiguamiento, cubetas deflectoras, saltos de ski, túneles, alcantarillas y en general, conductos con superficie libre.

### II.3.2.3. Criterios de Semejanza.

Se debe escalar la geometría y mantener el mismo número de Froude, o sea

$$E = f(F, \text{geometría})$$

Aunque la rugosidad interprete un papel secundario, es conveniente escalarla lo mejor posible, de tal forma que:

$$K_e = L_e$$

o de una manera más común en escurrimientos a superficie libre,

$$n_e = L_e^{1/6}$$

donde  $n$  es el coeficiente de Manning.

### II.3.2.4. Recomendaciones.

Como la rugosidad mínima que se puede dar en un modelo es  $n=0.010$  o cuando mucho  $n=0.008$  no es conveniente hacer el modelo demasiado chico (que trae como consecuencia el tener una  $L_e$  y  $n_e$  grandes), sin embargo, la ecuación (1) se debe considerar como algo que sería deseable satisfacer, aunque no como un criterio para establecer escalas; o sea, únicamente se recomienda escalar la rugosidad lo más posible.

#### II.3.2.4.1. Escalas recomendables

10 < $L_e$ < 100	Vertedores.
10 < $L_e$ < 60	Tanques amortiguadores.
3 < $L_e$ < 20	Estructuras en canales y caídas.
50 < $L_e$ < 100	Obras de toma y excedencias.

II.3.2.4.2. Reproducir lo mejor que se pueda el flujo de llegada que se espera. Para lograr lo anterior, puede ser conveniente - construir en el modelo una zona amplia aguas arriba, así como - tratar de tranquilizar y llevar el agua por medio de enhuacalados -

(tranquilizadores), mallas, muros, vanos, etc.

II.3.2.4.3. Los tirantes en el modelo deber ser mayores de 3 cm., en el caso que se tenga régimen subcrítico o lento, esto es si,

$$F < 1$$

y mayores de 1 cm. si es supercrítico o rápido, pues para tirantes menores el efecto de tensión superficial se considera importante.

En ocasiones, no es posible lograr esta condición en todo el modelo, por lo que se tendrá hecho un modelo parcial, esperando -- que se tenga semejanza dinámica sólo en algunas zonas del modelo, es decir, aquellas en las que los tirantes que se presenten sean mayores, y no en la totalidad del modelo.

— Cuando se tenga régimen subcrítico, en las zonas donde el perímetro del agua que está en contacto con las paredes del modelo, no se estarán escalando los efectos; debido a que el menisco no se presentará aumentado en el prototipo (ref.1).

### II.3.3. CONSTRUCCION Y OPERACION.

#### II.3.3.1. Componentes básicos.

Los componentes básicos de un modelo y sus obras accesorias son:

- 1.- cárcamo de bombeo.
- 2.- bombas.
- 3.- tanque de carga constante.
- 4.- obra de acceso (conducción mediante tuberías).
- 5.- modelo.
- 6.- canal de retorno.
- 7.- estructuras aforadoras.

#### II.3.3.2. Cárcamo de bombeo.

Es un depósito, generalmente subterráneo, de donde las bombas extraen el agua. Debe tener una capacidad adecuada con el fin de que no quede vacío al llenar al o los modelos. Es conveniente que su fondo tenga pendiente hacia un colector de lodos, así como un fácil acceso para poder hacer su limpieza (desagüe).

El volumen del cárcamo puede variar de los  $20 \text{ m}^3$  a  $800 \text{ m}^3$  ó más.

#### II.3.3.3. Bombas.

Su función es elevar el agua desde el nivel del cárcamo hasta el tanque de carga constante o hasta la obra de acceso del modelo. Usualmente elevan el nivel de 3 a 8 m. con gastos, en conjunto, de 50 a 2000 litros por segundo.

#### II.3.3.4. Tanque de carga constante.

Es un tanque elevado, seccionado en dos partes mediante un vertedor, (ver fig. II.3.3.4.a). Opera en tal forma que a pesar de

que haya grandes variaciones en el gasto que van de las bombas hacia el o los modelos, solo haya pequeñas variaciones en la carga del flujo que va al experimento. Esto se logra haciendo que la cresta del vertedor sea muy larga, (ver fig. II.3.3.4.b). Se tiene que verificar que el tubo de retorno tenga la suficiente capacidad para descargar el gasto sumado de todas las bombas, aunque no haya agua en los modelos, con el fin de evitar derrames.

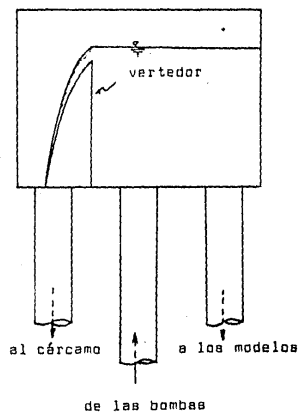
#### II.3.3.5. Obra de acceso.

En esta estructura es donde se tranquiliza el escurrimiento, - además de darse las condiciones lo más aproximadas posibles a las de llegada del flujo del prototipo.

Para llevar a efecto lo anterior se pueden usar piedras, enhuacalados de ladrillo, rejillas y mallas. Hay que colocarlas de mayor a menor en dirección del flujo, comenzando con piedras de mayor diámetro para terminar, si es necesario, con mallas finas metálicas o aún de telas de yute. Debido a la importancia que tiene el reproducir lo más fielmente posible la dirección del flujo que se espera en la parte del prototipo que se modela, es necesario tener cuidado con las paredes de acceso y del modelo, o corregir el movimiento por medio de vanos.

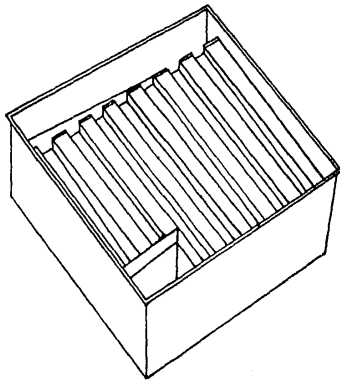
#### II.3.3.6. Canal de retorno.

Una vez que el agua ya pasó por el modelo, cae dentro de este canal para ser regresada al cárcamo de bombeo. Debe tener la sección y pendiente necesaria para que sea suficiente su capacidad aún cuando el cárcamo esté a su nivel máximo. Es común que el canal de retorno esté enterrado en el piso, cubierto por rejillas, de tal forma que también facilite la recolección del agua que se llegue a salir del modelo.



ESQUEMA DEL TANQUE DE CARGA CONSTANTE

FIG. 11.3.3.4.a.



TANQUE DE CARGA CONSTANTE. OBSERVESE LA  
GRAN LONGITUD DEL VERTEDOR.

FIG.II.3.3.4.b.



### II.3.3.7. Estructuras aforadoras.

Son aquellas estructuras que sirven para medir el gasto que se utiliza en el ensayo. se pueden colocar antes o después del modelo.

### II.3.4. Modelo. Selección y Construcción.

El primer paso que hay que dar para construir un modelo es establecer su tamaño, o sea la escala de longitudes:

$$L_e = \frac{L_p}{L_m}$$

De aquí se puede hacer el razonamiento de que a mayor tamaño se tendrá una menor escala, con el consiguiente incremento de precio del modelo, no obstante que las mediciones serán más buenas; - por el contrario, a menor tamaño, escala mayor, el modelo será más económico, pero los resultados que se obtengan tendrán menor precisión. En la selección de la escala, aparte del factor económico, habrá otros factores importantes, como son: el tamaño del lugar donde se va a construir el modelo, la capacidad del equipo de bombas y, eventualmente, la rugosidad de lo que se va a modelar; como una guía se pueden usar las escalas recomendadas por la experiencia (tabla I) de la referencia 1, para cada tipo de situación, no olvidando que, en ocasiones, las condiciones particulares pueden hacer deseable no ubicarse en estos tamaños.

A continuación, se verán los pasos para seleccionar y construir modelos con superficie libre.

#### II.3.4.1. Modelos con superficie libre.

##### II.3.4.1.1. Selección del modelo.

En este tipo de modelos, se aplica el criterio de semejanza de Froude y, comunmente, se hacen las consideraciones siguientes:

- 1.- Determinación tanto en planta como en elevación, del espacio donde se va a construir el modelo, ajustando la escala

de longitudes preliminar en forma que quepa el modelo. Es de importancia la consideración de las obras accesorias al modelo, como: canal de llegada y retorno, además de tener un acceso fácil al mismo para el personal que trabajará en el -- así como para las visitas. Se deben prever también eventuales ampliaciones del modelo dejando espacios libres en esa -- dirección.

- 2.- Con la escala seleccionada se obtienen las escalas de gasto y de rugosidades con la ayuda de la tabla II (ref. 1), y se verifica que el gasto máximo con que operará el modelo se -- puede dar con las instalaciones del laboratorio; en este -- tipo de modelo el gasto máximo es, frecuentemente, una limi-  
tación en el tamaño del modelo.
- 3.- Se debe comprobar que haya suficiente desnivel entre el ca-  
nal de aproximación o de llegada al modelo y el nivel del -- agua en el cárcamo de bombeo, ya que se considera que tanto las rejillas tranquilizadoras como las estructuras de acce-  
so y aforadoras, requieren de cierta carga para su funciona-  
miento.

Es recomendable hacer un croquis en elevación del modelo, (ref.1) y representar el nivel del agua considerando las diferentes pér-  
didas y caídas. Las pérdidas con rejillas se pueden obtener con la figura 6 (ref. 1). Cuando se utilizan vertedores de cresta -  
delgada para aforar los gastos, es conveniente dejar un desnivel de 10 cm. entre la cresta del vertedor y el nivel del agua inme-  
diatamente después de él. Así, por cada vertedor, se debe consi-  
derar una pérdida de nivel hidráulico igual a la carga del ver-  
tedor para gasto máximo, más 10 cm.

En modelos de estructuras, como: vertedores, obras de toma, ca-  
nales de llamada, etc., aunque la rugosidad de las paredes no -- sea un factor primordial hay que simularlo lo mejor posible. Es-  
to implica que, en los modelos, la escala de longitudes no debe ser menor de 70 ni mayor de 100, es decir:

$$70 \leq L_e \leq 100$$

ya que si se tiene una escala de longitudes mayor de 100, se obtendrá un modelo muy chico que no puede hacerse tan liso como - para satisfacer la escala de rugosidades, ya que la  $n$  de Manning mínima que se puede dar en superficie metálica es de 0.009, y - además, los elementos de interés quedan tan pequeños que no se pueden estudiar adecuadamente.

Los modelos donde hay que reproducir la rugosidad, se limita - fuertemente la escala de longitudes máxima posible.

#### II.3.4.1.2. Construcción del modelo.

En la mayoría de los casos se comienza la construcción levantando los muros perimetrales del modelo, así como las obras de acceso y aforo. Una vez hecho el cajón, se rellena lo suficiente con el objeto de dar los niveles topográficos y de la obra. Se recomienda usar un relleno formado por arena 85% y arcilla 15% aunque también se puede usar tierra compactada.

La obra en sí debe construirse cuidadosamente, a partir de planos actualizados, usando para ello, cinta y nivel.

Para reproducir las características del prototipo, se pueden fabricar tarrajas de láminas o madera cortados conforme a la geometría de la sección en prototipo y con la escala correspondiente (ref. 1). Se puede utilizar lámina número 48 ó 24, y en el - caso de madera, tripay de 3 a 6 mm. y sujetarlas firmemente con sostenes de yeso, en la posición que corresponda. Dependiendo - del tamaño del modelo y de la precisión necesarias, las tarrajas pueden colocarse muy retiradas o muy próximas entre sí. Una sugerencia es colocarlas a una separación máxima de 60 cm., aunque en la reproducción de la topografía se pueden usar distancias mayores, hasta 1 m. En el caso de que se usen tarrajas de madera es conveniente retirarlas y resanar el hueco dejado, pues con la humedad se deterioran e introducen irregularidades. Si se emplean tarrajas

de lámina, éstas pueden quedar enterradas.

Cuando no se requiere de mucha precisión, se pueden poner pedazos de varilla, que una vez nivelados den puntos de la topografía.

Colocadas las tarrajas o varillas, se rellena el modelo de 3 a 7 cm. por debajo del nivel que se desea, se compacta y humedece la superficie y se procede a darle el acabado final rellenando esta última capa con mortero de cemento, por ejemplo: un cemento por dos o tres de arena.

Los detalles topográficos o de la obra se dan a mano, checando los planos correspondientes.

Para hacer modificaciones rápidas, cuya duración no sea excesiva, se puede usar yeso o una revoltura de una parte de cemento con una de yeso que tiene un fraguado rápido aunque con el tiempo se descompone. Un material recomendado en estos casos, es la arcilla para moldear, la cual debe pintarse para impedir que se agriete al secarse.

### III. CRITERIOS DE DISEÑO DE VERTEDORES DE ABANICO

### III.1. METODO PROPUESTO POR LA S.A.R.H.

#### III.1.1. ANTECEDENTES.

##### III.1.1.1. INTRODUCCION.

La Secretaría de Recursos Hidráulicos, por conducto del Ing. - F. Hiriart , ha trabajado en los últimos cuarenta años en el diseño experimental de vertedores con cresta libre y planta curva. ("Vertedores en Abanico").

La dificultad para adquirir compuertas de grandes dimensiones -- durante la guerra y el alto precio de las mismas en los tiempos actuales, ha hecho que este tipo de estructuras sustituya económicamente al vertedor (convencional) formado por compuertas y un canal de descarga ligeramente convergente. Por otra parte, lo - alejado de las obras de los centros de población y el régimen - torrencial (zonas ciclónicas) de los ríos del norte del país, - hacen que el vertedor de cresta libre presente mayor seguridad, sobre todo si se considera que todas las presas a las cuales se ha dotado de vertedor son de tierra.

El vertedor de abanico también sustituye ventajosamente, en muchas ocasiones, al vertedor de canal lateral.

A continuación se presenta un breve resumen de los experimentos con modelos hidráulicos, ejecutados para diseñar ocho vertedores importantes y se proponen métodos para el diseño teórico de este tipo de vertedores.

#### II.1.2. FUNDAMENTOS.

De acuerdo con el Ing. Hiriart, el problema principal del vertedor de cresta libre consiste en diseñar una transición, lo más brusca posible, desde la cresta del vertedor hasta el canal de - descarga. Desde el punto de vista económico, conviene que la - cresta tenga una longitud lo más grande posible para reducir la

altura de la cortina y que el canal de descarga sea angosto, con el objeto de ahorrar excavaciones y revestimientos. La práctica usual en el diseño de transiciones en canales, indica que el ángulo de convergencia no debe ser mayor de  $22^{\circ}$ . (ref. 5).

La red de flujo de un orificio en un vaso semi-infinito (bidimensional) sugirió la posibilidad de lograr transiciones que convergieran rápidamente si a la cresta del vertedor se le daba la forma de una de las equipotenciales de la red (fig.III.1.2.) y el canal de descarga se limitaba en planta por dos líneas de corriente simétricas. Con esta idea, el Ing. Hiriart, se decidió a estudiar en modelos hidráulicos el comportamiento de este tipo de estructuras, además de que no se disponía de ninguna teoría para calcular el escurrimiento (en un vertedor, el flujo es rotacional e irrotacional el considerado en la red).

### III.1.3. Experimentos con modelos hidráulicos.

En la tabla III.1.3. se dan las características principales de los vertedores de abanico ensayados con modelos. Los tres primeros vertedores requirieron para su diseño final un gran número de experimentos, ya que por falta de antecedentes el diseño preliminar se hizo en forma tentativa, modificando los modelos hidráulicos casi sin ninguna guía hasta llegar a una solución aceptable. Para el diseño de los últimos cinco se hicieron cálculos hidráulicos basados en la experiencia adquirida y no fue necesario hacer modificaciones de importancia en los modelos hidráulicos.

Los modelos hidráulicos se construyeron a escalas que variaron entre 1:50 y 1:75, geoméricamente semejantes a los prototipos; la escala de gastos se fijó de tal modo que los números de Froude fueron iguales en el modelo y en el prototipo, siendo en todos los casos el número de Reynolds mayor que 8,000.

En la construcción de estos modelos se empleó mampostería de tabique y revestimientos de mortero de cemento pulido, y en algunos casos yeso. Las superficies se acabaron con una precisión de  $\pm 0.5$  mm.

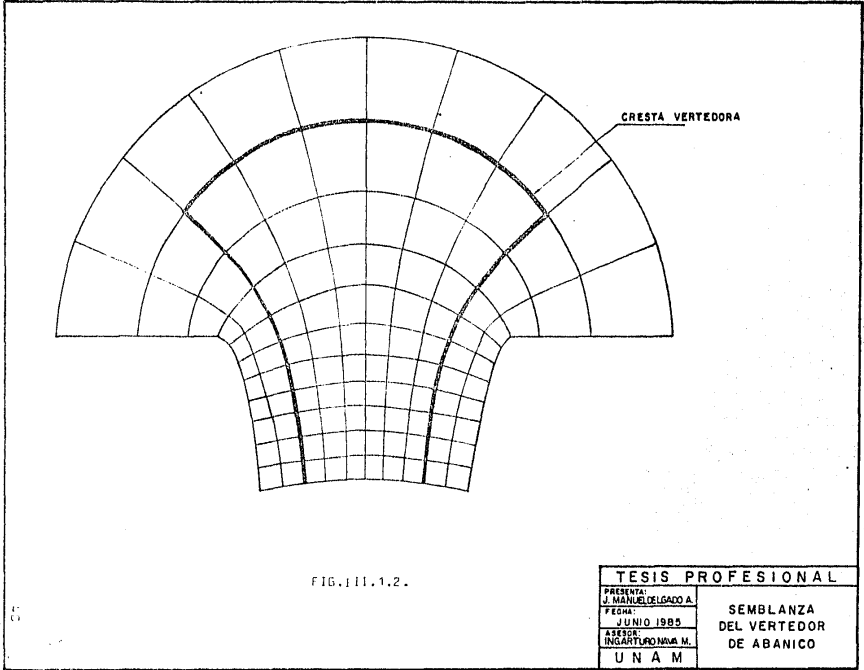


FIG. III.1.2.

<b>TESIS PROFESIONAL</b>	
PRESENTA:	MANUEL DELGADO A.
FECHA:	JUNIO 1985
ASESOR:	ING. ARTURO MORA M.
UNAM	
SEMBLANZA DEL VERTEDOR DE ABANICO	



### DATOS DE LOS VERTEDORES ESTUDIADOS

VERTEADOR	GASTO m <sup>3</sup> /seg.	LONGITUD DE CRESTA mts.	CARGA mts.	ANCHO DEL CANAL DE DESCARGA en mts.	NOTAS
LAZARO CARDENAS	6,000	230.91	5.85	29	TERMINADO: NO HA FUNCIONADO
EL AZUCAR	12,000	300.00	6.70	50	TERMINADO: HA FUNCIONADO
VALLE DE BRAVO	1,000	98.88	2.95	8	TERMINADO: HA FUNCIONADO
SANALONA	6,200	219.03	5.80	40	TERMINADO: HA FUNCIONADO
ENDO	1,100	198.00	2.00	20	TERMINADO: HA FUNCIONADO
EL CUARENTA	2,000	182.40	3.20	8	NO SE CONSTRUYO
ALVARO OBREGON	11,100	315.50	6.70	70	SE CONSTRUYO
EL BOSQUE	750	140.00	2.00	30	SE CONSTRUYO

TABLA III.1.3.

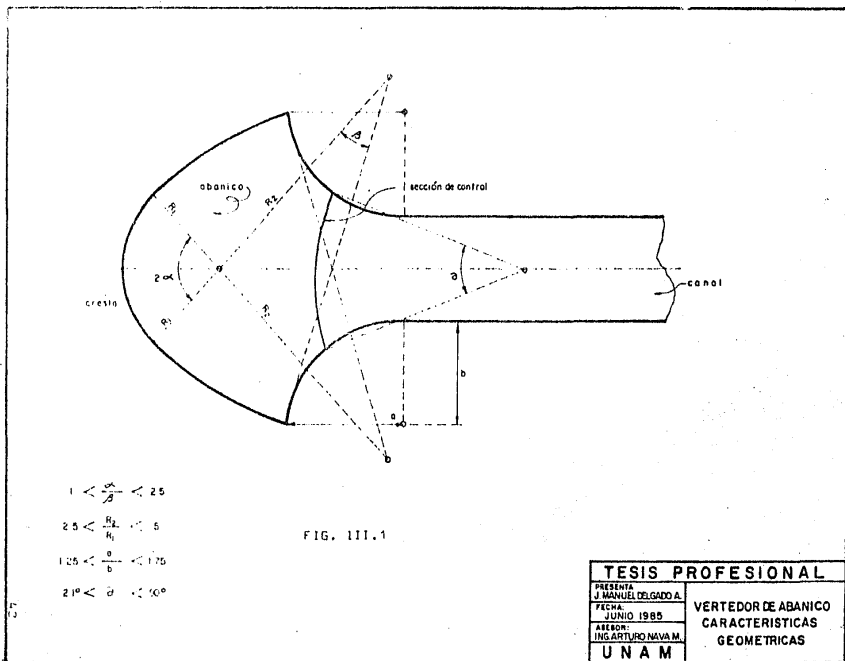


FIG. III.1

- 1  $\angle \frac{R_1}{R_2} \angle 2.5$
- 2.5  $\angle \frac{R_1}{R_2} \angle 5$
- 1.25  $\angle \frac{a}{b} \angle 1.75$
- 21°  $\angle \alpha \angle 60^\circ$

TESIS PROFESIONAL	
PRESENTE J. MANUEL DELGADO A.	VERTEDEDOR DE ABANICO CARACTERISTICAS GEOMETRICAS
FECHA: JUNIO 1985	
ASESOR: ING. ARTURO NAVAM.	
UNAM	

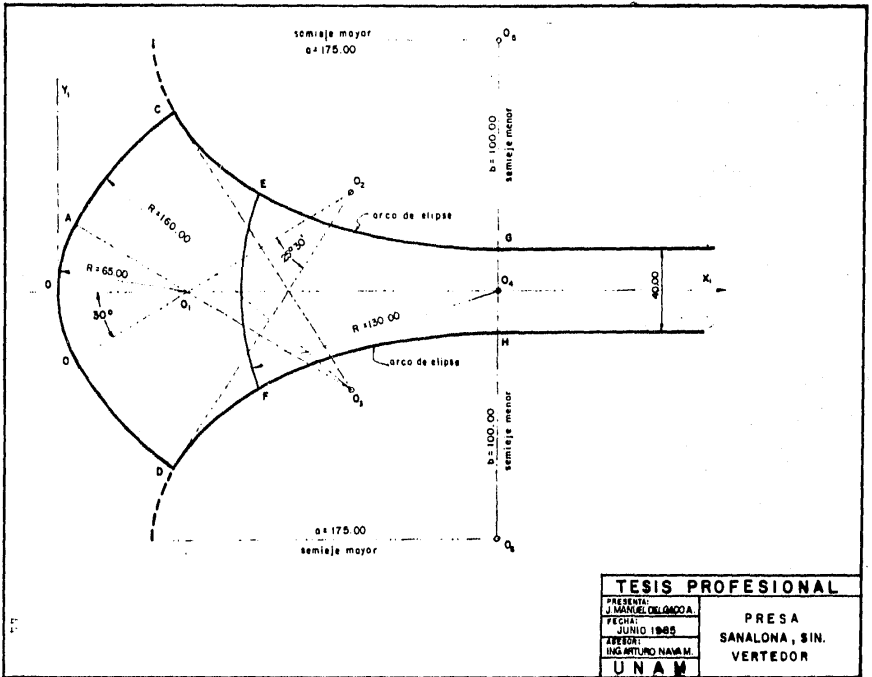
Para la medición de tirantes se usaron escalas de punta y para la de velocidades tubos de Pitot y molinetes enanos. Todos los experimentos se registraron fotográficamente.

La experimentación consistió en observar el funcionamiento de los modelos y modificar su geometría hasta lograr un mínimo de vórtices y de ondas estacionarias. En todos los casos se verificó el funcionamiento del modelo para diferentes gastos.

