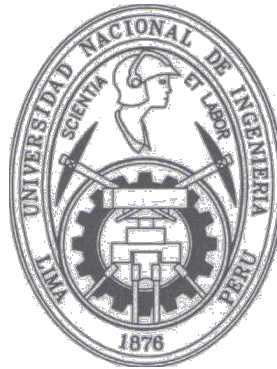


UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL



**Estudio en modelo hidráulico de la bocatoma
modificada del proyecto de Chao y Virú**

TESIS

**PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE
INGENIERO CIVIL**

AUTOR:

INSUA SHARPS CARLA

-1966-

INDICE

Pág.

CAPITULO I - ANTECEDENTES

1.1	Introducción	1
1.2	Antecedentes del Proyecto	2
1.3	Estudios Preliminares en Modelo Hidráulico	7

CAPITULO II - PRINCIPIOS DE SIMILITUD A LA EXPERIMENTACION EN MODELOS HIDRAULICOS

2.1	Generalidades	22
2.2	Similitud Geométrica	23
2.3	Similitud Cinemática y Similitud Dinámica	24
2.4	Ley de Froude	27
2.5	Ley de Reynolds	28
2.6	Ley de Weber	29
2.7	Ley de Cauchy o Ley de Mach	30
2.8	Ley de Euler	31
2.9	Leyes de Similitud para la turbulencia y Cavitación	32
2.10	Criterios de Elección del Parámetro Preponderante para Establecer la Ley de Similitud	35
2.11	Relaciones de Similitud	37
2.12	Modelos Distorsionados	40

CAPITULO III - TEORIA SOBRE EL TRANSPORTE DE MATERIALES SOLIDOS

3.1	Generalidades	44
3.2	Forma de Transporte de Sedimentos	45
3.3	Transporte del Sedimento en Suspensión	45
3.4	Transporte del Sedimento de Arrastre	47

CAPITULO IV - MODELO HIDRAULICO DE LA BOCATOMA MODIFICADA

4.1	Generalidades	53
4.2	Elección de la Escala del Modelo	53
4.3	Instalaciones del Modelo	55
4.4	Descripción del Modelo	56

CAPITULO V - VERTEDORES POLINIMIZADOS

5.1	Teoría y Cálculo de los Vertedores Polinimizados	61
5.2	Vertedor Polinimizado en el Cauce del Río Santa	67
5.3	Vertedor Polinimizado del Túnel Aductor	81

CAPITULO VI - CRITICA DEL COMPORTAMIENTO EN EL MODELO DE LA BOCATOMA MODIFICADA Y OBJETIVOS DE LA INVESTIGACION

6.1	Crítica del Comportamiento.	92
6.2	Objetivos de la Investigación	97

CAPITULO VII - ESTUDIO DEL FUNCIONAMIENTO DE LAS OBRAS DE CAPTACION

7.1	Generalidades	99
7.2	Primer Rebose, Pantalla contra Cuerpos Flotantes y Rejillas	99
7.3	Comportamiento de las Compuertas de Admisión	101

CAPITULO VIII - ESTUDIO DEL FUNCIONAMIENTO DEL BARRAJE Y EL COLCHON DISIPADOR DE ENERGIA

8.1	Generalidades en los Criterios de Diseño de la Presa Derivadora	109
8.2	Modificación del Perfil del Barraje	109
8.3	Comportamiento del Barraje en el Modelo	112
8.4	Colchón Disipador de Energía	112
8.5	Verificación Teórica del Diseño del Colchón Disipador	114
8.6	Observaciones y Estudios del Funcionamiento del Colchón Disipador	118

CAPITULO IX - ESTUDIO DEL FUNCIONAMIENTO DEL CANAL DE LIMPIA

9.1	Generalidades	129
9.2	Capacidad de Evacuación de las Compuertas de Limpia	131
9.3	Velocidades del Agua frente a la Toma con las Compuertas de Limpia Abiertas	131
9.4	Velocidades Aguas Abajo de las Compuertas de Limpia	133
9.5	Estudio de la Longitud del Colchón Disipador del Canal de Limpia y del Control de la Energía Cinética de las Aguas.	133
9.6	Muro Divisor entre el Canal de Limpia y el Canal Disipador	137
9.7	Estudio de la Erosión del Cauce Aguas Abajo del Colchón Disipador de las Compuertas de Limpia	137
9.8	Protección del Cauce Aguas Abajo de las Estructuras de Disipación	139

CAPITULO X - ESTUDIO DEL FUNCIONAMIENTO DEL CANAL DES- RIPIADOR

10.1 Descripción de las Estructuras	144
10.2 Crítica del funcionamiento del Desripiador	145
10.3 Modificaciones al Diseño	146
10.4 Funcionamiento del Sifón	147
10.5 Eficiencia del Canal Desripiador	149
10.6 Evacuación de los Materiales	150