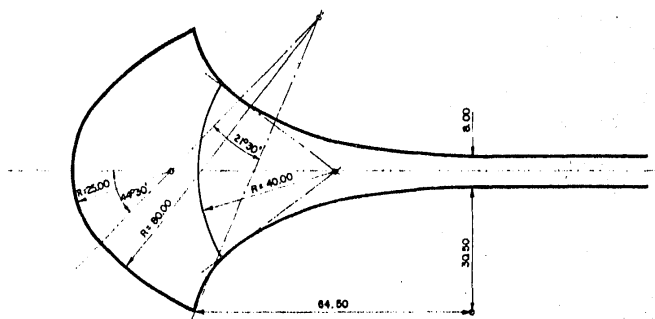
Durante los ensayos con el modelo del vertedor de la Presa Lázaro Cárdenas, se notó que no era conveniente proyectar una transición brusca si todo el escurrimiento era en régimen rápido o supercrítico. En este caso, el escurrimiento en la parte alta del abanico era correcta, pero al final de la transición y en la zona del canal se formaban ondas estacionarias de gran altura. En vista de lo anterior se decidió formar un salto hidráulico al pie de la cresta vertedora con objeto de que en la zona de transición se tuvieran velocidades bajas. La formación del salto hidráulico se consiguió colocando un plano a nivel al pie de la cresta, terminando en una sección de control (cambio de pendiente) con longitud adecuada para que el tirante crítico en esta sección, fuera igual o superior al tirante conjugado necesario para formar el salto al pie de la cresta. Simultáneamente se vió la conveniencia de cambiar la planta de la cresta, trazada según una equipotencial, a un arco parabólico, con el objeto de reducir el ancho del corte de acceso y del revestimiento en el abanico. Por sencillez, posteriormente se substituyó el arco parabólico por uno circular de tres centros.

Después de infinidad de pruebas y modificaciones, se llegó al diseño mostrado en la Fig. III.1.3. y de acuerdo con él se construyó el vertedor de la Presa Lázaro Cárdenas. Este proyecto ha servido de base para los diseños de los demás vertedores en abanico, en lo que se refiere a la forma de la cresta y de la transición.

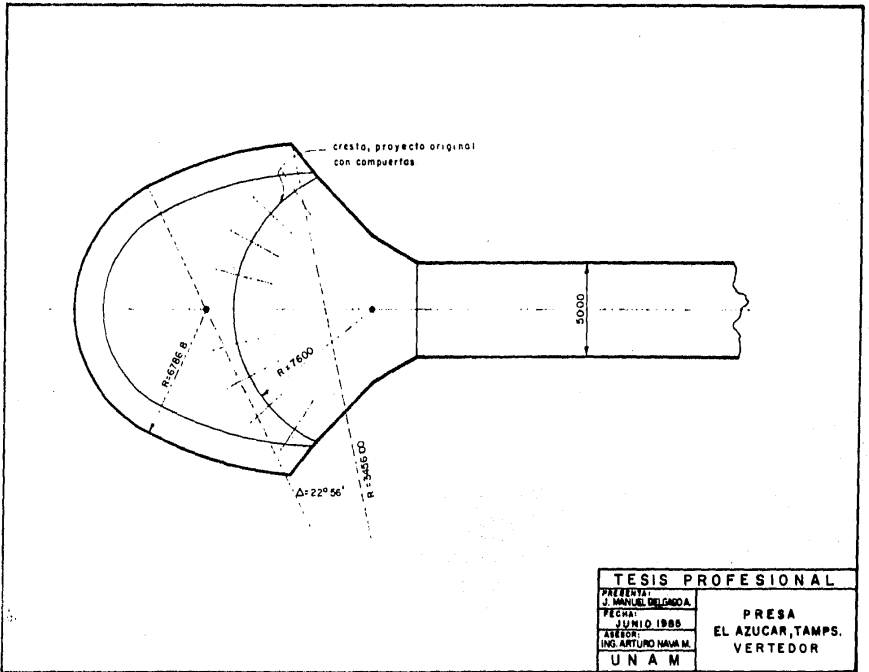
Se anexan esquemas de los modelos hidráulicos que muestran la geometría de las estructuras diseñadas.



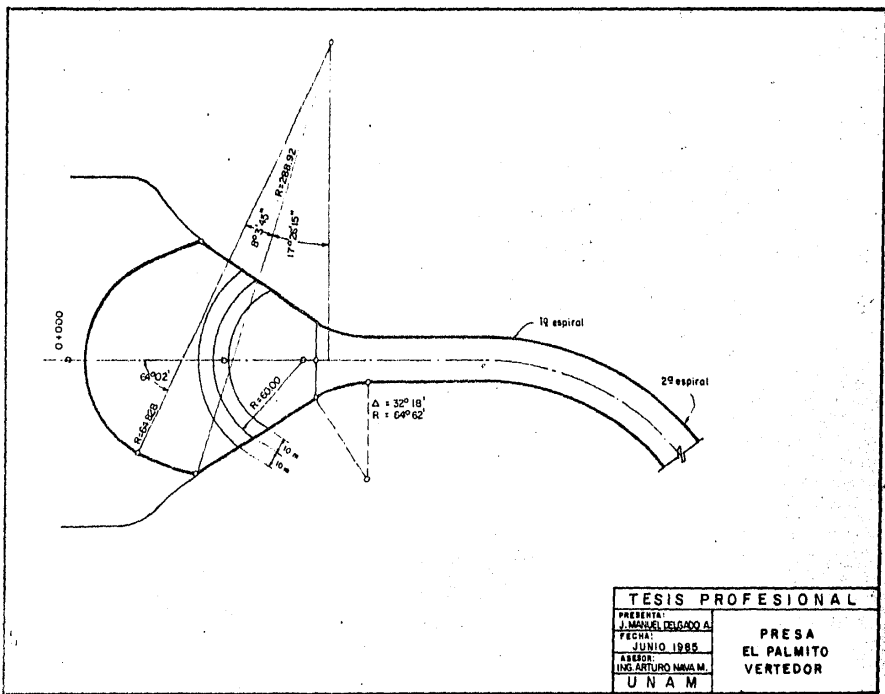
<b>TESIS PROFESIONAL</b>	
PRESENTA:	J. MONTEAL CALZADILLA
FECHA:	JUNIO 1985
ASESOR:	ING. ARTURO NAYAM
<b>UNAM</b>	
PRESA SANALONA, S.N. VERTEDOR	



TESIS PROFESIONAL	
PRESENTA: Y MENTOR: (SIGNADO)	PRESA VALLE DE BRAVO VERTEDOR
FECHA: JUNIO 1985	
ASESOR: INGENIERO NAVAL M	
U. N. A. M	



<b>TESIS PROFESIONAL</b>	
PRESENTA: <b>J. MANUEL DELGADO A.</b>	<b>PRESA          EL AZUCAR, TAMPS.          VERTECTOR</b>
FECHA: <b>JUNIO 1985</b>	
ASEREA: <b>ING. ARTURO NAVA M.</b>	
<b>U N A M</b>	



<b>TESIS PROFESIONAL</b>	
PRESENTE:	
PRESENTE:	J. MANUEL DELGADO A.
FECHA:	JUNIO 1985
ASESOR:	ING. ARTURO MORA M.
U N A M	
<b>PRESA EL PALMITO VERTEDOR</b>	

#### III.1.4. Métodos de Cálculo.

Antes de proponer los métodos de cálculo hidráulico de vertedores en abanico, conviene describir brevemente el método que se siguió para diseñar el vertedor de la Presa Endó, ya que puede ser útil en muchos casos particulares.

El método consiste en aplicar las leyes de semejanza dinámica - para modelos distorsionados. Se toma como un modelo distorsionado del vertedor en proyecto otro vertedor cuyo funcionamiento - sea satisfactorio y se determinan las escalas a partir de las - relaciones siguientes:

$$\text{escala horizontal} = \frac{\text{longitud de cresta del vertedor}}{\text{longitud de cresta del modelo.}}$$

$$\text{Escala vertical} = \frac{\text{carga sobre el vertedor}}{\text{carga sobre el vertedor modelo.}}$$

En estas relaciones se considera como prototipo al vertedor en proyecto cuya longitud de cresta y carga son datos del problema.

Una vez determinadas las escalas, se conocen todos los datos -- geométricos e hidráulicos del vertedor en proyecto. Si la forma que resulte para el prototipo se adapta a las condiciones topográficas del sitio, se puede dar por terminado el diseño del -- vertedor.

En el caso de la Presa Endó, resultó una relación de escala horizontal a vertical del orden de 5; además, para adaptarse a -- las condiciones topográficas del sitio resultaba conveniente -- utilizar solo medio abanico. A pesar de que la relación de escalas es grande, el modelo hidráulico del vertedor de Endó funcionó perfectamente y no fue necesario hacer ninguna modificación. Para el diseño de Endó se usó como modelo el vertedor de la -- Presa Valle de Bravo. Se hace notar que algunos elementos del -- vertedor, tales como el perfil de la cresta vertedora, se dise-



faron independientemente, tales como el perfil de la cresta vertedora, se diseñaron independientemente, sin tomar en cuenta las relaciones de escalas.

Los vertedores de las presas de Sanalona, El Cuarenta, El Bosque y Alvaro Obregón, se diseñaron con el método que se expone a -- continuación:

#### III.1.4.1. Diseño en Planta.

Se supone que el gasto máximo del vertedor y la carga son datos del proyecto; la longitud de cresta se calculó considerando un coeficiente de gasto  $C = 2$  (promedio de muchas observaciones en modelos) con la fórmula  $L = \frac{Q}{C H^{3/2}}$

En planta la cresta debe estar formada por tres arcos de círculo, cuyos radios y ángulos centrales cumplan con las relaciones indicadas en la Fig.III.1.3. (Condiciones de Hiriart). El vertedor se limita lateralmente por curvas compuestas, cuyos radios y ángulos centrales llenen las especificaciones de la Fig. --- III.1.3. En lugar de curvas compuestas pueden trazarse arcos de elipse para limitar el vertedor lateralmente, en este caso - la relación de los ejes de las elipses estará comprendida entre 1.25 y 1.75

#### III.1.4.2. Perfil del Vertedor.

III.1.4.2.1. Cálculo de la elevación del plano a nivel al pie de la cresta.

La elevación de la cresta del vertedor es dato del proyecto. A la cresta puede dársele cualquier perfil que garantice que la lámina de agua no se despegue del paramento; la práctica usual es proyectar un perfil Creager. La altura del cimacio depende de las condiciones topográficas del sitio; si toda la estructura está en excavación conviene hacer un corte de acceso, cuya plantilla quede 2 m. abajo de la cresta del cimacio, y el plano

a nivel, localizado cuando menos 2 a 3 metros más abajo que la cresta. Si la cota del terreno es inferior a la cota de la cresta, no se requiere corte de acceso y conviene fijar el plano a nivel de modo que los muros que limitan el abanico no sobresalgan mucho del terreno natural. Una vez establecida la cota del plano a nivel se procede a determinar los niveles de la superficie del agua como sigue:

Se calcula el tirante al pie de la cresta en régimen rápido y su conjugado. Conocida la elevación de la superficie del agua al pie del cimacio se verifica que la altura de los muros laterales del abanico no sea excesiva y que no se ahogue el vertedor. Como criterio general, desde el punto de vista hidráulico puede tomarse como cota máxima de la superficie del agua, la cota de la cresta más un medio de la carga sobre el vertedor. En caso de que no se llenen las condiciones antes indicadas, se varía la cota del plano a nivel hasta lograrlas.

III.1.4.2.2. Determinación de la sección de control (fin del plano a nivel).

Se determina el ancho de la sección de control considerando que en esta se forma el tirante crítico y que la energía específica más las pérdidas por fricción en el abanico deben ser igual a la energía específica correspondiente al tirante conjugado en régimen subcrítico al pie del cimacio. Las pérdidas de carga en el abanico pueden estimarse en 0.2 de la carga de velocidad en la sección de control (dato experimental).

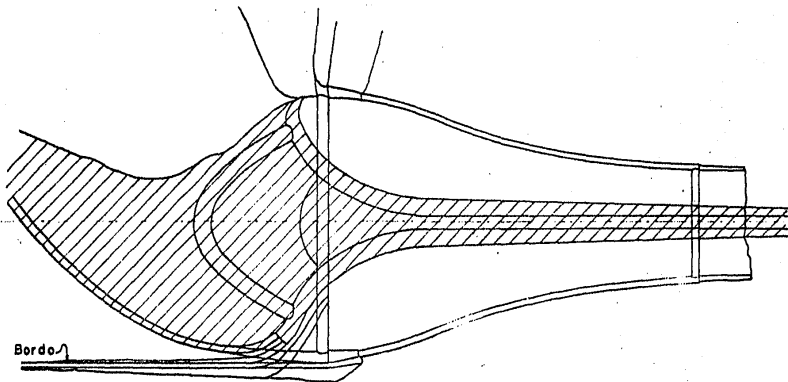
Para la altura de los revestimientos en la zona del abanico conviene considerar un tirante uniforme igual al conjugado en régimen subcrítico al pie del cimacio más un bordo libre de +1.5 m. La traza de la sección de control es conveniente que sea un arco de círculo de ángulo central comprendido entre los valores indicados en la Fig. III.1.3.

### III.1.4.2.3. Cálculo del canal de descarga.

La determinación de los tirantes en el canal de descarga, se hace por los métodos usuales de cálculo de curvas de remanso a -- partir de la sección de control.

Los vertedores diseñados con el método descrito han funcionado -- bien; al verificar su comportamiento hidráulico por medio de modelos no ha sido necesario hacer ninguna modificación importante. Puede considerarse que el método de cálculo propuesto dá resultados tan aproximados, cuando menos, como los obtenidos al calcular un vertedor de canal lateral por el método propuesto por -- Hinds.

En la Fig. III.1.4.2.3., se muestra una comparación entre un vertedor de cresta recta y uno de cresta curva en donde se pone de manifiesto las ventajas que presenta el último desde el punto de vista económico.



**Nota:** La longitud de la cresta y la carga sobre la misma, son iguales en ambos vertederos.

**PRESA EL CUARENTA, Jal.**  
ESQUEMA COMPARATIVO ENTRE  
VERTEDEROS DE CRESTA CURVA Y RECTA

FIG. III.1.4.2.3.

### III.2. METODO PROPUESTO POR LA C.F.E.

#### III.2.1. ASPECTOS GENERALES.

La recomendación más importante en este tipo de vertedores, es el realizar los cálculos suponiendo que el escurrimiento que se presenta es bidimensional, aunque en realidad el escurrimiento sea tridimensional (ref. 3).

Mediante el método de cálculo descrito a continuación, se llegan a obtener buenos resultados en el diseño hidráulico de vertedores de abanico, sin embargo, es recomendable construir un modelo hidráulico en el que se podrá apreciar más eficazmente el comportamiento del prototipo y, de esa manera, hacer las correcciones pertinentes para optimizar su funcionamiento.

#### III.2.2. LONGITUD DE CRESTA, $L_1$ .

Como se conocen el gasto de diseño,  $Q_d$ , la carga real sobre la estructura,  $H_o$  y, por lo tanto, también el coeficiente de descarga,  $C$  (que es función de la relación  $p/H_o$ ), se calcula la longitud de cresta  $L_1$  (ver Fig. III.2.2.) utilizando la fórmula general para vertedores (ref. 3):

$$Q_d = C L_1 H_o^{3/2}$$

por lo tanto,

$$L_1 = \frac{Q_d}{C H_o^{3/2}}$$

donde:

$C$  coeficiente de descarga, en  $m^{1/2}/s$

$H_o$  carga real sobre la cresta, en m.

$L_1$  longitud de cresta, en m.

$Q_d$  gasto de diseño, en  $m^3/s$ .

$p$  profundidad del canal de acceso, en m.

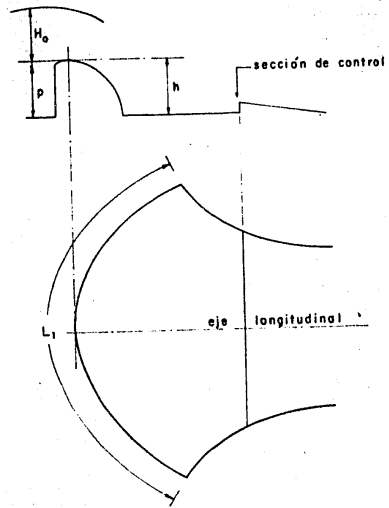


FIG. III.2.2.

### III.2.3. ALTURA DEL CIMACIO, h.

Proponiendo una altura de cimacio, h, se verifica lo siguiente (ref. 3):

- Aplicar el teorema de Bernoulli entre el vaso y una sección al pie del cimacio para un gasto unitario  $q = Q / L_1$  para -- obtener el conjugado menor  $y_1$ . (Ver Fig. III.2.3.).
- Utilizando la fórmula del salto hidráulico para canales rectangulares (se considera que la sección es rectangular) se -- obtiene el conjugado mayor  $y_2$  que corresponde a  $y_1$ , esto es,

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

- Se obtiene la elevación del agua correspondiente a  $y_2$ .
- Calcular la diferencia de elevación del agua en el vaso y la que corresponde a  $y_2$ .
- Comprobar que el nivel del agua después del salto no sobrepase el nivel de la cresta más del 20 % de la carga, es decir:

$$y_2 - h \leq 0.2 H$$

donde 20 % es el porcentaje de ahogamiento.

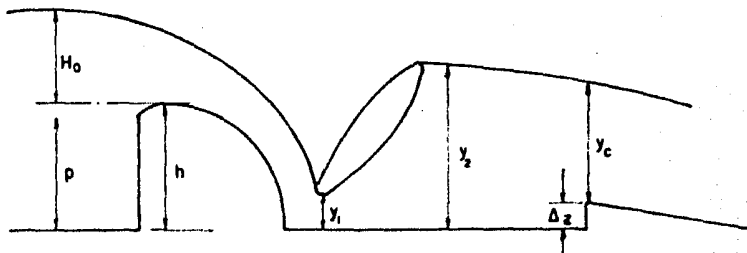


FIG. III.2.3.

f) En caso de que no se cumpla con el paso e) se debe modificar la altura  $h$ , siendo el procedimiento el siguiente:

- I. Suponer una altura  $h$  y un valor  $d_1$ .
- II. Se calcula el valor  $z = H + h - d_1$  y con él, la velocidad  $V_1 = \sqrt{2 g z}$
- III. Con  $q = \frac{Qd}{L_1}$ , calcular  $d_1' = q / V_1$
- IV. Si  $d_1'$  es diferente de  $d_1$  supuesto inicialmente, proponer otro valor de  $d_1$  y volver al paso I.
- V. Si  $d_1'$  es igual al  $d_1$  supuesto, se calcula el conjugado mayor  $d_2$ .
- VI. Si  $d_2$  difiere de la  $h$  supuesta, se aumenta o disminuye la altura  $h$  hasta que se cumple que  $d_2 = h$ .
- VII. Si  $d_2 = h$ , la altura  $h$  se reduce en un 20% y con ello --- queda definida la altura del cimacio definitiva.

#### III.2.4. SECCION DE CONTROL.

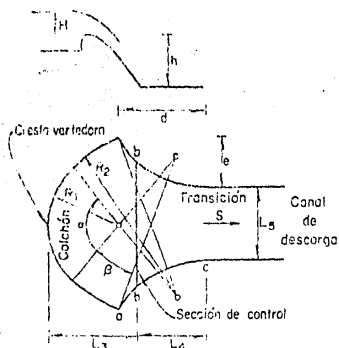
Lo más importante aquí es el definir cual es la longitud  $L_3$  a la que debe ubicarse la sección de control (Fig. III.2.4.a.), ref. 3.

a) Esta longitud  $L_3$ , se calcula de una manera preliminar con la Fig. III.2.4.b., en la cual se entra con la relación  $L_1/H$  y se obtiene un valor  $L_3/L_1$  con el cual queda determinada la dimensión  $L_3$ .

Para la determinación del ancho de la sección de control,  $L_2$ , deben satisfacerse simultáneamente la condición de régimen -- crítico en la sección de control y el teorema de Bernoulli, -- establecido entre una sección después del salto y la sección de control, es decir (ver fig. III.2.3.) :

$$E_2 = E_c$$





- $L_1$  Longitud de cresta, en m
- $R_1$  Radio del arco central de la cresta, en m
- $\alpha$  Angulo total del arco central, en grados
- $R_2$  Radio de los arcos laterales de la cresta, en m
- $\beta$  Angulo de los arcos laterales, en grados
- $L_2$  Ancho de la sección de control b-b, en m
- $L_3$  Distancia de la cresta a la sección de control a lo largo del eje longitudinal, en m
- $L_4$  Distancia de la sección de control al final de la transición, en m
- $L_5$  Ancho del canal de descarga, en m
- $S$  Pendiente inicial de la rápida, en la zona de transición
- $H$  Carga máxima sobre la cresta vertedero, en m
- $h$  Altura del cimacio, en m
- $d$  Longitud de la transición medida sobre el eje del vertedor, en m
- $e$  Ancho de la transición, en m

Presal	$L_1/R_1$	$R_2/L_1$	$\alpha$	$R_2/R_1$	$\beta$	$L_2/L_1$	$L_3/L_1$	$L_4/L_1$	$L_5/L_1$	$S$	$e/H$
A. L. M.	23.7	1/2	70°	0.5	30°	0.87	0.42	0.63	0.10	0.11	
Murizani	53.8	1/2	60°	0.5	30°	0.77	0.85	0.90	0.06	1.23	
Miguel Rip.	65.7	2/3	60°	0.66	27°	0.54	0.48	0.34	0.22	0.06	1.32

FIG. III.2.4.a Vertedor en abanico y geometría

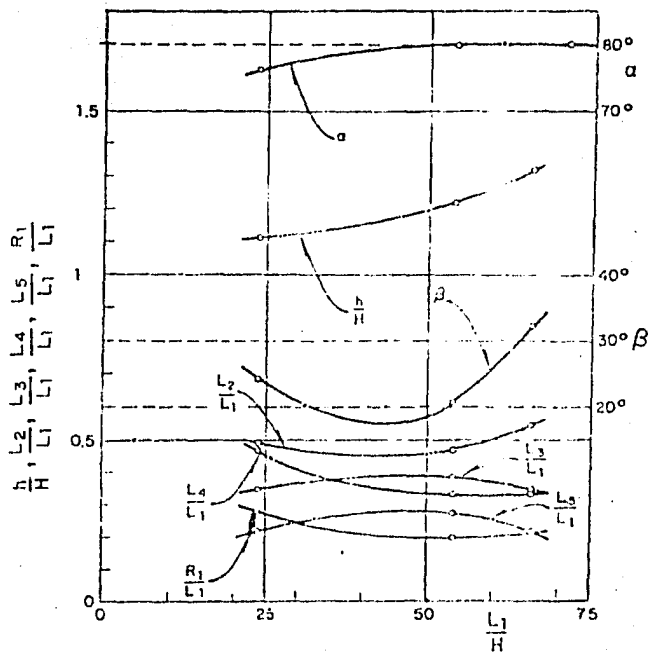


FIG. III.2.4.b. Vertedor en abanico y geometría

$$\text{dónde, } v_2 + \frac{v_2^2}{2g} = Y_c + \frac{v_c^2}{2g}$$

Un procedimiento recomendable, es el que se menciona a continuación:

I. Se conoce  $E_2$ , que es la energía correspondiente al conjugado mayor,  $Y_2$ , donde:

$$E_2 = Y_2 + \frac{v_2^2}{2g}$$

II. Se calcula el tirante crítico,  $Y_c$ , con la ecuación (ref. 7)

$$Y_c = \sqrt[3]{\frac{Qd^2}{g L_2^2}}$$

ya que se considera que la sección es rectangular y además se conoce la longitud  $L_2$  (ref. 3).

III. Se calcula  $E_c$  que corresponde a la energía del tirante crítico,  $Y_c$ , considerando las pérdidas,  $h_f$ , despreciables:

$$E_c = Y_c + \frac{v_c^2}{2g} = Y_c + \frac{Q^2}{L_2^2 Y_c^2} \frac{1}{2g}$$

IV. Se compara  $E_2$  con  $E_c$ , si son iguales, la  $L_2$  encontrada es la correcta, si no, hay que modificar la  $L_2$ .

b) Para un diseño preliminar,  $L_3$  como inicio, se le da un valor entre 3 y 5 metros aguas abajo del punto extremo del arco del cimacio, distancia  $\overline{ab}$  en la figura I.57 (ref. 3), y cumpliendo con las siguientes condiciones:

$$\frac{L_1}{L_3} = 1.32 \text{ a } 1.83 \quad , \quad L_3 \text{ se mide en el dibujo.}$$

$$\frac{L'_T}{L_3} = 0.53 \quad L'_T = L_2 - L_5$$

$L_3 / L_5 = 2.40$  (no debe ser igual a 1, la sección de control no debe ubicarse al principio del canal de descarga, ya que el cimacio es costoso).

$L_2$ , que es el ancho de la sección de control, se calcula al resolver simultáneamente:

$$d_2 + \frac{v_2^2}{2g} = y_c + \frac{v_c^2}{2g} \quad ; \quad \frac{Q^2}{g} = \frac{Ac^3}{Bc}$$

donde:

- Ac    área total de la sección de control, en  $m^2$
- Bc    ancho de la superficie libre en la sección de control, m.
- Q    gasto total, en  $m^3/s$
- $y_c$     tirante en la sección de control, en m.
- $v_c$     velocidad en la sección de control, en m/s.

c) Comprobaciones adicionales.

I. Verificar que se tiene bien ubicada la sección de control. Para ello, se aplica la ecuación de la energía en diferentes secciones de la zona de transición, para comprobar que en el canal de descarga no se tenga otro control a la entrada ya que cambian de ancho (ref. 3).

II. La pendiente de la plantilla en la zona de transición debe ser mayor de 0.05. Esto se hace con el objeto de garantizar que no se forme una sección de control que ahogue el vertedor.

Además, el escurrimiento debe ser supercrítico e ir aumentando el número de Froude. En el caso en que el teorema de Bernoulli no tenga solución al aplicarlo en alguna sección, se deberá a la aparición de una sección de control, por lo que la pendiente que se supuso en un principio, deberá incrementarse.

III. La pendiente del canal de descarga, puede hacerse menos fuerte que la de transición, si las condiciones topográficas lo permiten.

d) Formación del salto hidráulico.

Como no siempre se tiene el gasto de diseño y, como consecuencia de esto, el salto no se presenta al pie del cimacio, presentándose, por el contrario, aguas abajo de él (se barre el salto), se debe colocar en la sección de control un bordo entre 40 y 60 cm. de altura para ayudar a la formación del salto hidráulico. Sin embargo, debe revisarse que para el gasto de diseño,  $Q_d$ , no se vaya a ahogar el salto para la altura -- del escalón elegida.(ref. 3).

### III.2.5. GEOMETRIA EN PLANTA DE LA CRESTA VERTEEDORA Y DE LA TRANSICION.

Para poder determinar dimensiones preliminares puede usarse la figura 1.58 de la ref. 3. Entrando con la relación  $L_1/H$  se obtienen las dimensiones  $R_1$ ,  $L_2$ ,  $L_3$ ,  $L_4$ ,  $L_5$ ,  $h$ ,  $\alpha$  y  $\beta$ . (ver fig. 1.57 ref. 3).

Acerca de algunas de ellas, ya se mencionaron algunas características que deben cumplir, quedando por definir algunos detalles de otras, como:

$$R_2 = \frac{28.648L_1 - 0.5R_1}{\beta} ; \alpha \text{ y } \beta \text{ en grados.}$$

En cualquiera de los casos se tiene que cumplir:

a) Comprobación de las condiciones de Hiriart.

$$1.0 < \frac{\alpha}{2\beta} < 2.5$$

$$2.5 < \frac{R_2}{R_1} < 5.0$$

$$1.25 < \frac{d}{e} < 1.75$$

La primer condición, obtenida con los valores de  $\alpha$  y  $\beta$  calculados mediante la figura 1.58 ref. 3, siempre se cumple.

La segunda condición,  $R_2/R_1$ , presenta lo siguiente:

Si no se cumple, se supone una relación  $R_1/L_1$ , se calcula  $R_1$  a partir de ella y con este valor se vuelve a calcular  $R_2$ , teniendo que verificar que se cumpla la condición  $R_2/R_1$  en el rango señalado. Si no es así, se vuelve a repetir hasta lograr lo indicado.

Se calculan  $d$  y  $e$  con las siguientes ecuaciones:

$$d = L_3 + L_4 - R_2 \frac{\sin \beta}{\cos \left( \frac{\beta}{2} \right)} \left[ \sin \frac{\alpha}{2} \left( \cos \frac{\beta}{2} \right) + \cos \frac{\alpha}{2} \left( \sin \frac{\beta}{2} \right) \right] - R_1 \left( 1 - \cos \frac{\alpha}{2} \right)$$

$$e = R_2 \frac{\sin \beta}{\cos \frac{\beta}{2}} \left[ \cos \frac{\alpha}{2} \left( \cos \frac{\beta}{2} \right) - \sin \frac{\alpha}{2} \left( \sin \frac{\beta}{2} \right) \right] + R_1 \sin \frac{\alpha}{2} + \frac{L_5}{2}$$

Si no se cumple que d y e estén dentro del rango establecido, se modifican  $L_4$  y  $L_5$  hasta que se cumpla con ello.

b) Planta de la transición.

Se utiliza la ecuación de la elipse con centro en el origen

$$\frac{x^2}{d^2} + \frac{y^2}{e^2} = 1 \quad \therefore x = \frac{d}{e} \sqrt{e^2 - y^2}$$

c) Localización de la sección de control.

Se ubica en planta  $L_3$  sobre el eje del vertedor y se observa lo siguiente:

c.1.) La  $L_2$  medida se ajusta a la  $L_2$  calculada (ver pasos anteriores), por lo tanto el diseño es correcto.

c.2.) La longitud  $L_2$  medida no se ajusta con la  $L_2$  calculada, respetando la relación  $\frac{d}{e}$  calculada, se ubica el valor de  $L_2$  calculado y a partir de él se miden  $L_3$  y  $L_4$ .

### III.2.6. RECOMENDACIONES.

a) Pendientes de las plantillas de transición y canal de descarga.

Transición: de 0.05 a 0.06

Descarga: de 0.03 a 0.04

b) Longitud del canal de descarga.

Depende de las características topográficas y geológicas del lugar.

c) Talud en la transición y el canal de descarga.

Varían entre 0.5:1 y 1:1 (depende de la geología). Se recomienda que se tenga el mismo talud en las secciones transversales del canal de descarga y de la transición.

d) Altura de revestimiento.

Se calculan los tirantes y con el valor de éstos para el gasto de diseño,  $Q_d$ , se agrega un bordo libre entre 1.0 y 1.5 m.

e) Canal de acceso

Si existe  $p$  debe variar entre 2.0 y 2.5 m., ya que profundidades mayores provocan excavaciones más costosas.



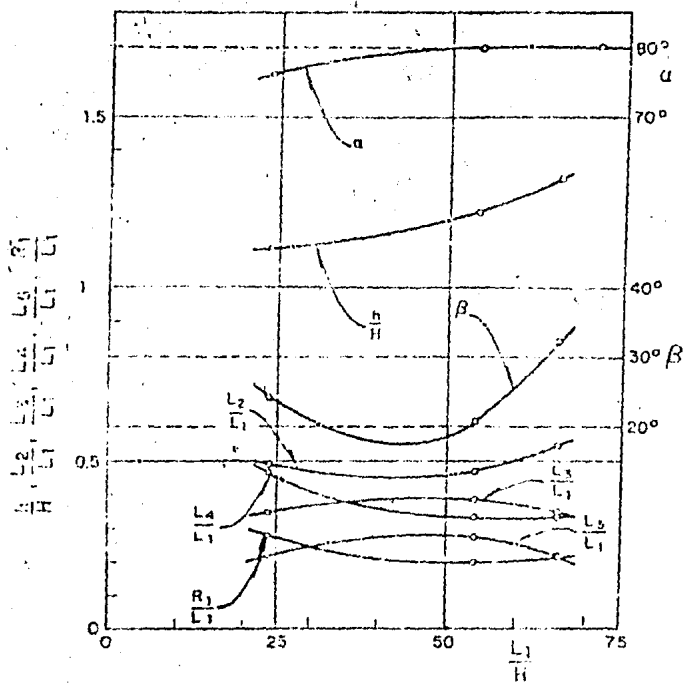
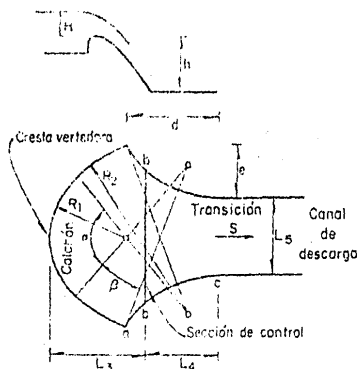


FIG. 1.58 Vertedor en abanico y geometría



- $L_1$  Longitud de cresta, en m
- $R_1$  Radio del arco central de la cresta, en m
- $\alpha$  Angulo total del arco central, en grados
- $R_2$  Radio de los arcos laterales de la cresta, en m
- $\beta$  Angulo de los arcos laterales, en grados
- $L_2$  Ancho de la sección de control b-b, en m
- $L_3$  Distancia de la cresta a la sección de control a lo largo del eje longitudinal, en m
- $L_4$  Distancia de la sección de control al final de la transición, en m
- $L_5$  Ancho del canal de descarga, en m
- $S$  Pendiente inicial de la rápida, en la zona de transición
- $H$  Carga máxima sobre la cresta vertedera, en m
- $h$  Altura del cimacio, en m
- $d$  Longitud de la transición medida sobre el eje del vertedor, en m
- $e$  Ancho de la transición, en m

Presa	$L_1/h$	$R_1/h$	$\alpha$	$R_2/L_1$	$d$	$L_2/L_1$	$L_3/L_1$	$L_4/L_1$	$L_5/L_1$	$S$	$h/H$
A. L. M.	22.7	273	76°	70.4	24°	0.07	0.37	0.65	0.219	0.10	1.11
Dic. Azari	53.6	157	60°	252	20° 30'	0.97	0.05	0.36	0.273	0.03	1.27
Miguel Negro	65.8	218	80°	560	32° 30'	0.54	0.318	0.334	0.223	0.66	1.37

FIG. I.57 Vertedor en abanico y geometría

### III.3. METODO DE LA D.A.P.

#### III.3.1. RESUMEN.

Se analizan investigaciones realizadas para establecer cuestiones fundamentales respecto a las practicadas sobre vertedores mexicanos (de abanico). - Se buscó precisar en el diseño de ellos una forma práctica y sencilla para calcular los tirantes y la manera expédita para el trazado geométrico. Con ese objeto, se construyó un vertedor a escala, en el cual se observó el funcionamiento hidráulico, llegándose a conclusiones que los autores señalan - explícitamente con las ecuaciones y tablas correspondientes (ref. 2).

#### III.3.2. INTRODUCCION.

En el Laboratorio de Modelos Hidráulicos, del Grupo Hidráulico Nacional de Cuba (D.A.P.), los ingenieros Evio Alegret y Alberto Porto, realizaron investigaciones sobre vertedores conocidos como del tipo "mexicano", para precisar dos cuestiones fundamentales en el diseño de estos:

10. Determinación de los tirantes de circulación por los métodos de cálculo normales; y
20. Si se pueden interpolar los valores en las tablas propuestas por los investigadores mexicanos.

Respecto a lo primero, si se supone el tirante crítico en la sección de control, se observa que para tener un buen resultado con los métodos numéricos, es necesaria la pendiente de transición de alrededor del 10% ó mayor.

Al construir el modelo y ponerle distintas pendientes, se vió que las que tenían entre 5 y 10%, el tirante de circulación, en la "sección de control", era siempre mayor que el tirante crítico de cálculo. Este fenómeno aclaró la razón por lo cual los métodos de cálculo de curvas superficiales no daban resultados.

Visto en el sentido hidráulico, el funcionamiento de estos vertedores es inmejorable cuando la pendiente de la transición está entre el 5% y el 6%. Si la pendiente es menor que dicho mínimo por ciento, el vertedor no es capaz -

de evacuar el gasto de cálculo producto del ahogo. Por esto, no resulta recomendable que la transición tenga una pendiente inferior al 5%. Cuando las condiciones topográficas exijan una pendiente de la transición mayor al 6%, hay que ponerle rugosidades aconsejables para estos casos. Así, podrán evitarse las olas cruzadas estacionarias que, inexorablemente, se forman cuando la transición sobrepasa el 6% de la pendiente (ref. 2). Ver Fig. III.3.2.

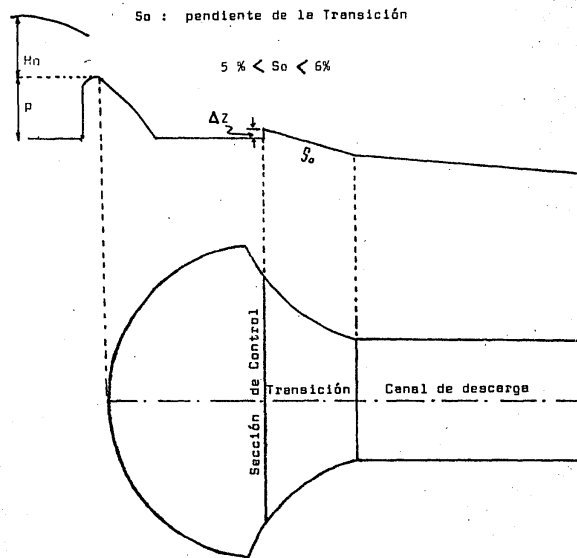


FIG. III.3.2.

### III.3.3. INVESTIGACIONES.

El propósito de resolver dos incógnitas fundamentales en el diseño de estos vertedores, planteó lo siguiente:

- 1) Dar una forma práctica y sencilla al cálculo de los tirantes;
- 2) Buscar una manera adecuada para el diseño geométrico.

Se construyó un vertedor para  $223 \text{ m}^3/\text{s}$ , a una escala 1:30, a fin de observar el funcionamiento hidráulico, los tirantes y la curva de capacidad de servicio.

Posteriormente, se procedió a realizar el cálculo con los datos obtenidos en este modelo, variándose la escala. Como este representaba un prototipo a escala 1:35, 1:40, ..., 1:100, ..., etc., se obtuvo un grupo de vertedores, con sus correspondientes tirantes y sus dimensiones geométricas.

### III.3.4. EJEMPLO.

El prototipo logrado era capaz de evacuar  $223 \text{ m}^3/\text{s}$ , a escala 1:30, al suponerse que la escala era 1:50, representando un modelo para  $800 \text{ m}^3/\text{s}$ . Así pudo observarse que todas las dimensiones transformadas al prototipo que se multiplicaban por la escala lineal, eran proporcionales. Esto indicó que todas las dimensiones geométricas de un vertedor, para un gasto estimado  $Q_x$ , tienen que ser proporcionales a la de otro, de gasto  $Q_y$ . Al surgir ésta conclusión, se generalizaron todas las investigaciones. Fueron divididas las dimensiones geométricas y los tirantes por la carga  $H_0$  (de cálculo) sobre el cimacio de un vertedor diseñado para un gasto dado. Se obtuvieron tablas universales, que al aplicarse a otro vertedor darían los mismos resultados, como consecuencia de la proporcionalidad antes mencionada.

De esta forma, sólo es necesaria una ecuación que relacione el gasto de cálculo con la carga sobre el cimacio. Esta ecuación fué determinada con los datos del laboratorio y se realizó el trabajo por medio de los mínimos cuadrados, obteniéndose:

Ecuación 1 para muros verticales

$$H_0 = 0.1414 Q^{2/5}$$

Ecuación 2 para muros inclinados, (m=1.5).

$$H_0 = 0.1384 Q^{2/5}$$

Además, matemáticamente, puede llegarse a esta misma ecuación partiendo de la fórmula de vertedores

$$H_0 = \left( \frac{Q}{m \cdot 2g \cdot L_v} \right)^{2/3}$$
$$C = m \sqrt{2g}$$

Por lo dicho anteriormente,

$$L_v = K_1 H_0$$

Sustituyendo,

$$H_0 = \left( \frac{Q}{C K_1 H_0} \right)^{2/3}$$
$$H_0^{5/3} = \left( \frac{1}{C K_1} \right)^{2/3} Q^{2/3}$$
$$H_0 = \left( \frac{1}{M K_1} \right)^{2/5} Q^{2/5}$$

Si

$$K = \left( \frac{1}{M K_1} \right)^{2/5}$$
$$H_0 = K Q^{2/5}$$

Obsérvese que si:  $K_1 = 65.07936$  y  $M = 1.93$ , entonces,  $K = 0.1414$  que es el valor de  $K$  para los vertedores mexicanos ("de abanico") de paredes verticales, determinado por los mínimos cuadrados.

### III.3.5. LIMITACIONES.

Como las investigaciones fueron realizadas en un solo modelo, construido -- con material de rugosidad dada, y la escala de rugosidades no es lineal, a medida que el gasto va aumentando, esta rugosidad comienza a jugar su papel, o sea, a medida que el gasto aumenta comienza a acentuarse el porcentaje de error en los tirantes, aunque es bueno destacar que de este modo se está -- del lado de la seguridad; no obstante, no se cree conveniente usar esta fórmula de cálculo para valores de  $1,500 \text{ m}^3/\text{s}$ .

En las tablas se ponen pendientes únicas de la transición y la rápida. En -- caso que la rápida tenga pendiente distinta, los tirantes deben ser calculados por los métodos conocidos. Debido a la experiencia sobre el diseño de -- vertedores de abanico, tanto por las tablas como adaptados, es factible señalar que un alto porcentaje de éstos últimos trabajan en inferiores condiciones a los delineados por las tablas. Además, por lo general, están en -- desventaja económica respecto a los otros, pues, al adaptarlos a un gasto -- mayor o menor, dejan de cumplir con su postulado fundamental, en el sentido de que el cimacio ya no puede ser de altura mínima.

Las tablas y su forma de uso son las siguientes:

III.3.5.1. Para estudiar los vertedores mexicanos, fueron divididos en cuatro grupos, según la inclinación de los muros y las pendientes -- del fondo:

- 10) Muros verticales y pendientes menores del 6 %.
- 20) Muros verticales y pendientes mayores del 6 %.
- 30) Muros con  $\gamma = 1.5$  y pendientes menores del 6 %.
- 40) Muros con  $\eta = 1.5$  y pendientes mayores del 6 %.



III.3.5.1.1. Para la determinación de las dimensiones y tirantes del primer grupo se consulta el siguiente procedimiento:

- 1) Conociendo el gasto de cálculo, éntrese en la ecuación No. 1 y determínese  $H_0$ .
- 2) Multiplíquese los valores de la tabla III.3.5.1.1. (menos los  $\infty$ ) por la  $H_0$  hallada y se tendrán las dimensiones del aliviadero para evacuar el gasto con el cual se determinó  $H_0$ .
- 3) Multiplíquense todos los valores de la tabla III.3.5.1.5. por  $H_0$  y se obtendrán los tirantes a lo largo del vertedor.

III.3.5.1.2. Para la determinación de las dimensiones y tirantes del segundo grupo:

- 1) Conociendo el gasto de cálculo, éntrese en la ecuación No. 1 y determínese  $H_0$ .
- 2) Multiplíquense los valores de la tabla III.3.5.1.2. (menos los  $\infty$ ) por  $H_0$ , y se tendrán las dimensiones del vertedor.
- 3) Multiplíquense todos los valores de la tabla III.3.5.1.6. por  $H_0$  y se obtendrán los tirantes del vertedor.

III.3.5.1.3. Para la determinación de las dimensiones y tirantes del tercer grupo:

- 1) Conociéndose el gasto de cálculo, éntrese en la ecuación No. 2 y determínese  $H_0$ .
- 2) Multiplíquense todos los valores de la tabla III.3.5.1.3. (menos los  $\infty$ ) por  $H_0$ , y se tendrán las dimensiones del vertedor.
- 3) Multiplíquense todos los valores de la tabla III.3.5.1.7. y se obtendrán los tirantes.

III.3.5.1.4. Para la determinación de dimensiones y tirantes del cuarto grupo:

- 1) Conociendo el gasto de cálculo, éntrese en la ecuación No. 2 y determínese  $H_o$ .
- 2) Multiplíquense los valores de la tabla III.3.5.1.4. por  $H_o$  (menos los  $\alpha$ ), y se tendrán las dimensiones del vertedor.
- 3) Multiplíquense todos los valores de la tabla III.3.5.1.8. por  $H_o$  y se tendrán los tirantes del vertedor a la distancia que ocurren.

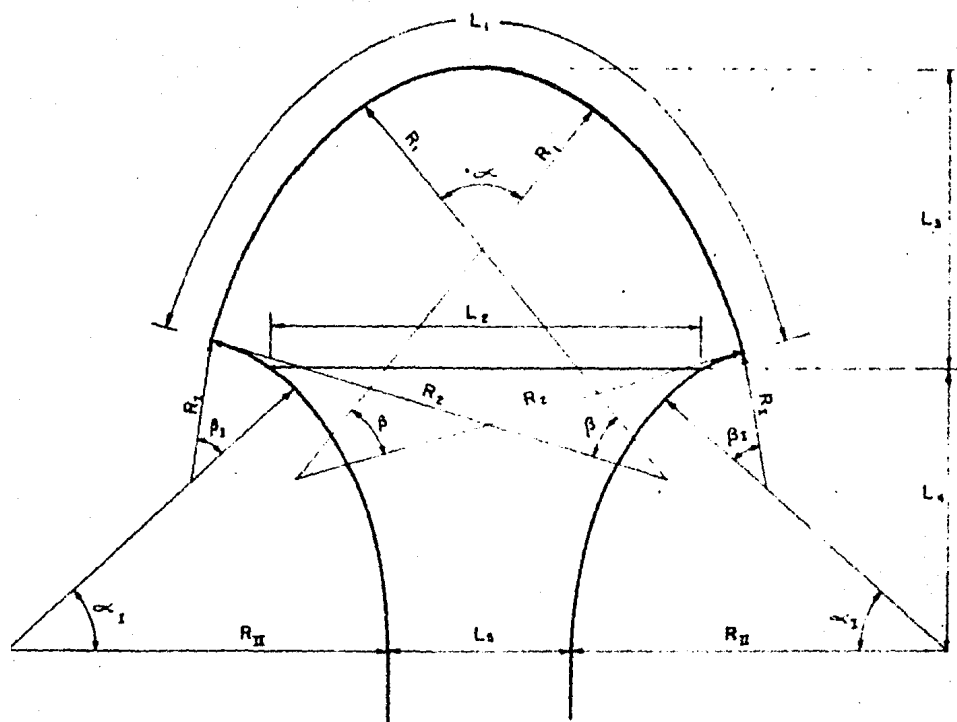
Ecuación No. 1 (válida para  $Q \leq 1,500 \text{ m}^3/\text{s}$ )

$$H_o = 0.1414 Q^{2/5}$$

Ecuación No. 2 (válida para  $Q \leq 1,500 \text{ m}^3/\text{s}$ )

$$H_o = 0.1384 Q^{2/5}$$

La fig. III.3.5., muestra la nomenclatura utilizada.



NOMENCLATURA UTILIZADA EN EL ABANICO

FIG. III.3.5.

$L_1$	b	p	$R_1$	$R_2$	$L_3$	$L_2$	$L_4$	
65.07936	73.80952	1.20634	14.07698	37.54523	23.18968	35.68015	22.28015	
$R_I$	$R_{II}$	$L_5$	$L_6$	$\Delta Z$	$\alpha$	$\beta$	$\alpha_I$	$\beta_I$
10.41011	29.69444	14.84126	10.71	0.11900	80°00'	34°45'	38°00'	42°30'

TABLA III.3.5.1.1.

$L_1$	b	p	$R_1$	$R_2$	$L_3$	$L_2$	$L_4$	
65.07936	73.80952	1.20634	14.07698	37.54523	23.18968	35.68015	22.28015	
$R_I$	$R_{II}$	$L_5$	$L_6$	$\Delta Z$	$\alpha$	$\beta$	$\alpha_I$	$\beta_I$
10.41011	29.69444	14.84126	2.3800	0.11900	80°00'	34°45'	38°00'	42°00'

TABLA III.3.5.1.2.

$L_1$	b	p	$R_1$	$R_2$	$L_3$	$L_2$	$L_4$	
68.69841	73.80952	1.20634	14.07698	37.54523	23.18968	35.68015	22.28015	
$R_I$	$R_{II}$	$L_5$	$L_6$	$\Delta Z$	$\alpha$	$\beta$	$\alpha_I$	$\beta_I$
13.30634	29.69444	14.84126	10.71	0.119	80°00'	37°13'42"	30°00'	42°30'

TABLA III.3.5.1.3.

$L_1$	b	p	$R_1$	$R_2$	$L_3$	$L_2$	$L_4$	
68.69841	73.80952	1.20634	14.07698	37.54523	23.18968	35.68015	22.28015	
$R_I$	$R_{II}$	$L_5$	$L_6$	$\Delta Z$	$\alpha$	$\beta$	$\alpha_I$	$\beta_I$
13.30634	29.69444	14.84126	10.71	0.119	80°00'	37°13'42"	30°00'	42°30'

TABLA III.3.5.1.4.

Para obtener los valores, multiplíquese por Ho.

So = 5%

Distancia tomada desde la cresta del cimacio.	0.00 4.76 9.52 14.28 19.04 23.79 28.57 33.33 38.09 42.85 47.61 52.37 57.13 61.89 66.65 71.41 76.17 80.93 85.69 90.45
Tirantes por el eje.	- 1.95 2.02 1.99 1.90 1.83 1.92 1.97 2.02 2.07 2.07 2.04 1.97 1.97 1.90 1.80 1.61 1.40 1.26 1.21 1.28 1.19 1.11 1.04 1.04 1.02
Tirantes por la mitad entre el eje y la margen derecha.	- - - - - 1.06 1.90 2.02 1.99 1.95 2.04 2.02 1.99 1.97 1.97 1.90 1.78 1.52 1.40 1.33 1.21 1.16 1.14 1.11 1.11 1.09 1.04 1.04 1.02
Tirantes por la margen derecha.	- - - - - 1.88 1.90 2.02 1.99 2.09 2.07 1.99 1.97 1.97 1.90 1.73 1.57 1.47 1.42 1.33 1.28 1.21 1.19 1.19 1.16 1.14 1.11

TABLA III.3.5.1.5.