CAPITULO XI - ALTURAS DE LOS MUROS DE ENCAUZAMIENTO Y PILARES

11.1 Generalidades	152
--------------------	-----

CAPITULO XII - ENSAYOS DE LA BOCATOMA PARA DETERMINAR SU EFICIENCIA EN LA ELIMINACION DE MATERIAL DE ARRASTRE

12.1 Generalidades	156
12.2 Materiales Empleados	156
12.3 Selecciones de Materiales para Diferentes Gastos	164
12.4 Caudal Sólido Transportable en el Modelo	164
12.5 Medidas de los Caudales Sólidos Derivados por la Bocatoma.	166

CAPITULO XIII - RECOMENDACIONES PARA LA OPERACION DE LA BOCATOMA

13.1 Operación de la bocatoma para Descargas Normales del Río Santa	168
13.2 Operación de la Bocatoma para Descargas del Río entre 90 m ³ /seg. y 500 m ³ /seg.	170
13.3 Operación de la Bocatoma para Descargas Mayores de 500 m ³ /seg.	171
13.4 Operación de la Bocatoma Durante Avenidas Extraordinarias	172

CAPITULO XIV - MODIFICACIONES QUE SE PROPONEN AL PROYEC- TO DE LA BOCATOMA DE CHAO Y VIRU

14.1 Disposición de la Planta	173
14.2 Estructura de Captación	173
14.3 Estructuras de Limpia	174
14.4 Presa de Derivación	175
14.5 Protección del Cauce	176
14.6 Muros de Encauzamiento	176
14.7 Conclusión	180

CAPITULO 1

ANTECEDENTES

1.1.- INTRODUCCION

Galileo dijo hace más de 300 años: "He encontrado menos dificultades en observar y estudiar los movimientos de los cuerpos gravitacionales, no obstante las enormes distancias que los separan, que en la investigación de los movimientos del escurrimiento del agua que se realiza delante de nuestros propios ojos". Y esto es todavía cierto hoy en día, a pesar de que la mente de grandes genios se ha dedicado en los últimos siglos a tratar de encontrar las leyes que rigen la hidráulica fluvial, nuestro conocimiento teórico al respecto está basado en tal cantidad de simplificaciones que hacen aconsejable en el caso de proyectos de estructuras hidráulicas importantes, realizar estudios de su comportamiento en modelos hidráulicos.

Los estudios en modelos tienen por objeto, tanto obtener información que sea útil para el diseño del prototipo, como evitar costosos errores, ya que resulta relativamente económico modificar la construcción de un modelo o utilizar métodos de diseño experimental que tratar de cambiar la construcción del prototipo cuando este presente fallas durante su operación.

No debe suponerse, sin embargo, que los estudios en modelos proporcionen claras respuestas a todos los problemas. Como regla general no puede ejecutarse un ensayo en modelo ni interpretarse sus resultados a menos que no se comprenda la teoría básica del fenómeno que se está estudiando. Si un modelo no representa adecuadamente el prototipo la investigación puede producir sólo

una pérdida de tiempo y de dinero y en consecuencia el proverbio: "una prueba vale más que la opinión de mil expertos" que sólo es una peligrosa verdad a medias. Por otra parte resulta innecesario y dispendioso construir un modelo si los resultados pueden predecirse mediante la teoría; porque la construcción y pruebas en un modelo es generalmente costosa comparada con la investigación teórica.

A pesar de las limitaciones las pruebas en modelo han probado ser invalorable en muchos casos y el uso de modelos en la ingeniería hidráulica crece constantemente.