Para obtener los valores, multiplíquese por Ho.

So = 6%

Distancia tomada desde la cresta del cimacio.	0.00 4.76 9.52 14.28 19.04 23.79 28.57 33.33 38.09 42.85 47.61 52.37 57.13 61.89 66.65 71.41 76.17 80.93 85.69 90.45
Tirantes por el eje.	- 1.76 1.90 1.83 1.78 1.70 1.69 1.59 1.57 1.66 1.66 1.66 1.66 1.54 1.52 1.47 1.35 1.35 1.14 1.11 1.14 1.09 1.16 1.09 0.99 0.95 0.95 0.95
Tirantes por la mitad entre el eje y la margen derecha.	- - - - - 1.47 1.45 1.54 1.54 1.66 1.64 1.59 1.59 1.66 1.64 1.64 1.54 1.47 1.23 1.26 1.11 1.09 1.09 0.97 0.95 0.95 0.95 0.95 0.95 0.95 0.95 0.95
Tirantes por la margen derecha.	- - - - - 1.04 1.07 1.54 1.61 1.66 1.64 1.59 1.54 1.42 1.38 1.23 1.39 1.16 1.16 1.04 1.03 1.03 1.11 1.11 1.07 1.07 1.07 1.07 1.07 1.03

TABLA III.3.5.1.6.

Para obtener los valores, multiplíquese por Ho.

So = 5%

Distancia tomada desde la cresta del cimacio.	0.00 4.76 9.52 14.28 19.04 23.19 25.57 27.95 30.33 32.71 35.09 37.47 39.85 42.23 44.61 47.00 49.38 51.76 54.14 56.52 58.90 61.28 63.66 66.04 68.42 70.80 73.19 75.57 77.95 80.33 82.71 85.09 87.47 89.85 92.23
Tirantes por el eje.	- 1.95 2.02 1.99 1.90 1.83 1.92 1.97 2.02 2.07 2.07 2.04 1.97 1.90 1.80 1.61 1.52 1.40 1.38 1.26 1.33 1.21 1.28 1.16 1.28 1.14 1.11 1.11 1.09 1.04 1.04 1.02
Tirantes por la mitad entre el eje y la márgen derecha.	- - - - 1.06 1.90 1.99 1.95 2.04 2.07 2.02 1.99 1.97 1.90 1.73 1.64 1.52 1.40 1.28 1.33 1.21 1.28 1.16 1.21 1.14 1.11 1.11 1.09 1.16 1.04 1.04 1.02
Tirantes por la márgen derecha.	- - - - 1.88 1.90 1.99 1.99 2.09 2.07 1.99 1.99 1.54 1.73 1.64 1.57 1.47 1.42 1.33 1.33 1.28 1.28 1.19 1.19 1.16 1.16 1.11 1.16 1.14 1.11

TABLA III.3.5.1.5.

Para obtener los valores, multiplíquese por Ho.

So = 6%

Distancia tomada desde la cresta del cimacio.	0.00 4.76 9.52 11.23 19.04 23.19 25.57 27.95 30.33 32.71 35.09 37.47 39.85 42.23 44.61 47.00 49.38 51.76 54.14 56.52 58.90 61.28 63.66 66.04 68.42 70.80 73.19 75.57 77.95 80.33 82.71 85.09 87.47 89.85 92.23
Tirantes por el eje.	1.76 1.90 1.83 1.78 1.30 1.49 1.59 1.57 1.66 1.66 1.66 1.66 1.66 1.54 1.42 1.52 1.82 1.35 1.14 1.11 1.11 1.14 1.09 1.14 1.09 1.09 1.16 1.16 0.99 0.99 0.95 0.95 0.95
Tirantes por la mitad entre el eje y la márgen derecha.	- - - - 1.47 1.45 1.54 1.54 1.66 1.64 1.64 1.59 1.66 1.66 1.64 1.54 1.47 1.23 1.26 1.11 1.09 1.04 0.97 0.95 0.95 0.95 0.95 0.95 0.95 0.95 0.95 0.95 0.95 0.95 0.95 0.95 0.95 0.95 0.95 0.95
Tirantes por la márgen derecha.	- - - - 1.04 1.47 1.54 1.61 1.66 1.64 1.64 1.59 1.54 1.54 1.42 1.38 1.23 1.16 1.16 1.16 1.04 1.04 1.04 1.04 1.11 1.11 1.11 1.11 1.11 1.11 1.11 1.11 1.07 1.07 1.07 1.07 1.07 1.07 1.07 1.07 1.07

TABLA III.3.5.1.6.

Para obtener los valores, multiplíquese por Ho.

So = 8%

Distancia tomada desde la cresta del cimacio.	0.00	4.76	9.52	14.28	19.04	23.79	28.57	33.33	38.09	42.85	47.61	52.38	57.14	61.90	66.66	71.42	76.19	80.95	85.71	90.47
Tirantes por el eje.	1.66	1.85	1.80	1.75	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.35	1.30	1.25	1.20	1.15	1.10	1.05	1.00	0.95
Tirantes por la mitad entre el eje y la márgen derecha.	-	-	-	-	1.54	1.40	1.49	1.54	1.59	1.66	1.78	1.80	1.76	1.71	1.66	1.61	1.56	1.51	1.46	1.41
Tirantes por la márgen derecha.	-	-	-	-	1.42	1.49	1.54	1.54	1.59	1.59	1.71	1.66	1.61	1.57	1.49	1.26	1.23	1.19	1.14	1.09

TABLA III.3.5.1.6.

Para obtener los valores, multiplíquese por Ho.

So. = 10%

Distancia tomada desde la cresta del cimacio.	0.06	4.76	9.52	14.28	19.04	23.79	28.57	33.33	38.09	42.85	47.61	52.38	57.14	61.90	66.66	71.42	76.19	80.95	85.71	90.47
Tirantes por el eje.	1.66	1.85	1.78	1.74	1.70	1.66	1.62	1.58	1.54	1.50	1.46	1.42	1.38	1.34	1.30	1.26	1.22	1.18	1.14	1.10
Tirantes por la mitad entre el eje y la márgen derecha.	-	-	-	-	1.49	1.33	1.35	1.45	1.49	1.52	1.61	1.71	1.73	1.66	1.49	1.19	1.07	1.02	0.95	0.88
Tirantes por la márgen derecha.	-	-	-	-	1.42	1.54	1.49	1.42	1.41	1.49	1.41	1.28	1.28	1.28	1.19	1.09	1.07	1.02	0.95	0.90

TABLA IIII.3.5.1.6.

Para obtener los valores, multiplíquese por Ho.

So = 5%

Distancia tomada desde la cresta del cimacio.	0.00 4.57 9.52 14.28 19.04 23.18 25.556 27.947 30.328 32.709 35.090 37.471 39.852 42.233 44.614 49.376 54.138 58.899 63.661 68.423 73.185 77.947 82.094 87.471 92.233
Tirantes tomados por el eje.	- 1.95 2.02 1.99 1.90 1.88 1.90 1.95 1.95 1.99 1.97 1.97 1.95 1.90 1.80 1.64 1.47 1.64 1.45 1.28 1.19 1.23 1.33 1.09 1.30 1.19 1.11 1.04
Tirantes por la margen derecha.	- - - - 1.85 1.80 1.80 1.85 1.85 1.85 1.80 1.73 1.64 1.47 1.40 1.45 1.26 1.16 1.09 1.07 1.07 1.07 1.07

TABLA III.3.5.1.7.

Para obtener los valores, multiplíquese por Ho.

So = 6%

Distancia tomada desde la cresta del cimacio.	0.00 4.75 9.52 14.28 19.05 23.185 25.566 27.947 30.328 32.709 35.090 37.471 39.852 42.233 44.614 49.376 54.138 58.899 63.661 68.423 73.185 77.947 82.094 87.471 92.233
Tirantes tomados por el eje.	- 1.59 1.78 1.73 1.64 1.40 1.38 1.42 1.61 1.76 1.78 1.66 1.61 1.61 1.61 1.57 1.47 1.30 1.14 1.04 0.97 0.95 1.07 1.07 1.07 1.02
Tirantes por la margen derecha.	- - - - 1.30 1.23 1.38 1.47 1.42 1.47 1.49 1.49 1.42 1.40 1.26 1.19 1.21 1.16 1.11 1.04 0.97 0.95 1.07 0.88 0.85

TABLA III.3.5.1.7.



Para obtener los valores, multiplíquese por Ho.

So = 8%

Distancia tomada desde la cresta del cimacio.	0.00 4.75 9.52 14.28 19.05 23.85 25.566 27.947 30.328 32.709 35.090 37.471 39.852 42.233 44.614 49.376 54.138 58.899 63.661 68.423 73.185 77.947 82.094 87.471 92.233
Tirantes por el eje.	1.71 1.92 1.90 1.85 1.54 1.49 1.52 1.61 1.71 1.78 1.80 1.83 1.76 1.64 1.38 1.30 1.11 1.07 0.95 0.88 0.88 0.95 0.99 0.99
Tirantes por la mitad entre el eje y la margen derecha.	- - - - 1.59 1.54 1.59 1.61 1.64 1.72 1.78 1.71 1.64 1.52 1.35 1.28 1.09 1.04 1.02 1.04 0.95 0.88 0.90 0.90 0.90 0.92
Tirantes por la margen derecha.	- - - - 1.59 1.42 1.49 1.59 1.54 1.54 1.54 1.52 1.38 1.19 1.16 1.09 1.07 1.04 1.02 1.02 0.97 0.95 0.95 0.83 0.83 0.83

TABLA III.3.5.1.8.

Para obtener los valores, multiplíquese por Ho.

So = 10%

Distancia tomada desde la cresta del cimacio.	0.00 4.75 9.52 14.28 19.05 23.85 25.566 27.947 30.328 32.709 35.090 37.471 39.895 42.233 44.614 49.376 54.138 58.899 63.661 68.423 73.185 77.947 82.094 87.471 92.233
Tirantes por el eje.	1.64 1.85 1.88 1.78 1.52 1.59 1.35 1.40 1.52 1.61 1.66 1.71 1.66 1.56 1.57 1.38 1.37 1.19 1.09 1.00 0.83 0.76 0.73 0.76 0.83 0.83 0.95
Tirantes por la mitad entre el eje y la margen derecha.	- - - - 1.54 1.42 1.42 1.49 1.42 1.52 1.61 1.61 1.66 1.64 1.49 1.26 1.26 1.16 1.02 0.90 0.88 0.88 0.88 0.76 0.73 0.76 0.83 0.83 0.80 0.80
Tirantes por la margen derecha.	- - - - 1.49 1.30 1.26 1.30 1.42 1.49 1.49 1.42 1.35 1.35 1.23 1.07 1.07 1.09 1.04 1.02 1.02 0.96 0.83 0.83 0.80 0.80 0.80 0.75

TABLA III.3.5.1.8.

#### IV. DISEÑO DEL MODELO

#### IV.1. CONSIDERACIONES.

Al iniciarse los trabajos, se pensó en utilizar como prototipo para la construcción del modelo a la Presa Adolfo Ruiz Cortínez (Mocúzari), ubicada en el Edo. de Sonora, cuyo vertedor es de abanico. Sus características se mencionan a continuación.

##### VERTEDOR.

Descripción: Del tipo de abanico, cresta libre curva en planta y cimacio Creager, convergiendo a un canal de descarga que conduce las aguas al cauce del río Mayo. En los extremos del cimacio se construyeron muros de retención siguiendo en ambos lados diques de materiales graduados que cierran el resto del puerto.

Longitud de cresta: 330 m.

Canal de descarga: Con su eje en curva, de 90 m. de ancho de -- plantilla, taludes de 1:1 y 970 m. de longitud, de los cuales se revistieron solamente los primeros -- 347 m., que terminan en un dentellón de 5 m. de -- profundidad.

Elevaciones: De la cresta, 135.00 m.

Del nivel de aguas máximas, 140.11 m.

Carga Máxima: 5.11 m.

Bordo Libre: 3.39 m.

Avenida de diseño: 12,300 m<sup>3</sup>/s.

Capacidad: 8,000 m<sup>3</sup>/s.

Gasto máximo derramado por el vertedor: No ha derramado.

Volúmen de concreto: 54,990 m<sup>3</sup>.

El modelo que se tenía anteriormente a este proyecto, ya contaba con estructuras tales como: estructuras aforadoras (vertedor triangular de cresta delgada), enhuacalado (como tranquilizador), canal de acceso y rejilla. A todo lo largo del canal de descarga y tanque amortiguador se levantaba un muro por ambos lados, por lo que tratando de aprovechar al máximo la estructura existente, se trató de ajustar el nuevo modelo a las condiciones -- habidas, aunque al final se tuvo que demoler dejando solamente las estructuras aforadoras.

El diseño del modelo se efectuó mediante la utilización de dos -- métodos descritos en el capítulo III. El Método de la D.A.P. -- (Grupo Hidráulico Nacional) y el propuesto por la Comisión Federal de Electricidad. Con el primero, se calcularon las dimensiones del abanico, transición y canal de descarga, así como los tirantes en los mismos. Con el segundo, se determinaron el perfil del cimacio, tanque amortiguador y la comprobación tanto -- del perfil del agua (Funcionamiento Hidráulico) como de las condiciones de Hiriart (ref. 5), con el fin de reforzar los valores obtenidos por las tablas del primer método.

Las razones de haber utilizado el Método de la D.A.P. es el de comprobar si realmente da resultados que se ajusten con los valores reales obtenidos con las mediciones, ya que con este método, se puede hacer un diseño bastante rápido de las características del abanico y canal de descarga, así como los tirantes en los mismos, únicamente teniendo como datos la carga del vertedor y a partir de ésta, entrar en las tablas propuestas.

En el capítulo VI, se hace una comparación de los valores reales obtenidos, contra los valores que se tengan en los métodos -- utilizados.

## IV.2. LIMITANTES.

Como se vió en el cap. II en la parte correspondiente a la Teoría de Modelos, el gasto máximo es, frecuentemente, una limitación en el tamaño del modelo, y en este caso así ocurrió.

Al determinarse el lugar donde se iba a construir el modelo y ver que sí se ajustaba a las necesidades de espacio, se eligió la escala de longitudes, que fué de 70 ( $L_e=70$ ), que es la recomendada para este tipo de estructuras (ref. 1), pero al aplicar la a la escala de gastos y obtener el gasto en el modelo, se comprobó que este gasto no podía ser proporcionado por la estructura aforadora del modelo anterior, ya que el gasto del modelo, obtenido con la escala de longitudes, era de aproximadamente 190 lts/s y el máximo gasto con que se contaba era de 40 lts/s, por lo que se decidió a no utilizar prototipo e iniciar el diseño con la misma escala de longitudes pero dando como gasto máximo para el modelo un gasto menor a los 40 lts/s, por lo que se eligió usar un gasto de 20 lts/s, que está dentro de la capacidad del laboratorio, además, de que con este gasto, se obtenían tirantes que estaban dentro del rango establecido (ref. 1) para este tipo de modelos. El método utilizado por la D.A.P. tiene como limitante para sus fórmulas, el usar gastos de prototipo hasta  $1,500 \text{ m}^3/\text{s}$ ; habiéndose comprobado esto con el gasto en el modelo, y utilizando la escala de gastos, se vió que estaba dentro del rango, ya que con la escala de longitudes arroja un gasto de prototipo de aproximadamente  $820 \text{ m}^3/\text{s}$ .

Las pendientes dadas tanto a la zona de transición (6%), como al canal de descarga (5%), se consideraron las adecuadas para obtener un mejor funcionamiento hidráulico. Son las recomendadas por la D.A.P. y la C.F.E. (ref. 2 y 3), respectivamente.

En IV.3, se detalla la obtención de los valores mencionados anteriormente, así como la determinación de las dimensiones y tirantes por los dos métodos.

### IV.3. MEMORIA DE CALCULO.

#### IV.3.1. LIMITANTES DE GASTO Y ESCALA.

Datos:

$$Le = ?$$

$$Q_e = Le^{5/2} \quad (\text{ver ref. 1}) \quad \text{IV.3.1.a.}$$

Se sabe que:

$$Q_e = \frac{Q_p}{Q_m} \quad \text{IV.3.1.b.}$$

#### IV.3.1.1. Obtención del Gasto en el prototipo.

$$Q_p = C L_p H_p^{3/2} \quad (\text{ref.3}) \quad \text{IV.3.1.1.}$$

Del cap. IV.1., se tiene que:

$$L_p = 330 \text{ m.}$$

$$H_p = 5.11 \text{ m.}$$

sustituyendo valores en IV.3.1.1. :

$$Q_p = (2) (330) (5.11)^{1.5} = 7,623.86 \text{ m}^3/\text{s} \doteq 8,000 \text{ m}^3/\text{s}$$

Con este dato se obtiene el valor de la escala de longitudes que resultaría si se empleara el gasto que proporciona la estructura aforadora, que es de 40 lts/s.

Sustituyendo el valor de  $Q_e$  de la fórmula IV.3.1.a. en - IV.3.1.b.:

$$Q_e = Le^{5/2} = \frac{Q_p}{Q_m} \quad \text{IV.3.1.1.a.}$$

de donde:  $Q_m = 40 \text{ lts/s}$

sustituyendo valores:

$$L_e = \left[ \frac{7623.86}{0.040} \right]^{2/5} =$$

$$L_e = 129 \gg 70$$

Se observa que este valor de la escala de longitudes sobrepasa el valor recomendado para este tipo de estructuras que es de -- 70, además de que el modelo tendría dimensiones muy pequeñas y se tendrían problemas con las mediciones.

Ahora, con la escala de longitudes igual a 70,  $L_e = 70$ , se procede a calcular el gasto en el modelo, a fin de darse cuenta si la estructura aforadora es capaz de proporcionarlo.

#### IV.3.1.2. Obtención del gasto en el modelo.

Se tienen los siguientes datos:

$$L_e = 70$$

$$Q_p = 7,623.86 \text{ m}^3/\text{s}$$

De la fórmula IV.3.1.1.a. :

$$Q_m = \frac{7623.86}{(70)^{5/2}} = 0.186 \text{ m}^3/\text{s} \approx 190 \text{ lts/s} \gg 40 \text{ lts/s}$$

gasto que es muchísimo mayor al gasto máximo proporcionado por la estructura aforadora, por lo que no era posible diseñar el modelo a partir de un prototipo, además de que todos los prototipos existentes, fueron diseñados para gastos arriba de  $2,000 \text{ m}^3/\text{s}$  y para el caso que interesa, conviene tener un prototipo hasta de  $1,500 \text{ m}^3/\text{s}$  con el fin de poder emplear el método propuesto por la D.A.P.; en este caso, para el aspecto didáctico -

del modelo, no es una condición necesaria el no tener prototipo para diseñar a partir de éste, el modelo. De esta manera, el -- nuevo modelo tendrá una escala de longitudes igual a 70 y un -- gasto de 20 lts/s., que fué el gasto que se eligió para el mode lo. A continuación, con estos datos ya fijos, se procederá al - cálculo de las dimensiones del abanico, así como los tirantes - a lo largo de la estructura vertedora.



#### IV.3.2. CARACTERISTICAS GEOMETRICAS DEL ABANICO.

Serán obtenidas por el Método propuesto por la D.A.P.(ref. 2).

##### IV.3.2.1. Cálculo de la carga de diseño, Ho.

La fórmula a utilizar es:

$$H_o = 0.1414 Q^{2/5} \quad \text{IV.3.2.1.}$$

cuyo rango de validez es para gastos menores e iguales a  $1,500\text{-m}^3/\text{s}$ . Se procede a calcular el gasto en el prototipo,  $Q_p$ , para ver si está dentro del rango de gastos establecido, para la utilización de la ecuación mencionada.

Utilizando las fórmulas IV.3.1.a. y IV.3.1.b.:

$$Q_e = L_e^{5/2} \quad \text{IV.3.1.a.}$$

$$Q_e = \frac{Q_p}{Q_m} \quad \text{IV.3.1.b.}$$

sustituyendo valores:

$$Q_e = (70)^{5/2} = 40,996.341$$

$$y, \quad Q_p = Q_e Q_m =$$

$$= (40,996.341) (0.020) =$$

$$= 819.927 \text{ m}^3/\text{s} < 1,500 \text{ m}^3/\text{s}; \text{ por lo tanto, se --}$$

puede utilizar la ecuación IV.3.2.1. (ref. 2).

El vertedor, según la clasificación hecha por la D.A.P., pertenece al primer grupo, debido a que el talud aguas arriba del -- cimacio es vertical y se tienen pendientes menores e iguales al

6%, razón por la cual se eligió también la ecuación IV.3.2.1. - para el cálculo de la carga de diseño.

Datos:

$$Q_m = 0.020 \text{ lts/s}$$

sustituyendo este valor en la ecuación IV.3.2.1.,

$$H_o = 0.1414 Q^{2/5}$$

$$H_o = 0.1414 (0.020)^{2/5} =$$

$$H_o = 0.030 \text{ m.}$$

#### IV.3.2.2. Dimensiones del abanico.

Multiplicando el valor de  $H_o = 0.030$  por la tabla III.3.5.1.1., se obtienen todas las características geométricas del abanico.- Esto es :

$$L_1 = H_o (65.07936) = 0.030 (65.07936) = 1.924 \text{ m.}$$

$$b = H_o (73.80952) = 0.030 (73.80952) = 2.183 \text{ m.}$$

$$p = H_o (1.20634) = 0.030 (1.20634) = 0.036 \text{ m.}$$

$$R_1 = H_o (14.07698) = 0.030 (14.07698) = 0.416 \text{ m.}$$

$$R_2 = H_o (37.54523) = 0.030 (37.54523) = 1.110 \text{ m.}$$

$$L_3 = H_o (23.18968) = 0.030 (23.18968) = 0.686 \text{ m.}$$

$$L_2 = H_o (35.68015) = 0.030 (35.68015) = 1.055 \text{ m.}$$

$$L_4 = H_o (22.28015) = 0.030 (22.28015) = 0.659 \text{ m.}$$

$$R_I = H_o (10.41011) = 0.030 (10.41011) = 0.308 \text{ m.}$$

$$R_{II} = H_o (29.69444) = 0.030 (29.69444) = 0.878 \text{ m.}$$

$$L_5 = H_o (14.84126) = 0.030 (14.84126) = 0.439 \text{ m.}$$

$$\Delta Z = H_o (0.119000) = 0.030 (0.119000) = 0.004 \text{ m.}$$

$$\alpha = 80^{\circ}00'$$

$$\beta = 34^{\circ}45'$$

$$\alpha_I = 38^{\circ}00'$$

$$\beta_I = 42^{\circ}30'$$

Por lo tanto, las dimensiones del abanico para el gasto  $Q_o = 0.020$  lts/s y carga de diseño,  $H_o = 0.030$  m. son las siguientes:

$$L_1 = 1.924 \text{ m.}$$

$$R_I = 0.308 \text{ m.}$$

$$b = 2.183 \text{ m.}$$

$$R_{II} = 0.878 \text{ m.}$$

$$p = 0.036 \text{ m.}$$

$$L_5 = 0.439 \text{ m.}$$

$$R_1 = 0.416 \text{ m.}$$

$$\Delta Z = 0.004 \text{ m.}$$

$$R_2 = 1.110 \text{ m.}$$

$$\alpha = 80^{\circ}00'$$

$$L_3 = 0.686 \text{ m.}$$

$$\beta = 34^{\circ}45'$$

$$L_2 = 1.055 \text{ m.}$$

$$\alpha_I = 38^{\circ}00'$$

$$L_4 = 0.659 \text{ m.}$$

$$\beta_I = 42^{\circ}30'$$

La figura IV.3.2.2. muestra los valores obtenidos anteriormente.

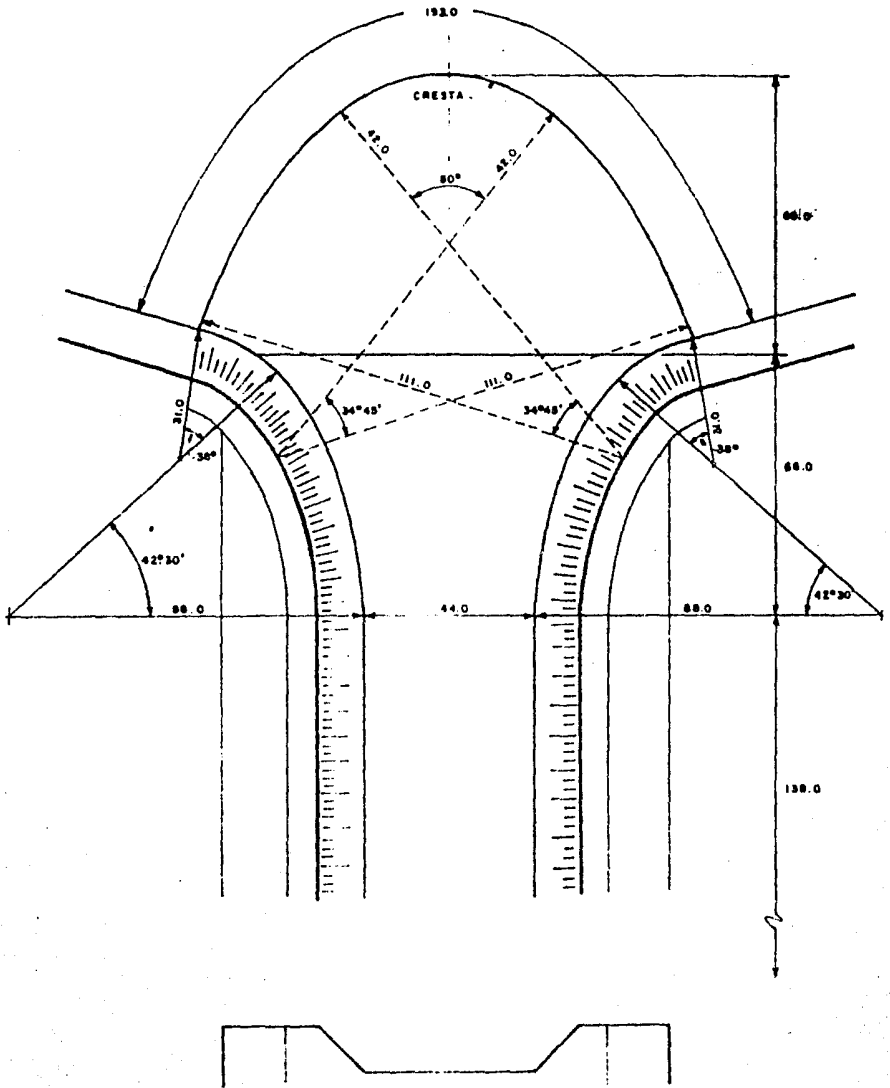


FIG. IV.3.2.2. CARACTERISTICAS GEOMETRICAS DEL MODELO

#### IV.3.2.3. Determinación de los tirantes.

De la misma forma, multiplicando el valor de la carga de diseño,  $H_0 = 0.030$  m. por los valores de la tabla III.3.5.1.5., se obtienen los tirantes y las distancias a las que se presentan. Los resultados se muestran en la tabla IV.3.2.3.

Distancia tomada desde la cresta del camino. Tirantes por el eje. Tirantes por mitad entre el eje y la margen derecha. Tirantes por la margen derecha.

(m)	(m)	(m)	(m)
0.000	-	-	-
0.141	0.058	-	-
0.282	0.060	-	-
0.422	0.059	-	-
0.563	0.056	-	-
0.686	0.054	0.031	0.056
0.756	0.057	0.056	0.056
0.827	0.058	0.059	0.060
0.897	0.060	0.058	0.059
0.967	0.061	0.060	0.062
1.038	0.061	0.060	0.061
1.108	0.060	0.059	0.059
1.178	0.058	0.058	0.046
1.249	0.056	0.056	0.051
1.319	0.053	0.053	0.048
1.460	0.048	0.045	0.046
1.601	0.041	0.041	0.043
1.742	0.037	0.039	0.042
1.882	0.036	0.036	0.039
2.023	0.038	0.034	0.038
2.164	0.035	0.034	0.036
2.305	0.033	0.033	0.035
2.446	0.031	0.032	0.034
2.587	0.031	0.031	0.034
2.727	0.030	0.030	0.033

TABLA IV.3.2.3.

La figura IV.3.2.3.1. muestra los tirantes a lo largo de la estructura.

ESC. HOR. 1:6  
ESC. VER. 1:1  
ACOT.: CM.

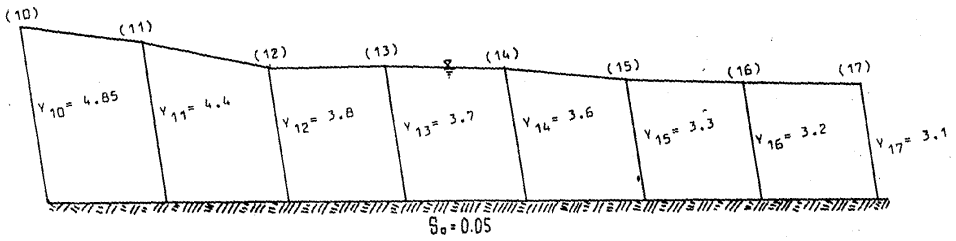


FIG. IV.3.2.3.1.



Los tirantes de la fig. IV.3.2.3.1. son un promedio de los valores de la tabla IV.3.2.3. y son los mostrados en la tabla IV.3.2.3.1.

Distancia tomada desde la cresta del cimacio.	Tirantes promedio.
(m)	(m)
0.000	-
0.141	0.058
0.282	0.060
0.422	0.059
0.563	0.056
0.686	0.047
0.756	0.056
0.827	0.059
0.897	0.059
0.967	0.061
1.038	0.061
1.108	0.059
1.178	0.054
1.249	0.054
1.319	0.051
1.460	0.046
1.601	0.042
1.742	0.039
1.882	0.037
2.023	0.037
2.164	0.035
2.305	0.034
2.446	0.032
2.587	0.032
2.727	0.031

TABLA IV.3.2.3.1.

Estos tirantes se compararán con los resultados obtenidos por el método propuesto por la C.F.E. y con los valores de los tirantes reales producto de las mediciones, (CAP. VI).

A continuación se llevará a cabo el diseño del perfil del cimucio del vertedor de abanico mediante la teoría propuesta por la Comisión Federal de Electricidad (ref. 3).

#### IV.4. Comprobación de las condiciones de Hiriart.

Ya obtenidas las características geométricas del abanico y los tirantes mediante el método propuesto por la D.A.P., se procede a efectuar la comprobación de las condiciones de Hiriart (ref.5)

Se verifica que se cumplan las condiciones de Hiriart:

$$1.00 < \frac{\alpha}{2\beta} < 2.50$$

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

$$1.25 < \frac{d}{e} < 1.75$$

Sustituyendo valores:

$$\frac{\alpha}{2\beta} = \frac{80^\circ}{2(34.75^\circ)} = 1.151$$

$$\frac{R_2}{R_1} = \frac{1.110}{0.416} = 2.668$$

$$\frac{d}{e} = \frac{0.643}{0.405} = 1.588$$

La determinación del tercer parámetro se hace a continuación.

##### IV.4.1. Cálculo del parámetro d/e.

De la ref. 3, se tiene que:

$$d = L_3 + L_4 - R_2 \frac{\sin \beta}{\cos\left(\frac{\alpha}{2}\right)} \left[ \frac{\sin \alpha}{2} \left( \cos \frac{\beta}{2} \right) + \cos \frac{\alpha}{2} \left( \sin \frac{\beta}{2} \right) \right] - R_1 \left( 1 - \cos \frac{\alpha}{2} \right)$$

sustituyendo valores:

$$d = 0.686 + 0.659 - 1.110 \frac{\operatorname{sen} 34^{\circ}45'}{\cos\left(\frac{34^{\circ}45'}{2}\right)} \left[ \operatorname{sen} 40^{\circ} \left( \cos \frac{34^{\circ}45'}{2} \right) + \right. \\ \left. + \cos 40^{\circ} \left( \operatorname{sen} \frac{34^{\circ}45'}{2} \right) \right] - 0.416 (1 - \cos 40^{\circ}) =$$

$$d = 0.643 \text{ m.}$$

De igual forma:

$$e = R_2 \frac{\operatorname{sen} \beta}{\cos\left(\frac{\beta}{2}\right)} \left[ \cos \frac{\alpha}{2} \left( \cos \frac{\beta}{2} \right) - \operatorname{sen} \frac{\alpha}{2} \left( \operatorname{sen} \frac{\beta}{2} \right) \right] + \\ + R_1 \left( \operatorname{sen} \frac{\alpha}{2} \right) - \frac{L_5}{2}$$

sustituyendo valores:

$$e = 1.110 \frac{\operatorname{sen} 34^{\circ}45'}{\cos\left(\frac{34^{\circ}45'}{2}\right)} \left[ \cos 40^{\circ} \left( \cos \frac{34^{\circ}45'}{2} \right) - \operatorname{sen} 40^{\circ} \operatorname{sen} \left( \frac{34^{\circ}45'}{2} \right) \right] + \\ + 0.416 (\operatorname{sen} 40^{\circ}) - \frac{0.439}{2} =$$

$$e = 0.405 \text{ m.}$$

Como puede observarse, después de éstos cálculos, los 3 valores obtenidos están dentro de los límites preestablecidos, por lo que se deduce que el diseño del modelo por lo que a las condiciones de Hiriart se refiere, sí cumple.

#### IV.5. GEOMETRIA DEL CIMACIO.

##### IV.5.1. Cuadrante Aguas Abajo.

De acuerdo a las condiciones de llegada e inclinación del paramento aguas arriba (ref. 3), la ecuación es:

$$\frac{Y}{H_0} = -K \left( \frac{X}{H_0} \right)^n \quad \text{IV.5.1.}$$

##### IV.5.2. Cálculo de n y k :

Si  $\frac{P}{H_0} > 1$ , se desprecia la carga de velocidad (ref. 9).

Sustituyendo los valores de "p" y "H<sub>0</sub>" obtenidos en IV.3.2.2., - se tiene que:

$$\frac{P}{H_0} = \frac{0.036}{0.030} = 1.2 > 1, \text{ por lo que se considera a la -}$$

carga de velocidad igual a cero, es decir,  $h_a = 0$ .

donde,

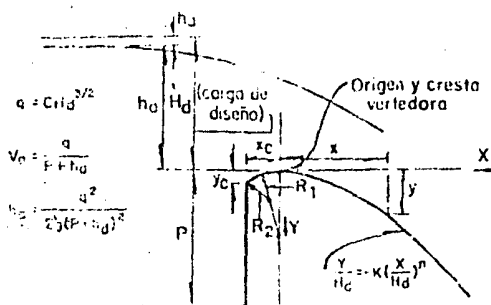
$h_a$  : carga de velocidad, [ m ].

De la fig. 187 (ref. 9), entrando con la relación  $\frac{h_a}{H_0} = 0$ , paramento vertical aguas arriba y talud aguas abajo del vertedor - 1:1; se tiene que:

$$n = 1.87 \quad \text{y} \quad k = 0.50$$

Sustituyendo los valores de  $H_0$ , "n" y "k" en la ecuación IV.5.1.:

$$\frac{Y}{0.03} = -0.5 \left( \frac{X}{0.03} \right)^{1.87} \quad (\text{Acotaciones en cm.}) - \text{IV.5.1.a.}$$



(A) Perfiles de orificio para velocidad de llegada considerable

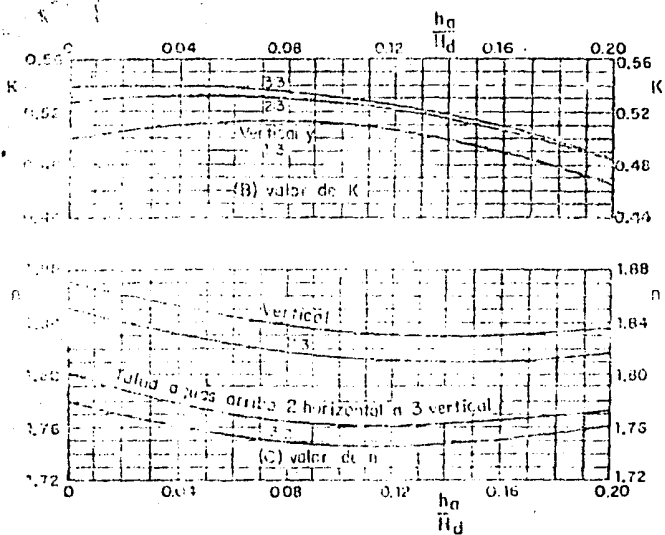


FIG. 187. Valores de K y n para talud aguas arriba de cualquier inclinación y velocidad de llegada considerable

despejando a "y" de la ecuación IV.5.1.a.:

$$Y_T = (-0.5) (0.03)^{-0.87} (X)^{1.87}$$

$$Y_T = -10.565 (X)^{1.87} \quad \text{IV.5.1.b.}$$

### IV.5.3. Punto de Tangencia.

Derivando con respecto a "x" la ecuación IV.5.1.b.:

$$\frac{dy}{dx} = -10.565 (1.87) (X_T)^{0.87} = -1$$

despejando " $X_T$ " de la ecuación:

$$X_T = \left[ \frac{1}{10.565 (1.87)} \right]^{1/0.87} = 0.032 \text{ m.}$$

sustituyendo el valor de  $X_T = 0.032 \text{ m.}$  en la ecuación IV.5.1.b.:

$$Y_T = -10.565 (0.032)^{1.87} = -0.017 \text{ m.}$$

### Coordenadas del cuadrante aguas abajo.

En la tabla IV.5.3. se muestran los valores obtenidos.

X (cm)	Y (cm)
0.005	- 0.0005
0.007	- 0.0010
0.009	- 0.0016
0.011	- 0.0023
0.015	- 0.0041
0.018	- 0.0058
0.020	- 0.0070
0.023	- 0.0091
0.026	- 0.0115
0.029	- 0.0141
0.032	- 0.0169

TABLA IV.5.3.

#### IV.5.4. Cuadrante aguas arriba.

De la fig. 187, hoja 2 de 2, pág. 305 (ref. 9), entrando con la relación  $h_a/H_o = 0$  y  $H_o = 0.030$  m. :

$$\frac{X_c}{H_o} = 0.283 \quad X_c = (0.283) (0.030) = 0.008 \text{ m.}$$

$$\frac{Y_c}{H_o} = 0.127 \quad Y_c = (0.127) (0.030) = 0.004 \text{ m.}$$

$$\frac{R_2}{H_o} = 0.235 \quad R_2 = (0.235) (0.030) = 0.007 \text{ m.}$$

$$\frac{R_1}{H_o} = 0.530 \quad R_1 = (0.530) (0.030) = 0.016 \text{ m.}$$

$$R_2 - R_1 = 0.016 - 0.007 = 0.011 \text{ m.}$$

La figura IV.5.4., muestra la forma final del cimacio.



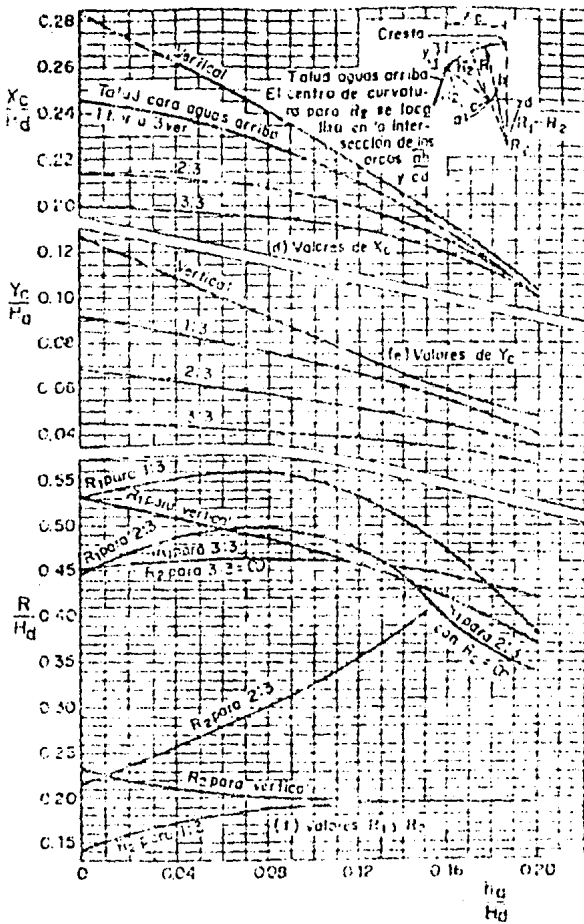
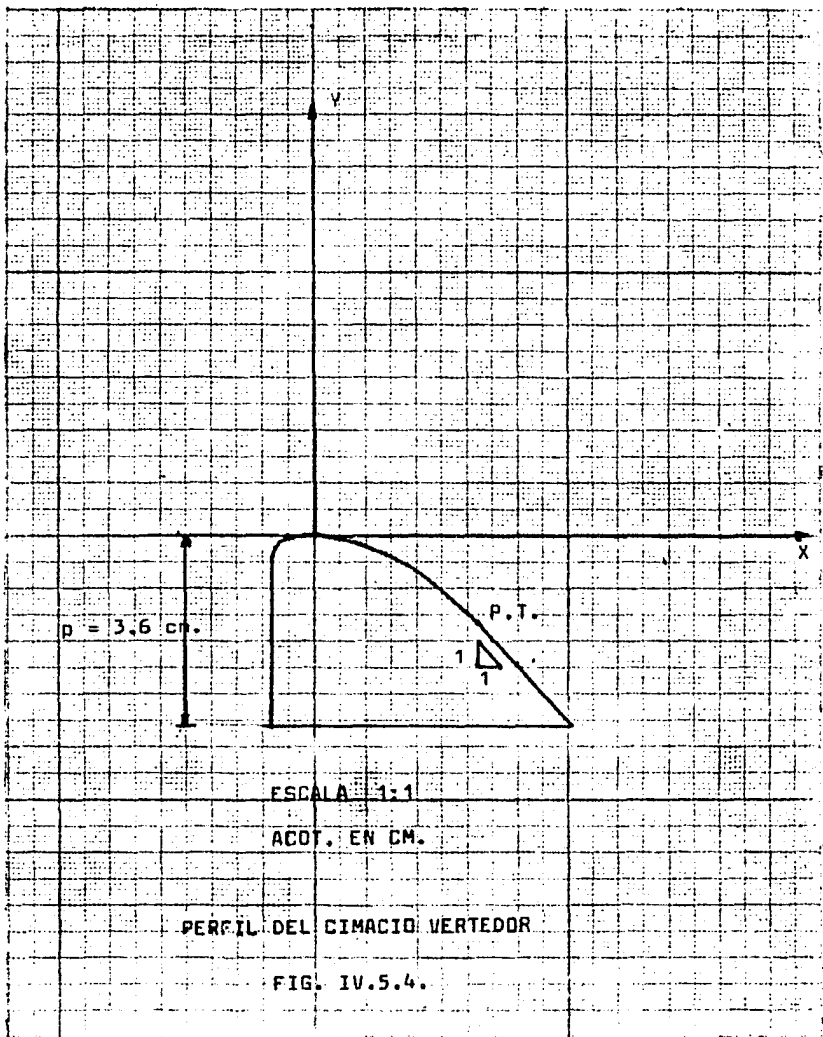


FIG. 167. Valores  $x_c/h_d$ ,  $y_c/h_d$  y  $R/h_d$ , para talud aguas arriba de cualquier inclinación y velocidad de llegada considerable



#### IV.6. COMPROBACION DE RESULTADOS.

En esta parte se pretende comprobar que las dimensiones obtenidas mediante las tablas de la D.A.P., cumplen con la teoría del Manual de Obras Civiles de la C.F.E. (ref. 3).

La fig. IV.6., muestra las secciones en que se dividió el vertedor. Estas secciones se dividieron así debido a que se considera que a esa distancia (20 cm.), la distribución del gradiente de velocidades no varía en un gran porcentaje y además, mientras más cercanas estén unas de otras, se tendrá una mejor representación de las condiciones reales del escurrimiento.

##### IV.6.1. Cálculo del conjugado menor, $Y_1$ , al pie de la caída.

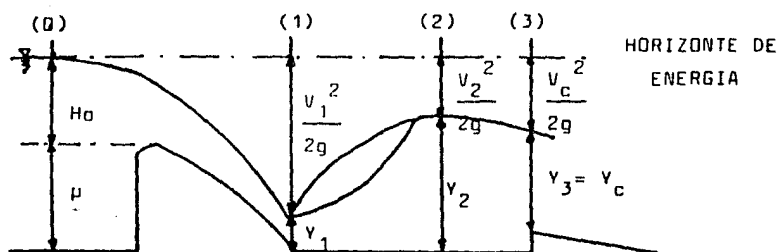


FIG. IV.6.1.

NOTA: Se considera un ancho de un metro a lo largo del eje longitudinal del vertedor.

Estableciendo Bernoulli entre las secciones (0) y (1):

$$p + H_0 = Y_1 + \frac{V_1^2}{2g}$$

$$p + H_0 = Y_1 + q_1 / Y_1^2 \cdot 2g ; \text{ sustituyendo valores:}$$

$$Y_1 + \frac{q_1^2}{Y_1^2 \cdot 2g} = 0.036 + 0.030$$

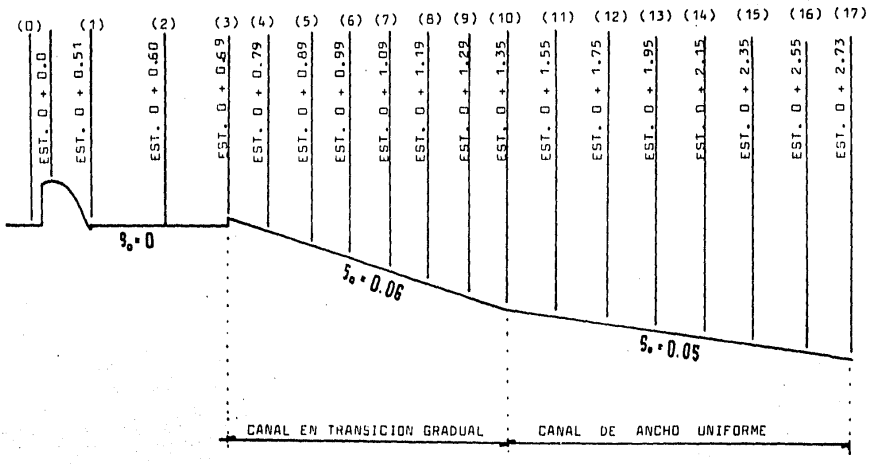


FIG. IV. 6. SECCIONES DLL PERFIL DE LA ESTRUCTURA

$$y_1 + \frac{(0.0104)^2}{y_1^2 (19.62)} = 0.066$$

$$y_1 = 0.0099 \text{ m.} \hat{=} 1.0 \text{ cm.}$$

#### IV.6.2. Cálculo del conjugado mayor $y_2$ correspondiente a $y_1$ .

Se considera que la sección es rectangular, debido a la suposición inicial de conservar un ancho de un metro a todo lo largo del vertedor, ya que las secciones en este tramo son de ancho variable, con el fin de trabajar con los gastos unitarios.

Utilizando la fórmula del salto hidráulico para canales rectangulares, conocido el conjugado menor:

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

Cálculo de la velocidad:

$$v_1 = \frac{q_1}{y_1} = \frac{0.010}{0.0095} = 1.053 \text{ m/s}$$

$$F_1 = \frac{v_1}{\sqrt{g y_1}} = \frac{1.053}{\sqrt{9.81 (0.0095)}} = 3.448 > 1 \quad \underline{\text{F. SUPER.}}$$

Despejando y sustituyendo valores:

$$\begin{aligned} y_2 &= \frac{y_1}{2} \left( \sqrt{1 + 8 F_1^2} - 1 \right) = \\ &= \frac{0.0095}{2} \left( \sqrt{1 + 8 (3.448)^2} - 1 \right) = \end{aligned}$$

$$y_2 = 0.042 \text{ m.}$$

Se debe comprobar que en la sección (2) exista régimen subcrítico, ya que el salto sólo ocurre en estas condiciones.

$$F_2 = \frac{V_2}{\sqrt{g Y_2}} = \text{----- IV.6.2.}$$

$$V_2 = 0.238 \text{ m/s}$$

$$Y_2 = 0.042 \text{ m/s}$$

$$\frac{V_2^2}{2g} = 0.003 \text{ m.}$$

Sustituyendo los valores en la ecuación IV.6.2.:

$$F_2 = \frac{0.238}{\sqrt{9.81 (0.042)}} =$$

$$F_2 = 0.3708 < 1, \text{ se tiene Régimen Subcrítico.}$$

#### Porcentaje de Ahogamiento.

El nivel del agua después del salto no debe sobrepasar el nivel de la cresta más del 20% de la carga, es decir:

$$Y_2 - p \leq 0.2 H_0 \text{ (ref. 3)}$$

Sustituyendo valores:

$$Y_2 - p = 0.042 - 0.036 = 0.006$$

$$0.2 H_0 = 0.2 (0.030) = 0.006$$

de donde,

$$Y_2 - p = 0.2 H_0, \text{ sí cumple.}$$

### IV.6.3. Sección de control.

Se deben satisfacer simultáneamente la condición de régimen crítico en la sección de control y el teorema de Bernoulli, establecido entre una sección después del salto hidráulico y la sección de control, esto es:

$$E_2 = E_c + \Delta Z$$
$$y_2 + \frac{v_2^2}{2g} = y_c + \frac{v_c^2}{2g} + \Delta Z \quad (\text{Ver fig. IV.6.1.})$$

#### Cálculo del tirante crítico:

De acuerdo a la ref. 7, se utiliza la ecuación,

$$\frac{Q^2}{g} = \frac{Ac^3}{8} \quad \text{IV.6.3.}$$

Además, de la fig. IV.3.2.2., se tiene que,

$$Z = 1 ; b = L_2 = 1.055 \text{ m.}$$

De la ref. 7 se tiene que:

$$Ac = (b + zy) y = (1.055 + y_c) y_c = 1.055 y_c + y_c^2$$

$$y, \quad Bc = b + 2zy = 1.055 + 2 y_c$$

sustituyendo valores, en la ecuación IV.6.3.:

$$\frac{(0.020)^2}{9.81} = \frac{(1.055 y_c + y_c^2)^3}{1.055 + 2 y_c}$$

haciendo iteraciones,

$$y_c = 0.033 \text{ m.}$$

De igual manera:

$$Y_c = 0.033 \text{ m.}$$

$$A_c = 0.036 \text{ m}^2$$

$$V_c = 0.560 \text{ m/s}$$

$$\frac{V_c^2}{2g} = 0.016 \text{ m.}$$

Aplicando el teorema de Bernoulli entre las secciones (2) y (3), se observa que:

$$Y_2 + \frac{V_2^2}{2g} = Y_c + \frac{V_c^2}{2g} + \Delta Z \quad \text{IV.6.3.a.}$$

sustituyendo valores:

$$= 0.033 + 0.016 + 0.004 =$$

$$= 0.053 \text{ m.}$$

Con el valor de  $Y_2 = 0.042 \text{ m.}$  Obtenido en IV.6.2., se calcula el segundo miembro de la ecuación IV.6.3.a.:

$$Y_2 + \frac{V_2^2}{2g} = 0.042 + 0.003 = 0.045 \text{ m.}$$

Comparando ambos resultados, se tiene que:

$$\frac{0.053}{0.045} = 1.17 ; \text{ Hay un } 17 \% \text{ de error, lo cual se puede}$$

atribuir a que en realidad se trata de un flujo tridimensional y se está tratando como bidimensional, por lo que se consideran aceptables los valores propuestos.



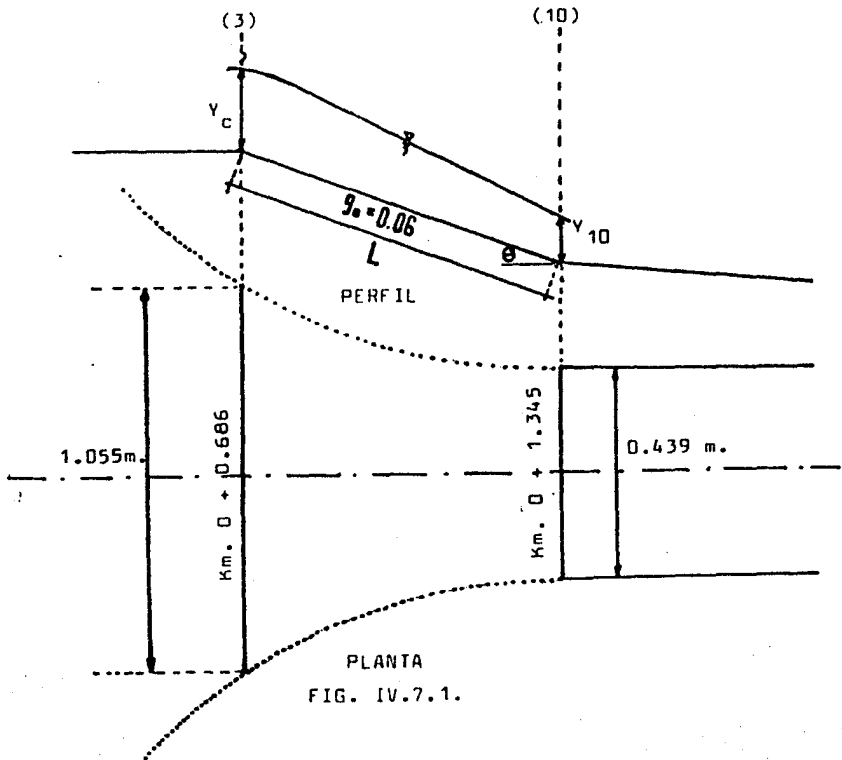
## IV.7. CALCULO DE TIRANTES. METODO PROPUESTO POR LA C.F.E.

### IV.7.1. Perfil del flujo entre las secciones (3) y (10).

La sección (3) está ubicada en la Est.  $0 + 0.686$  y la sección (10) en la Est.  $0 + 1.345$ , ambas estaciones medidas a partir de la cresta del cimacio, Est.  $0 + 000$  ( Ver fig. IV.6.1 ).

Este tramo es una transición gradual, desde la sección de control a el canal de descarga, con ancho de sección  $0.439$  m., sección trapecial y taludes  $1:1$ ; además la pendiente en este tramo es  $6\%$ , es decir,  $S_0 = 0.06$  ( Ver cap. V.1 ).

La fig. IV.7.1. ilustra tanto el perfil como la planta de estas secciones.



IV.7.1.1. Cálculo del tirante al final del tramo de transición-  
(sección 10).

Aplicando el METODO DE PASOS (ref. 4), el cálculo se hace hacia aguas abajo, ya que se conocen las condiciones aguas arriba. (Ver fig. IV.7.1.):

$$E_3 - \frac{1}{2} S_{f3} \Delta X + Z_3 - Z_{10} =$$

$$= E_{10} + \frac{1}{2} S_{f10} \Delta X + h_{3-10} \quad \text{IV.7.1.1.}$$

donde,

$h_c$  pérdida local de energía, en m.

IV.7.1.2. Cálculo de los elementos del primer miembro de la ecuación IV.7.1.1. :

La ecuación IV.7.1.1. puede quedar también:

$$E_c - \frac{1}{2} S_{fc} \Delta X + Z_3 - Z_{10} =$$

$$= E_{10} + \frac{1}{2} S_{f10} \Delta X + h_{3-10}$$

sustituyendo los valores obtenidos en IV.6.3. :

$$E_c = v_c + \frac{v_c^2}{2g} = 0.033 + 0.016 = 0.049 \text{ m.}$$

$$S_{fc} = \left[ \frac{v_c n}{R^{2/3}} \right]^2 = \left[ \frac{0.560 (0.011)}{(0.031)^{2/3}} \right]^2 = 0.0038$$

$$Z_3 - Z_{10} = \Delta Z = S_o \Delta X = (0.06) (0.66) =$$

$$= 0.0396 \text{ m}$$

De la fig. IV.7.1. :

9

$$\Delta X = L = \frac{1.345 - 0.686}{\cos \theta}$$

$$= \frac{1.345 - 0.686}{\cos 3.43^\circ}$$

$$\Delta X = 0.66 \text{ m}$$

$$h_{3-10} = K_c \frac{V_{10}^2}{2g}$$

donde,

$K_c$ : coeficiente de contracción.

En este caso, como se trata de una contracción redondeada,  $K_c = 0.06$  según ref. 4.

Ahora, substituyendo los valores obtenidos en la ecuación IV.7.1.1. se tiene:

$$0.049 - \frac{1}{2} (0.0038)(0.66) + 0.0396 =$$

$$= E_{10} + \frac{1}{2} S_{f10} \Delta X + K_c \frac{V_{10}^2}{2g} = 0.0870 \text{ m} = \sum h$$

Como el primer miembro de la ecuación IV.7.1.1. es conocido, para calcular el segundo miembro se proponen valores de  $V_{10}$  hasta igualar la  $\sum h = 0.0870 \text{ m}$ .

En la tabla IV.7.1.2. se presentan las iteraciones efectuadas para el cálculo del tirante al final de la transición,  $V_{10}$  :

Secc.	y	A	$y \cos^2 \theta$	$V^2/2g$	E	$S_f$	$S_f \Delta x/2$	$\frac{KcV_{10}^2}{2g}$	$\Sigma h$
	(m)	(m <sup>2</sup> )	(m)	(m)	(m)		(m)	(m)	(m)
3	0.033	0.0359	0.0329	0.0158	0.0487	0.0038	0.001254		0.0870
10	0.040	0.0192	0.0399	0.0555	0.0954	0.0120	0.003960	0.0034	0.1028
	0.050	0.0245	0.0498	0.0341	0.0840	0.0057	0.001881	0.0020	0.0879
	0.055	0.0270	0.0550	0.0280	0.0830	0.0041	0.001353	0.0017	0.0861
	0.052	0.0255	0.0518	0.0313	0.0831	0.0049	0.001605	0.0019	0.0865
	0.051	0.0250	0.0508	0.0326	0.0834	0.0052	0.001704	0.0020	0.0871
	0.0512	0.0251	0.0510	0.0324	0.0834	0.0051	0.001683	0.0019	0.0870

TABLA IV.7.1.2.

Por lo tanto, el tirante en la sección 10,  $y_{10} = 0.0512$  m.

IV.7.2. Perfil del flujo entre las secciones (10) y (7).

Estas secciones están ubicadas en la Est. 0 + 0.135 y la Est. - 0 + 2.73 respectivamente, ambas medidas a partir de la Est. 0 + 0.00 (ubicación de la cresta del cimacio vertedor).

Este tramo es de ancho de plantilla constante, 0.439 m.; sección trapezoidal y taludes 1 : 1 desde el inicio al término del canal de descarga.

La fig. IV.7.2. muestra el perfil y la planta de éstas secciones, así como también su sección transversal.

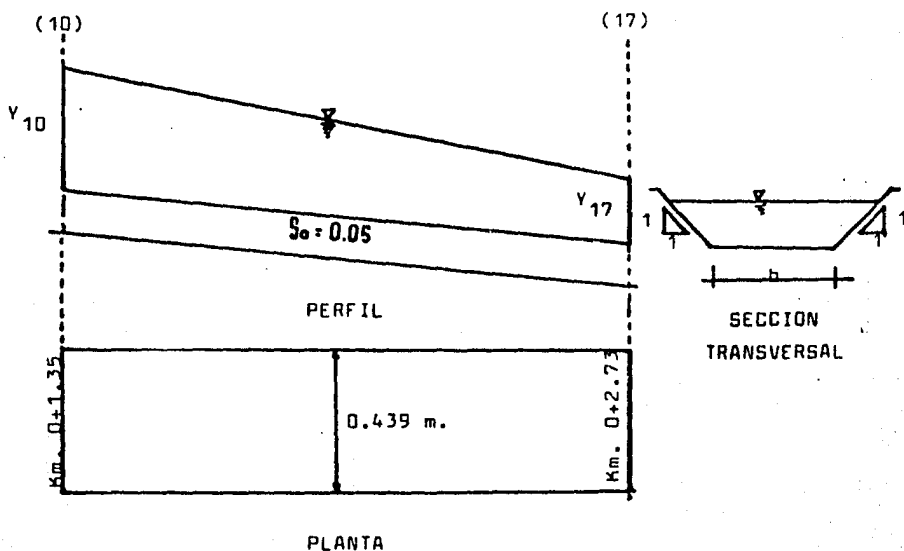


FIG. IV.7.2.

#### IV.7.2.1. Identificación del perfil.

##### IV.7.2.1.1. Cálculo del tirante normal, $Y_n$ .

De acuerdo a la ref. (7):

$$\frac{Q_n}{S^{1/2}} = \frac{0.020(0.011)}{(0.05)^{1/2}} = 0.0010 = A R_h^{2/3}$$

Entrando a la gráfica III.2, pág. 14 de las Ayudas de Diseño de la ref. 4, con la relación:

$$\frac{Q_n}{S^{1/2} b^{8/3}} = \frac{(0.020)(0.011)}{(0.05)^{1/2} (0.439)^{8/3}} = 0.009 \text{ y } Z = 1$$

se obtiene que:

$$\frac{Y_n}{b} = 0.06$$

de donde,

$$Y_n = 0.06 b = (0.06)(0.439) = 0.0263 \text{ m.}$$

Con este valor se empieza a tantear para obtener el valor correcto del tirante normal,  $Y_n$ , hasta que:

$$A R^{2/3} = \frac{Q_n}{S^{1/2}} = 0.010$$

para lo cual se hará la siguiente tabulación. (Tabla IV.7.2.1.1.)

$Y_n$ (m)	$A$ ( $m^2$ )	$P$ (m)	$R^{2/3}$ ( $m^{2/3}$ )	$A R^{2/3}$ ( $m^{8/3}$ )
0.0263	0.0122	0.5134	0.0828	0.0010

TABLA IV.7.2.1.1.

por lo tanto, el tirante normal,  $Y_n = 0.0263$  m.

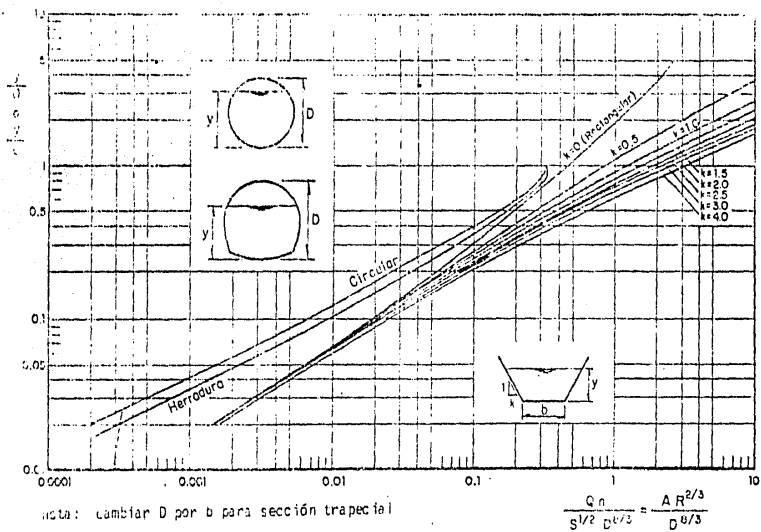


FIG. 111.2 Curvas para la determinación del tirante normal

#### IV.7.2.1.2. Cálculo del tirante crítico, $Y_c$ .

De acuerdo a la ref. 7, se utiliza la ecuación:

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

sustituyendo valores:

$$\frac{(0.02)^2}{9.81} = \frac{[(b + Z Y_c) Y_c]^3}{b + 2 Z Y_c} = 0.00004$$

entrando a la gráfica III.3, pág. 15 de las Ayudas de Diseño - (ref. 4), con la relación :

$$\frac{Q / g^{1/2}}{b^{5/2}} = 0.05001 \quad y \quad Z = 1$$

se obtiene que:

$$\frac{Y_c}{b} = 0.11$$

de donde:

$$Y_c = 0.11 b = 0.11 (0.439) = 0.0483 \text{ m.}$$

con este valor se tanteará hasta obtener el valor correcto, es decir, hasta que:

$$\frac{Ac^3}{B} = \frac{Q^2}{g} = 0.00004$$

En la tabla IV.7.2.1.2. se presentan los valores de las iteraciones.



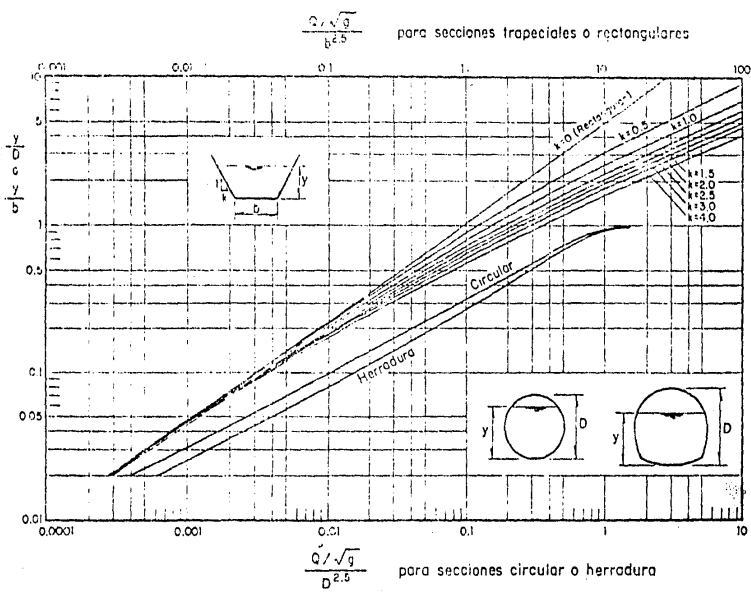


FIG. III.3 Curvas para la determinación del tirante crítico

$Y_c$ (m)	$A_c$ (m <sup>2</sup> )	$A_c^2$ (m <sup>6</sup> )	$B$ (m)	$A_c^3/B$ (m <sup>5</sup> )
0.0483	0.02354	0.00001	0.53560	0.00002
0.0490	0.02391	0.00001	0.53700	0.00003
0.0500	0.02445	0.00001	0.53900	0.00003
0.0510	0.02499	0.00002	0.54100	0.00003
0.0530	0.02608	0.00002	0.54500	0.00003
0.0540	0.02662	0.00002	0.54700	0.00003
0.0550	0.02717	0.00002	0.54900	0.00004

TABLA IV.7.2.1.2.

Por lo tanto, el tirante crítico,  $Y_c = 0.055$  m. , esto es:

$$Y_c = 0.055 \text{ m.}$$

Ahora bien, los valores obtenidos son los siguientes:

$$Y_{10} = Y = 0.0512 \text{ m.}$$

$$Y_3 = Y_c = 0.055 \text{ m.}$$

$$Y_n = Y_n = 0.0263 \text{ m.}$$

Como el tirante normal,  $Y_n$ , es menor que el tirante crítico,  $Y_c$ , esto es,  $Y_n < Y_c$ , esto implica que la pendiente del canal de descarga,  $S_o$ , es menor que la pendiente correspondiente al tirante crítico,  $S_c$ ,  $S_o > S_c$ , por lo que de acuerdo a la ref. (7), se -- tiene una pendiente tipo S (fuerte).

Por otro lado, comparando el tirante en la sección 10,  $Y_{10}$ , con el tirante crítico  $Y_c$  y el tirante normal  $Y_n$ , se aprecia que:

$$Y_n < Y < Y_c$$

por lo cual se desprende que el perfil está ubicado en la zona-2. Con lo anterior, se concluye que se trata de un perfil "S2".

Ahora se calcula el número de Froude para determinar el sentido de cálculo, aunque de antemano se sabe (ver ref. 7), que el tirante crítico,  $Y_c$ , es mayor que el tirante de la superficie libre del agua,  $Y$ , esto es,  $Y_c > Y$ , por lo tanto, el régimen es - supercrítico.

De acuerdo a la ref. 7, se tiene:

$$F_{10} = \frac{V_{10}}{(g Y_{10})^{1/2}}$$

$$V_{10} = \frac{Q}{A_{10}} = \frac{0.020}{(0.0439 + 0.0512)(0.0512)} = 0.7969 \text{ m/s}$$

Sustituyendo valores:

$$F_{10} = \frac{0.7969}{(9.81 \times 0.0512)^{1/2}} = 1.1244 > 1, \text{ esto es, } F > 1$$

se tiene régimen supercrítico (CUMPLE).

Como el régimen es supercrítico, el cálculo se hará desde la sección 10,  $Y_{10}$ , hasta  $1.01 Y_n$ , esto es, hasta un tirante mayor en un 1% al tirante normal,  $Y_n$ , o en su defecto, hasta los 1.38 metros, que es la longitud de la rápida o canal de descarga.

Para el cálculo del perfil se empleará el método del paso directo (incrementos finitos), de acuerdo con la ref. (7), con secciones ubicadas a cada 20 cm.

La tabla IV.7.2.1.3. muestra el cálculo del perfil S2, que va desde el tirante en la sección 10,  $Y_{10} = 0.0512 \text{ m}$ , hasta el tirante al final de la rápida (sección 17),  $Y_{17} = 1.01 Y_n = 1.01(0.0263) = 0.0266 \text{ m.}$ ; en la cual se comprobará además, si el perfil S2 logra desarrollarse completamente en los 1.38 m que tiene de longitud. La figura IV.7.2.1.4., muestra el perfil.

Y (m)	A (m <sup>2</sup> )	P (m)	Rh (m)	V (m/s)	V <sup>2</sup> /2g (m)	E (m)	E (m)	Sf	Sf	So-Sf	X (m)	X (m)
0.0512	0.0251	0.5838	0.0430	0.7968	0.0324	0.0836	-	0.0051	-	-	0	0
0.0500	0.0245	0.5804	0.0422	0.8163	0.0340	0.0840	0.0004	0.0055	0.0053	0.0447	0.0089	0.0089
0.0490	0.0239	0.5776	0.0414	0.8368	0.0357	0.0847	0.0007	0.0059	0.0057	0.0443	0.0158	0.0247
0.0480	0.0234	0.5748	0.0407	0.8547	0.0372	0.0852	0.0005	0.0063	0.0061	0.0439	0.0114	0.0361
0.0470	0.0228	0.5719	0.0399	0.8772	0.0392	0.0862	0.0010	0.0068	0.0066	0.0434	0.0230	0.0591
0.0460	0.0223	0.5691	0.0392	0.8969	0.0410	0.0870	0.0012	0.0073	0.0071	0.0429	0.0279	0.0870
0.0450	0.0218	0.5663	0.0385	0.9174	0.0429	0.0879	0.0009	0.0078	0.0076	0.0424	0.0212	0.1082
0.0440	0.0213	0.5635	0.0378	0.9390	0.0449	0.0889	0.0010	0.0084	0.0081	0.0419	0.0239	0.1321
0.0430	0.0207	0.5606	0.0369	0.9662	0.0476	0.0906	0.0017	0.0092	0.0088	0.0412	0.0413	0.1734
0.0420	0.0202	0.5578	0.0362	0.9901	0.0500	0.0920	0.0014	0.0099	0.0096	0.0405	0.0346	0.2080
0.0410	0.0197	0.5550	0.0355	1.0152	0.0525	0.0935	0.0015	0.0107	0.0103	0.0397	0.0378	0.2458
0.0400	0.0192	0.5521	0.0348	1.0417	0.0553	0.0953	0.0018	0.0116	0.0111	0.0389	0.0463	0.2921
0.0390	0.0186	0.5493	0.0339	1.0753	0.0589	0.0979	0.0026	0.0128	0.0122	0.0378	0.0687	0.3608
0.0380	0.0181	0.5465	0.0331	1.1050	0.0622	0.1002	0.0023	0.0139	0.0134	0.0366	0.0628	0.4236
0.0370	0.0176	0.5437	0.0324	1.1364	0.0658	0.1028	0.0026	0.0151	0.0145	0.0355	0.0733	0.4969
0.0360	0.0171	0.5408	0.0316	1.1696	0.0697	0.1057	0.0029	0.0166	0.0159	0.0342	0.0849	0.5818
0.0350	0.0166	0.5380	0.0309	1.2048	0.0740	0.1090	0.0033	0.0181	0.0174	0.0327	0.1011	0.6829
0.0340	0.0161	0.5352	0.0301	1.2422	0.0787	0.1127	0.0037	0.0199	0.0190	0.0310	0.1065	0.7894
0.0330	0.0156	0.5323	0.0293	1.2821	0.0838	0.1168	0.0041	0.0220	0.0210	0.0290	0.1412	0.9306
0.0320	0.0151	0.5295	0.0285	1.3245	0.0894	0.1214	0.0046	0.0244	0.0232	0.0268	0.1716	1.1022
0.0310	0.0146	0.5267	0.0277	1.3699	0.0956	0.1266	0.0052	0.0271	0.0258	0.0243	0.2144	1.3166
0.0300	0.0141	0.5239	0.0269	1.4184	0.1025	0.1325	0.0059	0.0302	0.0287	0.0213	0.2764	<u>1.5930</u>
0.0290	0.0136	0.5210	0.0261	1.4706	0.1102	0.1392	0.0067	0.0338	0.0320	0.0180	0.3723	1.9653
0.0280	0.0131	0.5182	0.0253	1.5267	0.1188	0.1468	0.0076	0.0380	0.0359	0.0141	0.5387	2.5040
0.0270	0.0126	0.5154	0.0244	1.5873	0.1284	0.1554	0.0086	0.0431	0.0405	0.0095	0.9095	3.4135
0.0266	0.0124	0.5142	0.0241	1.6129	0.1326	0.1592	0.0038	0.0452	0.0442	0.0058	0.6512	4.0647

TABLE IV.7.2.1.3.

ESC. HOR. 1:6  
 ESC. VER. 1:1  
 ACOT. : CM.

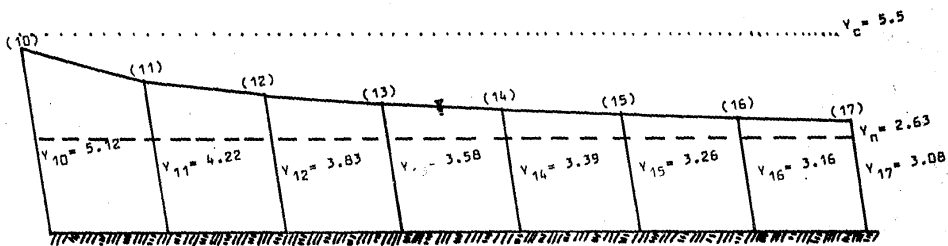


FIG. IV.7.2.1.4.

#### IV.8. DISEÑO DEL TANQUE AMORTIGUADOR.

La función del tanque amortiguador es la de disipar la energía de las descargas del vertedor antes de efectuar la descarga al río; y su selección depende tanto de las condiciones de llegada del flujo de la rápida como de la descarga al río.

Las características de llegada, se muestran en la fig. IV.8.1.

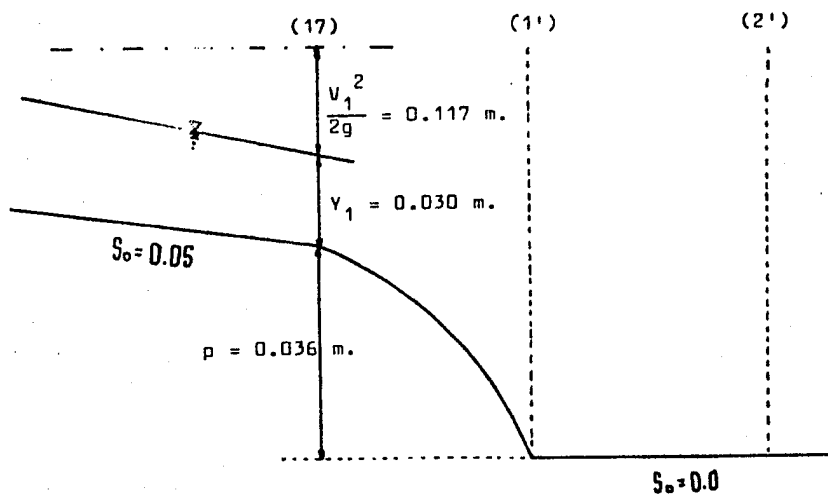


FIG. IV.8.1.

#### IV.8.1. Cálculo del conjugado menor, $Y_1'$

De la ref. (3), se tiene:

$$V_{17} = \frac{q}{Y_{17}} \quad \text{IV.8.1.a.}$$

y además,

$$q = \frac{Q}{b} \quad \text{IV.8.1.b.}$$

Sustituyendo en la ec. IV.8.1.b. los valores del gasto de diseño  $Q_0 = 0.020$  lts/s y ancho del canal de descarga,  $L_5 = b = 0.44$  m, obtenidos en IV.3.2.2., se tiene:

$$q = \frac{Q}{b} = \frac{0.020}{0.439} = 0.045 \text{ m}^3/\text{s/m}$$

Este valor ahora se sustituye en la ec. IV.8.1.a. :

$$V_{17} = \frac{q}{Y_{17}} = \frac{0.045}{0.030} = 1.515 \text{ m/s}$$

El valor del tirante al final de la descarga,  $Y_{17} = 0.030$  m, es el que se obtuvo en IV.3.2.3. al aplicar el método de la D.A.P. para el cálculo de tirantes.

De igual manera:

$$\frac{V_{17}^2}{2g} = 0.117 \text{ m.}$$

Estableciendo la ecuación de la energía entre las secciones (17) y (1')

$$h + Y_{17} + \frac{V_{17}^2}{2g} = Y_1' + \frac{q_1'^2}{Y_1'^2 2g} \quad \text{IV.8.1.c.}$$

Sustituyendo valores:

$$0.036 + 0.030 + 0.117 = v_1' + \frac{q_1'^2}{v_1'^2 (19.62)} =$$

$$0.183 = v_1' + \frac{(0.045)^2}{v_1'^2 (19.62)}$$

La tabla IV.B.1. muestra las iteraciones realizadas para el cálculo del conjugado menor,  $v_1'$ .

$v_1'$ (m)	H.
0.020	0.278 $\neq$ 0.183
0.015	0.474
0.025	0.190
0.026	0.179
0.0258	0.181
0.0256	0.182 $\approx$ 0.183

TABLA IV.B.1.

de donde:

$$v_1' = 0.0256 \text{ m.}$$

$$V_1' = 1.758 \text{ m.}$$

$$\frac{v_1'^2}{2g} = 0.157 \text{ m.}$$

Ahora se comprueba si el régimen existente es supercrítico; esto es, se calcula el número de Froude en la sección (1):

$$F_1' = \frac{v_1'}{(g v_1')^{1/2}}$$



Sustituyendo valores:

$$F_1' = \frac{1.758}{(9.81 \times 0.0256)^{1/2}} = 3.508 > 1$$

por lo tanto el régimen es supercrítico (CUMPLE).

#### IV.8.2. Cálculo del conjugado mayor, $V_2'$ y tipo de tanque amortiguador.

Como el tanque amortiguador es de sección trapecial, de acuerdo a la ref. (3), el diseño de la longitud, del tanque, profundidad, geometría de los dientes, etc., se hace con base en las normas para un tanque de sección rectangular y se adaptan los valores obtenidos a la geometría trapecial.

De acuerdo a la ref. (3):

Como la velocidad en la sección (1') es menor a 15 m/s y el número de Froude es menor de 4.5 pero mayor de 2.5, esto es:

$$V_1 < 15 \text{ m/s} \quad ; \quad Fr = 3.508$$

y además,  $2.5 < 3.508 < 4.5$

se elige un tanque amortiguador tipo I ó Tanque tipo U.S. Bureau of Reclamations (I), ya que es aplicable para cuando  $F_1 = 2.5$  a 4.5; esto ocurre usualmente en grandes caídas de canales o en presas derivadoras. Su diseño reduce las ondas excesivas creadas en el salto hidráulico para este intervalo de número de Froude.

Con  $Fr = 3.5$ , entrando a la fig. I.86, pág. 138 (ref. 3), se tiene que:

$$\frac{V_2'}{V_1'} = 4.44$$

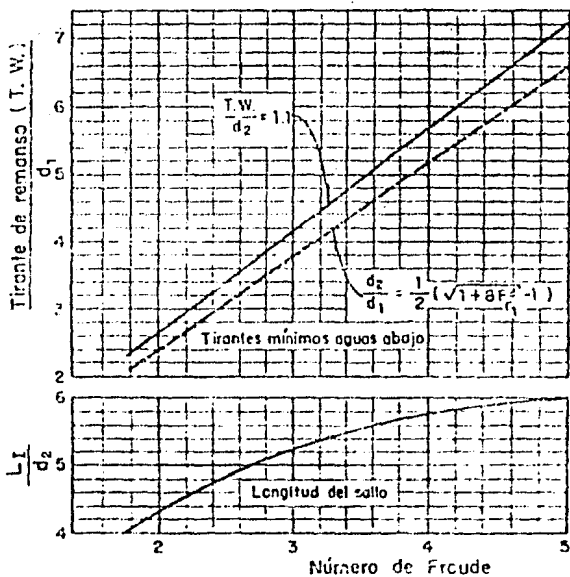
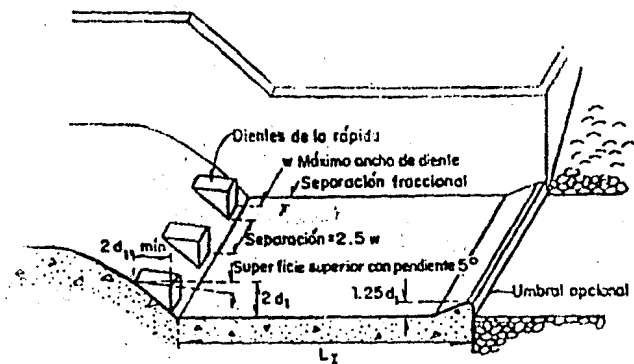


Fig. 1.86 Tanque amortiguador tipo U.S.D.R. (1)

de donde:

$$V_2' = 4.44 (0.030) = 0.133 \text{ m.}$$

y además, de la fig. I.86 se tiene, con  $Fr = 3.5$  :

$$\frac{L_I}{V_2'} = 5.58$$

donde:  $L_I$  = longitud del tanque amortiguador.

por lo tanto:

$$\begin{aligned} L_I &= 5.58 V_2' = \\ &= 5.58 ( 0.133 ) = 0.742 \text{ m.} \end{aligned}$$

#### IV.9. ESTRUCTURA TERMINAL DEL MODELO.

Como se mencionó en V.2., al final del tanque amortiguador se construyó un río, al cual se le adicionó una compuerta de control, cuyo objetivo es el de forzar el nivel normal de descarga que se calcula de la siguiente manera (Ver fig. IV.9.1.).

Aquí, la consideración que se hace, parte de que para un gasto dado, el nivel del río coincide con el nivel del conjugado, se forma un resalto claro, que es lo que se pretende lograr al poder desplazar el nivel del escurrimiento en el río, mediante la compuerta de control colocada en el río, aguas abajo de éste.

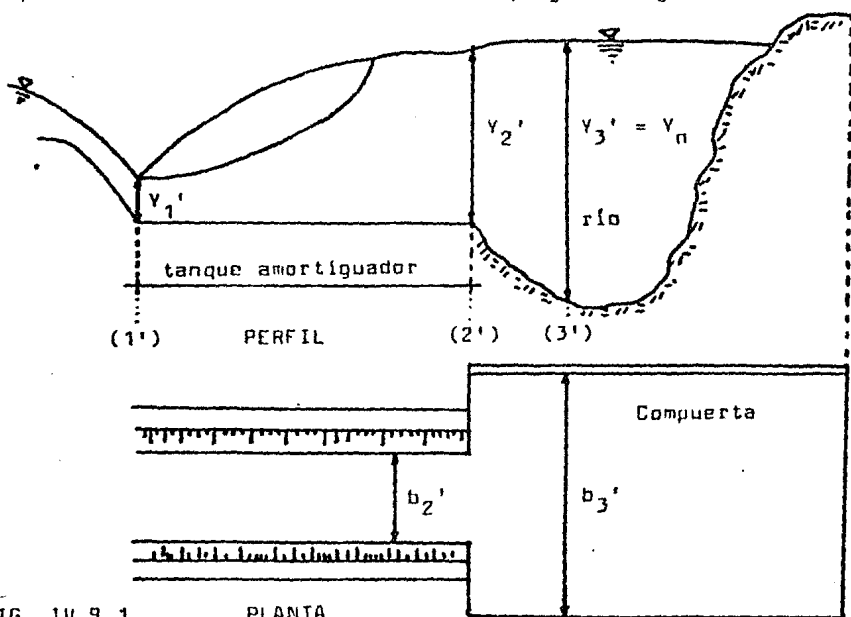


FIG. IV.9.1. PLANTA

De la fig. IV.9.1., aplicando la Ec. de la energía entre las -- secciones (2') y (3'):

$$E_2' = E_3' + h_p \quad \text{IV.9.1.a.}$$

donde:  $h_p$ , son las pérdidas de energía, que en este caso se consideran despreciables.

Sustituyendo valores, la ec. IV.9.1.a. queda:

$$v_2' + \frac{v_2'^2}{2g} + \Delta Z = v_3' + \frac{v_3'^2}{2g} + h_p \quad \text{IV.9.1.b.}$$

donde:

$$v_2' = 0.133 \text{ m.}$$

$$\frac{v_2'^2}{2g} = 0.0035 \text{ m.}$$

$$\Delta Z = 0.05 \text{ m. (Dato de proyecto, ver fig. IV.9.1.)}$$

$$q_3' = \frac{Q}{b_3'} = \frac{0.020}{1.50} = 0.013 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$$

Sustituyendo valores en la ec. IV.9.1.b. :

$$0.133 + 0.0035 + 0.05 = v_3' + \frac{q_3'^2}{v_3'^2 2g} + 0$$

$$0.1865 = v_3' + \frac{(0.013)^2}{v_3'^2 (19.62)}$$

Proponiendo valores, en la tabla IV.9.1., se muestran las iteraciones para el cálculo del tirante en la sección (3'),  $v_3'$ .

$v_3'$	$\Sigma h$
(m)	(m)
0.1800	0.1802
0.1860	0.1862
0.1863	0.1865

TABLA IV.9.1.

Por lo tanto, el tirante que debe existir en el río para que el salto hidráulico se presente, en teoría, al pie del cimacio del tanque amortiguador, es  $V_3' = 0.1863$  m.

## V. CONSTRUCCION DEL MODELO

## V. CONSTRUCCION DEL MODELO.

### V.1. GENERALIDADES.

Las características geométricas del abanico, canal de descarga, tanque amortiguador y obras accesorias, se muestran en la figura V.1. Además, se muestra un perfil longitudinal de la estructura (fig. V.1.1) con la finalidad de comprobar que exista suficiente desnivel entre el canal de aproximación o de llegada al vertedor y el nivel del agua en el canal de retorno.

Los datos más importantes del modelo, se detallan a continuación:

#### VERTEDOR.

**Descripción:** Del tipo de abanico, cresta libre curva en planta y cimacio Creager Normal, convergiendo a un canal de descarga. En los extremos del cimacio se construyeron muros de contención hasta la longitud del canal de acceso.

**Longitud de cresta:** 1.924 m.

**Canal de descarga:** Con su eje recto, de 0.439 m. de ancho, taludes 1:1 y 1.380 m. de longitud, que terminan en un tanque amortiguador trapecial, tipo I de 0.742 m. de longitud.

**Elevaciones:** De la cresta, 0.381 m. Del nivel de aguas máximas, - 0.411 m.

**Carga máxima:** 0.030 m.

**Capacidad:** 0.020 m<sup>3</sup>/s.

**Pendiente de transición:** = 0.06

**Pendiente de la rápida:** = 0.05



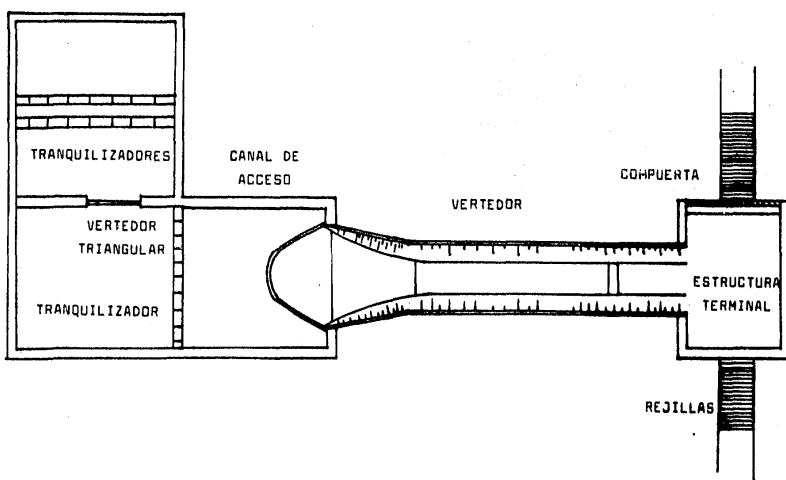


FIG. V.1. OBRAS ACCESORIAS DE LA ESTRUCTURA.

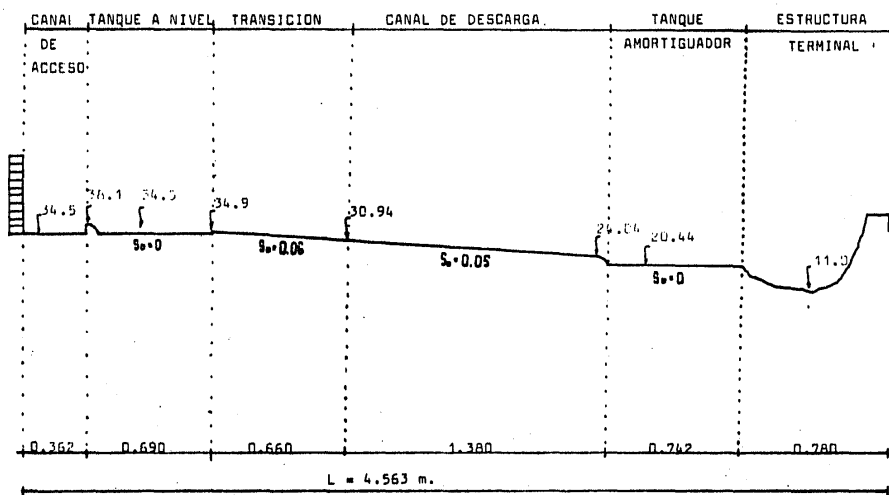


FIG. V.1.1.

## V.2. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.

### Trazo y medición.

Se comenzó con la obtención de los ejes mediante perpendiculares, para lograr tener los centros tanto del abanico como del eje longitudinal del vertedor. Posteriormente, se hicieron tarrajas de lámina para lograr las diferentes secciones en el canal, es decir, tarrajas para el cimacio (cresta vertedora), tarrajas transversales en la sección de control, en el inicio y terminación del canal de descarga y dos tarrajas longitudinales del cimacio y del tanque amortiguador.

Los materiales e instrumentos de trazo, medición y construcción utilizados en este proceso fueron: Lámina negra calibre 20, nivel de mano, nivel fijo o topográfico, transportador, tránsito, flexómetro y elementos propios de albañilería.

Una vez construidas las tarrajas, se comenzó su colocación; primero, en el vertedor, colocándose inicialmente una tarraja del cimacio que coincidía con el punto de la perpendicular anteriormente obtenida. Dicha tarraja sirvió como banco de nivel para de allí, trazar los arcos que componen el abanico e ir colocando a una determinada distancia las demás tarrajas a todo lo largo de la cresta vertedora.

Se colocó una plataforma de apoyo para el trazo de los ángulos que componen el abanico, y se marcó el primer radio apoyándose en la línea del eje del vertedor, a partir del centro de la perpendicular, que es la altura máxima del vertedor y el lugar donde se colocó la tarraja central que es la que servirá tanto para niveles como para la distribución del abanico.

Para la distribución y colocación de tarrajas que componen el primer radio, se utilizó un escantillón, el cual se apoyó en el eje del vertedor a la distancia  $R_1$ . La distancia entre estas tarrajas fue de 5 cm.

Enseguida se procedió a la nivelación de las tarrajas del radio  $R_1$ , tanto vertical como horizontal, utilizándose para ello, --- transportador, escantillón, nivel de mano, nivel topográfico, - flexómetro y material de aportación (mezcla gruesa).

Para el trazo del radio  $R_2$ , proyectando la línea del radio  $R_1$  - con el escantillón hasta obtener la dimensión del  $R_2$  y mediante el transportador, se procedió al trazo del ángulo  $\beta$ , para así complementar la colocación de la tarraja final del vertedor. Pa ra lograr esto, además de los materiales utilizados anteriormente, se utilizó un tablón, el cual se encontraba nivelado con material de aporte a la altura del banco de nivel principal (elevación de la tarraja central).

Colocada la última tarraja del radio  $R_2$  y tomando referencia -- del radio  $R_1$ , se procedió a distribuir las tarrajas a cada 3 cm. a lo largo del vertedor. Esta operación se hizo tanto al lado - derecho como al izquierdo del eje transversal del vertedor.

Una vez logrado esto, se procedió tanto a la nivelación verti-- cal como horizontal de las tarrajas.

Después, se obtuvieron los niveles del piso del tanque del abanico y del escalón en la sección de control, dándose además su longitud a partir de la tarraja central (origen de los ejes).

Para la colocación de la tarraja al inicio del canal de descarga, se tuvo que hacer una cama de arena debido a que el nivel - del vertedor estaba muy por encima y se tendría que utilizar -- demasiado material de aporte. Se procedió a darle su nivelación y distancia a partir de la sección de control. Una vez logrado lo anterior, se dió su desnivel (pendiente), levantándose a su vez los muros de contención de la cama de arena, que posteriormente servirán para levantar los muros perimetrales que irán a todo lo largo del vertedor.

Al colocarse la segunda tarraja (al final del canal de descarga), siguiendo los pasos anteriores, y una vez levantados los muros perimetrales, se comenzó a rellenar con material de aporte la zona de transición y el canal de descarga.

La sección de control, se ajustó perpendicularmente al eje del canal, así como todas y cada una de las tarrajas de la rápida.- Con las tarrajas longitudinales del cimacio y del tanque amortiguador ya niveladas, se procedió a levantar los muros faltantes, rellenándose esta zona con material de aporte.

Se llevó a cabo la aportación de mezcla gruesa para firmes, después de la sección de control, hasta llegar al inicio del tanque amortiguador, dejándose 2 cm. para recubrimiento.

Antes de colocar la tarraja de la sección de control, se rectificaron los niveles de las tarrajas del inicio del canal de descarga; inicio del tanque amortiguador, cimacio y tanque amortiguador.

Los recubrimientos se hicieron con mortero cemento-arena fina - en proporción 2:2, para posteriormente seguir con el trabajo de afinado con pasta (mortero cemento-agua) para los canales. En primer lugar se llevó a cabo el afinado de la zona de transición, después el tanque amortiguador, para continuar con el canal de descarga, el vertedor y concluir con los muros de transición.

Al vertedor se le hizo un canal de llamada de 10 cm. de longitud, a todo lo largo de la cresta.

Se hicieron modificaciones a la construcción anterior como impermeabilización de los muros del tanque de llegada del agua, - reconstrucción de los tranquilizadores del vertedor de cresta - delgada y del canal de acceso del vertedor de abanico.

La colocación de los limnímetros, tanto del vertedor de cresta-

delgada como del canal de acceso, se efectuó una vez terminado-  
lo anterior.

Para poder observar el funcionamiento del tanque amortiguador, se  
construyó un río y al final de este, una compuerta para originar  
el salto hidráulico al pie del tanque amortiguador.

## VI. MEDICION Y REVISION HIDRAULICA

## VI. MEDICION Y REVISION HIDRAULICA.

### VI.1. MEDICIONES.

Para la medición de la carga en el vertedor triangular de cresta delgada, así como para la carga de diseño sobre el vertedor de abanico, se utilizaron limnímetros de gancho; para las mediciones de los tirantes de la estructura, se utilizaron limnímetros de punta.

Lo primero que se hizo fué tarar los limnímetros del vertedor triangular y el del canal de acceso del vertedor de abanico (en el punto donde el agua está a punto de verter sobre el cimacio).

Las mediciones fueron hechas para el gasto de diseño,  $Q_0 = 0.020$  lts/s, y se hicieron en secciones a cada 10 cm. en la transición y a cada 20 cm. en el canal de descarga. Para el tirante normal se hizo sólo una medición, sobre el eje longitudinal del vertedor de abanico, en una sección antes de la sección crítica y después del salto hidráulico, es decir, una sección donde no se aprecia ya turbulencia considerable.

Los resultados se presentan a continuación:

#### VI.1.1. CARGA DE DISEÑO.

Los valores obtenidos se muestran en la tabla VI.1.1.

Q (lts/s)	Ho (cm)
20.0	3.04

TABLA VI.1.1.



### VI .1.2. TIRANTE CRITICO (Vc).

Las mediciones realizadas se muestran en la tabla VI.1.2.

Sección	Tirante en la márgen derecha (cm)	Tirante en el eje del vertedor (cm)	Tirante en la márgen izquierda (cm)
3	4.27	4.30	4.27

TABLA VI.1.2.

### VI.1.3. TIRANTE CONJUGADO MAYOR (Y<sub>2</sub>' ), EN EL TANQUE DEL CIMACIO - VERTEADOR.

La tabla VI.1.3., muestra los valores obtenidos.

H <sub>0</sub> (cm)	Y <sub>2</sub> (cm)
3.00	4.98

TABLA VI.1.3.

Hasta aquí, se mostraron los valores de las mediciones hasta la sección crítica, es decir hasta la Est. 0 + 0.686 , a continuación se muestran valores de los tirantes obtenidos tanto en la transición como en la rápida.

#### VI.1.4. TIRANTES EN LA TRANSICION.

Los tirantes en la transición se muestran en la tabla VI.1.4.  
En la fig. VI.1.4. se muestran los tirantes promedio.

Sección	Tirantes por la márgen derecha (cm)	Tirantes por eje del vertedor (cm)	Tirantes por la márg en izquierda (cm)
4	3.78	3.52	3.76
5	4.25	3.57	4.05
6	4.19	4.86	3.96
7	4.47	5.32	4.15
8	4.80	4.56	4.79
9	4.37	4.43	4.29
10	3.99	4.38	4.05

TABLA VI.1.4.

#### VI.1.5. TIRANTES EN EL CANAL DE DESCARGA.

Se muestran en la tabla VI.1.5.

La fig. VI.1.5., muestra los tirantes promedio obtenidos.

Sección	Tirantes por la márgen derecha (cm)	Tirantes por eje del vertedor (cm)	Tirantes por la márg en izquierda (cm)
11	3.61	3.79	3.81
12	3.43	3.42	3.41
13	3.26	3.22	3.17
14	3.26	2.93	3.10
15	2.99	2.95	2.82
16	2.83	3.07	2.85
17	2.66	2.56	2.51

TABLA VI.1.5.

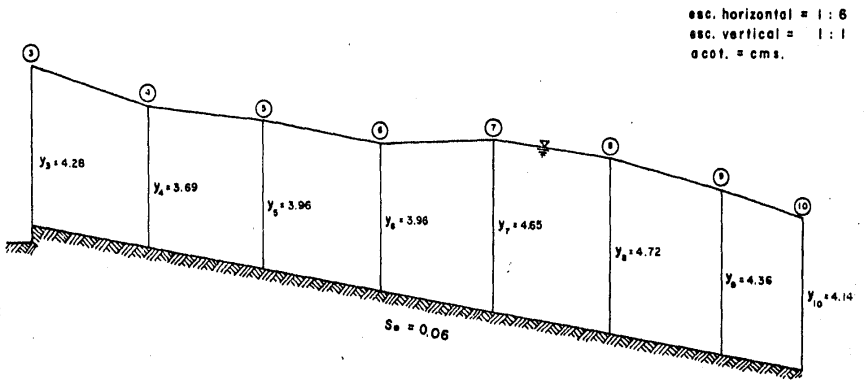


FIG. VI.1.4. PERFIL DEL AGUA MEDIDO EN LA TRANSICION

esc. horizontal: 1:6  
esc. vertical: 1:1  
cot. = cms.

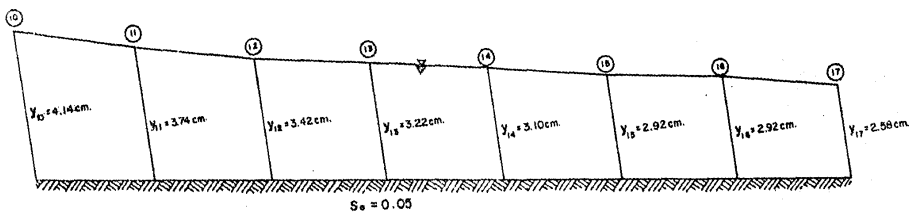


FIG. VI. 1.5. PERFIL DE AGUA MEDIDO EN EL CANAL DE DESCARGA

## VI.2. REVISION HIDRAULICA.

### VI.2.1. Carga sobre la cresta.

En la tabla VI.2.1., se presentan los valores de las cargas medidas para un ensayo.

El gasto varió desde 5 hasta 20 lts/s, pasando además por el 75% del gasto de diseño (15 lts/s), el cual se considera como el gasto máximo con el que trabajará el vertedor (ref. 10).

Q (lts/s)	Ho med. (m)	Ho calc. D.A.P. (m)	Ho calc. C.F.E. (m)
5	0.0174	0.0170	0.0120
8	0.0206	0.0200	0.0160
12	0.0245	0.0240	0.0210
15	0.0268	0.0260	0.0230
20	0.0304	0.0296	0.0300

TABLA VI.2.1.

En la fig. IV.2.1. se observa el comportamiento de la curva de gastos real contra la curva de gastos teórica.

### VI.2.2. Sección de control.

La tabla VI.2.2., presenta los ensayos que se hicieron en el modelo para un ancho de sección de control,  $L_2 = 1.055$  m y un escalón  $\Delta Z = 0.004$  m. (Ver fig. III.3.5.1.4.).

En la tabla VI.2.2., las columnas  $Y_c$  (D.A.P.) y  $Y_c$  (C.F.E.), -- muestran los valores de los tirantes críticos calculados con los métodos expuestos en III.2. y III.3. respectivamente.

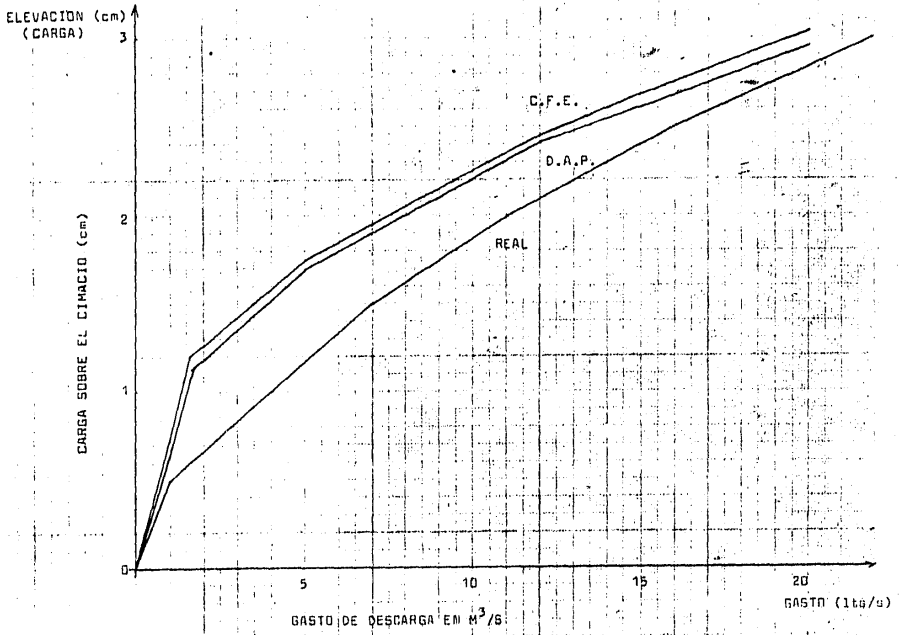


FIG. IV.4.1.

Q (lts/s)	Yc med (m)	Yc (DAP) (m)	Yc (CFE) (m)
5	0.024	0.027	0.013
8	0.029	0.033	0.018
12	0.035	0.038	0.024
15	0.037	0.042	0.027
20	0.047	0.033	0.043

TABLA VI.2.2.

VI.2.3. Tirante conjugado mayor,  $Y_2$ , en el vertedor.

La tabla VI.2.3., representa los valores de los tirantes conjugados mayores obtenidos en las mediciones y los calculados con los métodos vistos en el capítulo III, así como el porcentaje - ahogamiento con que funciona el vertedor para cada caso.

Q (lts/s)	$Y_2$ med (m)	% de ahog.	$Y_2$ (DAP) (m)	% de ahog.	$Y_2$ (CFE) (m)	% de ahog.
5			0.0311	-	0.0208	-
8			0.0375	7.32	0.0276	-
12			0.0441	33.61	0.0333	-
15			0.0483	46.59	0.0371	4.17
20	0.0498	46.00	0.0526	55.33	0.0420	20.00

TABLA VI.2.3.

VI.2.4. Tirantes en la transición.

La tabla VI.2.4. presenta los valores obtenidos. Aquí se hace la comparación de los valores obtenidos con los métodos de la D.A.P. (Cap. III.3) y C.F.E. (Cap. III.2), respectivamente.

Secc.	Tirante med. promedio (m)	Tirante calc. (DAP) (m)	% de error	Tirante calc. (CFE) (m)	% de error
4	0.0369	0.0575	55.83	0.0585	58.42
5	0.0396	0.0600	51.52	0.0607	53.27
6	0.0434	0.0610	40.55	0.0625	44.10
7	0.0465	0.0600	29.03	0.0596	28.18
8	0.0472	0.0540	14.41	0.0553	17.23
9	0.0436	0.0525	20.41	0.0546	25.14
10	0.0414	0.0485	17.15	0.0512	23.67

TABLA VI.2.4.

#### VI.2.5. Tirantes en el canal de descarga.

En la tabla VI.2.5., se muestran los valores de los tirantes como resultado de las mediciones efectuadas, así como los obtenidos por los métodos de la D.A.P. y C.F.E.

Secc.	Tirante med. promedio (m)	Tirante calc. (DAP) (m)	% de error	Tirante calc. (CFE) (m)	% de error
11	0.0374	0.0440	17.65	0.0422	12.83
12	0.0342	0.0380	11.11	0.0383	11.99
13	0.0322	0.0370	14.91	0.0358	11.18
14	0.0310	0.0360	16.13	0.0339	9.36
15	0.0292	0.0330	13.01	0.0326	11.64
16	0.0292	0.0320	9.59	0.0316	8.22
17	0.0258	0.0310	20.16	0.0308	19.38

TABLA VI.2.5.



## VII. PROPUESTA DE PRACTICA DE LABORATORIO

## VII.1. INSTRUCTIVO

### OBRAS HIDRAULICAS.

#### "VERTEDOR DE ABANICO".

##### OBJETIVOS:

- Observar el funcionamiento hidráulico de un vertedor de abanico.
- Medir y calcular los tirantes conjugado mayor en el abanico, - asi como el tirante crítico en la sección de control.
- Medir y calcular el perfil del agua en la transición, canal de descarga y tanque amortiguador.
- Comparar la curva de gastos real con la teórica del vertedor - de abanico y los tirantes medidos con los propuestos por las - referencias.

##### INSTRUMENTOS DE MEDICION:

- Limnómetro
- Flexómetro.

##### PROCEDIMIENTO:

- Medir la altura del paramento, longitud de la cresta, ancho de la sección de control del vertedor, ancho del canal de descarga, longitud de la transición, canal de descarga y tanque amortiguador.
- Fijar la tara tanto del vertedor triangular, como la del nivel del agua en el canal de acceso (el nivel del agua a punto de - verter en el abanico).
- Establecer el gasto, utilizando para ello además del vertedor

triangular, los datos proporcionados.

- Para el gasto establecido, medir los tirantes medios en las secciones mostradas en la figura (VII.1.).
- Con el limnómetro correspondiente, medir la carga sobre la cresta, así como el paramento aguas arriba y la carga del vertedor triangular.
- Con la abertura de compuerta adecuada, provocar un salto hidráulico al pie del cimacio del tanque amortiguador y una vez logrado esto, medir los tirantes conjugados, así como la longitud del salto.

#### INFORME:

- Calcular, con los valores obtenidos de las mediciones y los datos proporcionados, el perfil del agua en la estructura en las secciones ya conocidas.
- Comparar el gasto establecido en el vertedor triangular con el obtenido en el vertedor, utilizando para esto, los valores medidos de la carga sobre la cresta, la longitud de la misma, así como las características del paramento aguas arriba.
- Dibujar los perfiles medidos y calculados en la estructura.
- Apartir de la longitud de cresta del vertedor y de su carga medidas en él, determinar todas las dimensiones del abanico y compararlas con las obtenidas en las mediciones.
- Para los valores de gasto, velocidad y longitudes medidas en el modelo, obtener mediante las escalas basadas en el número de Froude, las correspondientes al prototipo.
- Conclusiones y recomendaciones.
- Referencias.

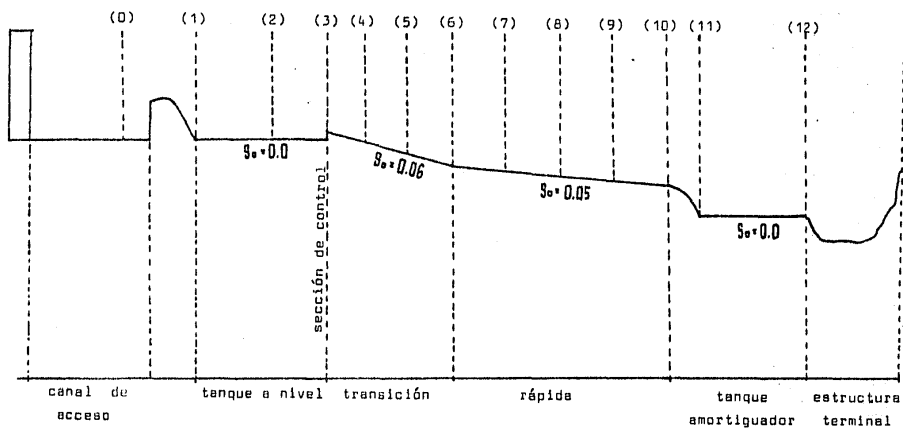


FIG. VII.1.

## VIII. CONCLUSIONES Y COMENTARIOS

### VIII. CONCLUSIONES Y COMENTARIOS.

A continuación, se analizan todas y cada una de las mediciones realizadas en el modelo.

#### Carga de diseño.

La carga de diseño, resultó bastante cercana a la carga real ya que el porcentaje de error fué del 2.7 %, por lo que el funcionamiento del modelo en esta sección, resultó satisfactorio. Cabe mencionar que la medición se realizó en la cresta del cimacio -- que coincide con el eje longitudinal del vertedor, debido a que existieron pequeños defectos constructivos a lo largo de la longitud de cresta vertedora, esto es, la altura del paramento de aguas arriba no tenían la misma elevación (considerando fijo el canal de llamada).

Esto se justifica, ya que debido a lo pequeño del cimacio no están fácil reproducirlo, por lo que se sugiere tratar de hacerlo más grande.

Este problema, servirá para explicar el porqué de la sobreelevación excesiva del tirante conjugado mayor y así provocar un ahogamiento superior al permitido.

Tirante conjugado mayor,  $V_2$ , en el vertedor.

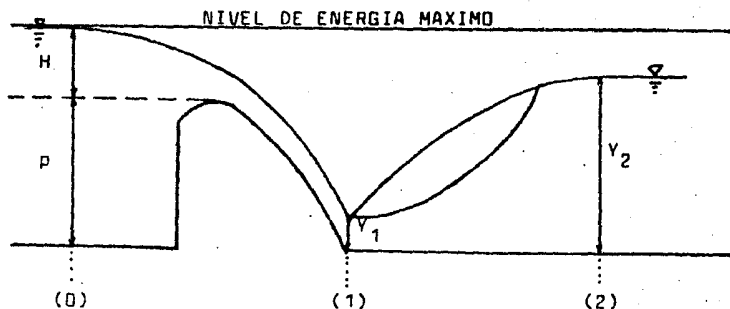


FIG. VIII.1.

Aunque se tenga variación en la altura del paramento y por consiguiente en las cargas sobre la cresta, la energía que se tiene en la sección (O) de la fig. VIII.1., es la misma a todo lo largo de la cresta vertedora (ya que el nivel del agua permanece -- constante), es decir:

Aplicando Bernoulli en la sección (O):

$$E_0 = p + H = \text{ctte.}$$

En efecto, ya que analizando el problema con la ecuación general de vertedores:

$$Q_0 = C L H^{3/2}$$

se observa que la carga va a ser mayor en algunas partes que en otras, ya que el gasto que pasa por el vertedor triangular, que es  $Q_0 = 0.020 \text{ m}^3 / \text{s}$ , es también el que pasa por el vertedor de abanico, con lo que se deduce que debe pasar más gasto por algunas secciones del abanico que por otras.

De la fig. VIII.3. se observa que si la carga de diseño  $H_0$ , aumenta, el conjugado menor,  $Y_1'$ , disminuye y por consiguiente, el conjugado mayor,  $Y_2'$ , aumenta, para un gasto,  $Q$ , dado y una  $\Delta Z$  - dada.

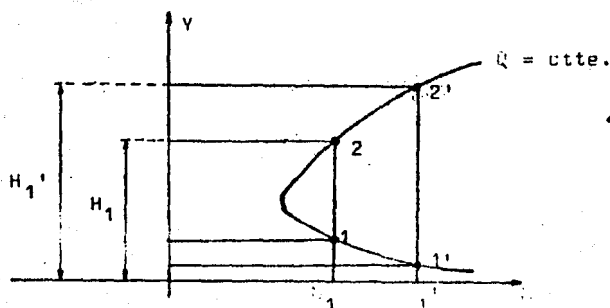


FIG. VIII.3.

Al sobreelevarse el conjugado mayor, el escalón ubicado en la sección de control es incapaz de impedir que el salto no se corra, ya que el conjugado mayor,  $Y_2'$ , es mayor que el tirante normal,  $Y_2$ , que resultaría si el salto se iniciara al pie del cimacio (salto claro), es decir, (ver fig. VIII.4.a.):

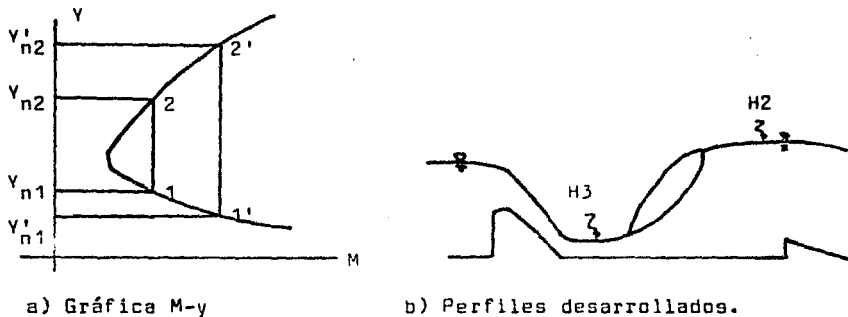


FIG VIII.4.

como  $Y_2'$  es mayor que  $Y_2$ , el salto se "barre", provocando la formación de los perfiles de la fig. VIII.4.b.

Además, el flujo converge hacia un punto del tanque a nivel del abanico, ya que la descarga es normal a la cresta vertedora (ver fig. VIII. 5).

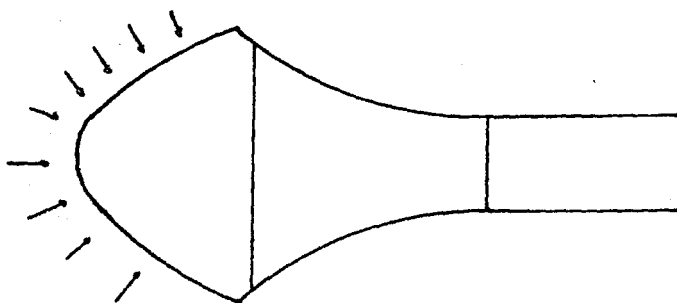


FIG. VIII.5.

ocasionando la sobre elevación del tirante conjugado mayor,  $Y_2$ . Otra de las razones de la sobre elevación es la conclusión a la-



que se llegó en IV.6.3., en el sentido de que en realidad se -- trata de un flujo tridimensional y se está tratando como bidi-- mensional.

Aquí, el porcentaje de error fué del 26 %, sin embargo, se considera aceptable, ya que no altera demasiado las condiciones de aguas abajo.

#### Sección de control.

La sección de control funcionó aceptablemente para los datos ob tenidos en la medición de los tirantes críticos para el gasto - de diseño, ya que aquí el porcentaje de error fué del 9.3 %. La ubicación de esta sección de control se considera correcta, debido a que la longitud del salto hidráulico correspondiente al conjugado mayor,  $Y_2$ , medido, está dentro del tanque a nivel y - por lo tanto se desarrolla libremente.

#### Transición.

Los tirantes de la transición, sufrieron alteraciones por la pre sencia de ondas cruzadas, que se formaron debido al cambio de - sección en régimen supercrítico y además a que la transición no quedó 100 % exacta, lo cual también puede provocar lo anterior. Aunado a esto, la sobreelevación del tirante conjugado mayor, -  $Y_2$ , en el tanque a nivel, contribuye a estas alteraciones, aun- que el porcentaje de error se considera aceptable, ya que es, - en promedio, del 30 % y además, las ondas provocadas en esta - sección no sobre elevaron de manera excesiva la carga sobre la - cresta.

#### Canal de descarga.

En esta sección, los valores de los tirantes resultaron bastan- te congruentes, siendo el porcentaje de error, en promedio, del

14.65 % para los valores obtenidos por la D.A.P. y de 12.09 % - para los de la C.F.E. El funcionamiento hidráulico obtenido por ambos métodos, se apega al funcionamiento real del canal de descarga, ya que el perfil formado es un S2, perfil que sigue con las consideraciones establecidas en un principio en el sentido - de que a partir de la sección de control, el régimen debe ser su percrítico hasta el término del canal de descarga.

#### Tanque amortiguador.

El funcionamiento hidráulico del tanque amortiguador, esta sujeto a diferentes consideraciones de apreciación, ya que el salto se debe provocar al pie del cimacio del tanque amortiguador mediante una compuerta colocada aguas abajo. Aquí las mediciones - resultaron bastante aceptables, teniéndose un porcentaje de - error del 20 %.

## Geometría del abanico.

Respecto a la geometría en planta del cimacio y del abanico, se considera que dar ángulos o radios exactos como base para el diseño, puede conducir a errores que, precisamente por la exactitud con que se debe diseñar, son fáciles de cometer y pueden ocurrir, con frecuencia, durante el proceso constructivo.

Se observó que el método propuesto por la D.A.P., proporciona características geométricas del abanico que cumplen con las relaciones establecidas para el buen funcionamiento de la estructura (ref. 5). Estas características, como se pudo comprobar, se obtienen de una manera sencilla, ya que con este método, se puede hacer un diseño bastante rápido de las características del abanico y canal de descarga, así como los tirantes en los mismos, teniendo únicamente como dato el gasto con el que se desea trabajar, obtener la carga y a partir de esta, entrar en las tablas - propuestas, lo que no ocurre así con las gráficas de C.F.E., que pueden resultar en ocasiones poco exactas, sin embargo, resultan ser eficientes.

Por lo que respecta a los tirantes en las diferentes secciones, - los valores obtenidos por el método propuesto por la D.A.P., resultaron un poco mejores, en este caso, que los obtenidos por el propuesto por la C.F.E.

Se recomienda por lo tanto, efectuar el diseño como se mencionó - en el capítulo IV.1., es decir, las dimensiones del abanico, --- transición, canal de descarga, así como los tirantes en los mismos, calcularlos con el método propuesto por la D.A.P. ; el perfil del cimacio, tanque amortiguador y la comprobación tanto del perfil del agua (Funcionamiento Hidráulico), como de las condiciones de Hiriart (ref. 5), calcularlos con el método propuesto - por la C.F.E.

Partiendo de la experiencia adquirida en este estudio, se puede-

que llegar a la solución final, es lograr un eficiente funcionamiento del vertedor, que consiste en conducir el agua hacia el - vertedor de tal manera que las líneas de corriente sean normales a la cresta, que el salto hidráulico se forme al pie del cimacio o ahogado hasta en un 20%, que haya un mínimo de vórtices y ondas estacionarias en la zona de transición, que el tirante en la sección de control sea el adecuado, es decir, que la sección de control funcione como tal y que el agua sea desalojada rápidamente por el canal de descarga sin elevar los tirantes por encima de los valores permisibles para esa sección, por lo que de acuerdo a los resultados obtenidos, se puede considerar aceptable el diseño efectuado.

Otra de las consideraciones hechas y una de las más importantes, es la de mencionar que debido a la escala es difícil lograr exactitud, la influencia de la escala de rugosidad, ya que es un - gran problema el escalarla, además, hacer este tipo de trabajos no es tan fácil y para un modelo de prototipo real, hay que hacerlo con dimensiones que sean factibles de trabajar (no tan pequeño), ya que un error pequeño en este modelo, causa muchos - problemas de apreciación en el comportamiento del modelo, no ocurriendo así en un modelo más grande.

Finalmente, para el aspecto didáctico, que es el importante, este modelo cumple sobremanera.

## REFERENCIAS

## REFERENCIAS.

1. Echávez, G., "Apuntes de la clase de Modelos Hidráulicos", División de Est. de Posg., Facultad de Ingeniería, México, 1983- (no publicado).
2. Alegret, E. y Porto, A., "Resultado de las Investigaciones sobre aliviaderos mexicanos", Voluntad Hidráulica, D.A.P., La Habana, Vol. 36, pp 6-12.
3. C.F.E., Manual de Diseño de Obras Civiles, Hidrotecnia, parte A.2.10., "Obras de Excedencia", Instituto de Investigaciones - Eléctricas, México, 1981, pp 36-37.
4. C.F.E., Manual de Diseño de Obras Civiles, Hidrotecnia, parte-A.2.9. "Escurrimiento a superficie libre", Instituto de Investigaciones Eléctricas, México, 1980.
5. Hiriart, F., "Vertedores en abanico", Ingeniería Hidráulica en México, S.R.H., México, 1949, Vol. III, pp 46-67.
6. Sotelo, G., "Hidráulica General", Editorial Limusa, México 1974, Vol. I, pp 96-100.
7. Sotelo, G., "Apuntes de Hidráulica II", Facultad de Ingeniería, UNAM, México, 1976, pp 11-14.
8. Chow, V. T., "Open Channel Hydraulics", Mc Graw Hill Book Co., New York, 1959.
9. U. S. Department of the Interior, Bureau of Reclamation, "Design of Small Dams", Second Edition, Water Resources Technical Publication, Washington, 1974.
10. S.R.H., Presas de Derivación, S.R.H., MEXICO, 1976.