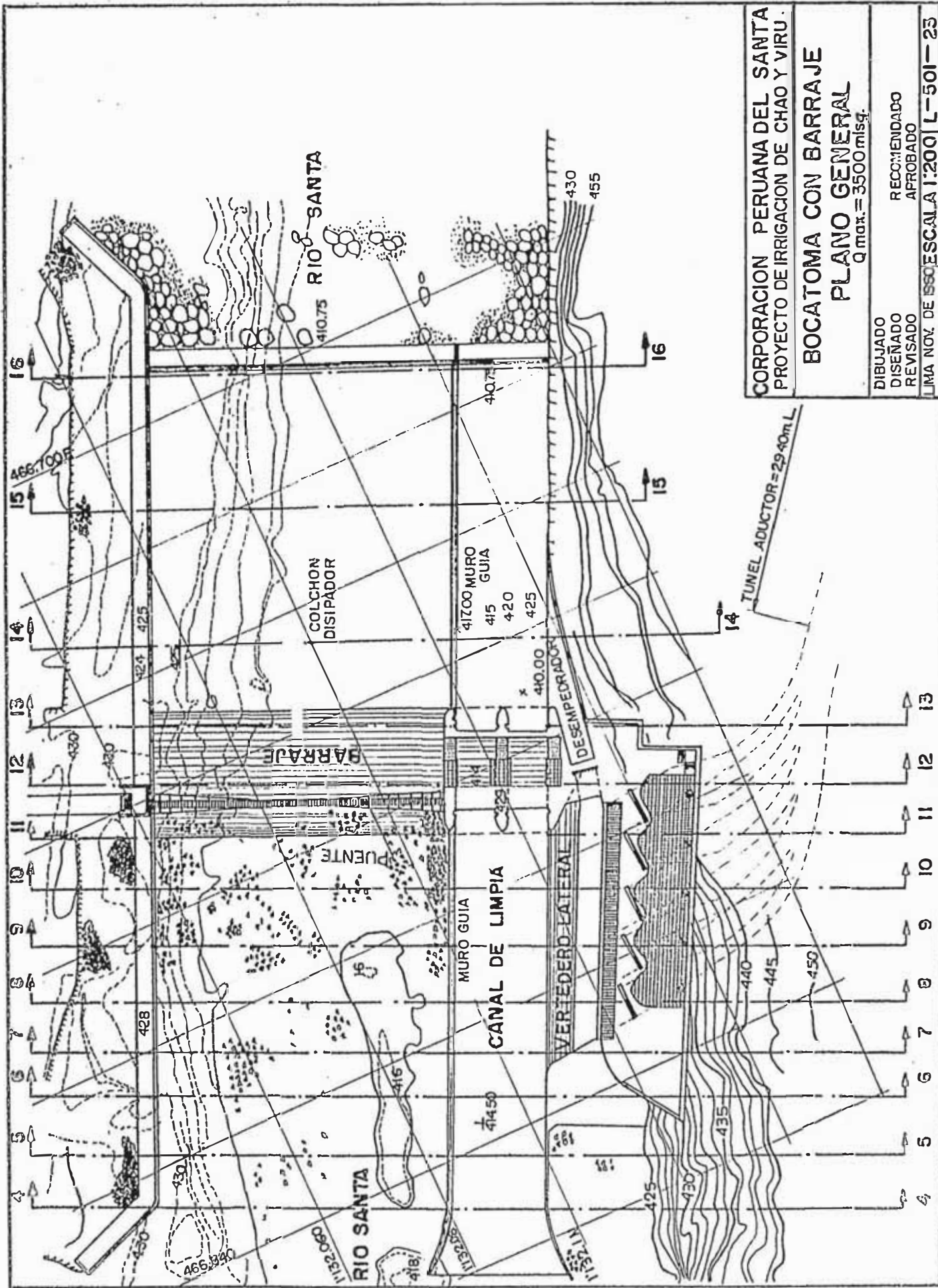
1.2.- ANTECEDENTES DEL PROYECTO

La Corporación Peruana del Santa ha diseñado una bocatoma para el Proyecto de la Irrigación de los valles de Chao, Virú, Moche y Chicama y la ha ubicado sobre la margen derecha del río Santa frente al kilómetro 69+400 del ferrocarril Chimbote-Huallanca.

La bocatoma ha sido proyectada para derivar hasta 85 m³/seg. y corresponde en líneas generales a un diseño clásico de bocatoma de barraje fijo, con compuertas de limpia y captación mediante doble rebose.

El barraje tiene una longitud de 51.50 m. de largo, 4.00 m. de altura sobre el piso del solado delantero y su coronación está en la cota 418 m.s.n.m. se ha proyectado para poder evacuar crecidas en el río hasta de 3,500 m³/seg.

Aguas arriba del barraje se ha proyectado un solado de 52 metros de largo apoyado en una cortina vertical con el objeto de aumentar el camino de percolación de las aguas. Aguas abajo del barraje se prevee un colchón para disipar la energía del agua vertiente, que termina en un dentellón de 4.00 m. de profundidad.



CORPORACION PERUANA DEL SANTA
PROYECTO DE IRRIGACION DE CHAO Y VIRU.
BOCATOMA CON BARRAJE
PLANO GENERAL
 Q max. = 3500 mlsq.

DIBUJADO	RECOMENDADO
DISEÑADO	APROBADO
REVISADO	

LIMA NOV. DE 1960 ESCALA 1:200 L-501-23

El canal de limpia tiene 16.5 m. de ancho y una pendiente de 1% y está separado del barraje por un muro guía de 78 m. de largo aguas arriba y 64 m. aguas abajo, con una coronación en la cota 418.50 m.s.n.m. La entrada del canal es de forma abocinada, con el objeto de encauzar mejor las aguas. La regulación del escurrimiento se hace por medio de dos compuertas sostenidas por tres pilares de 2.00 m. de ancho, 15 m. de altura y 22 m. de largo.

El diseño de este canal se ha efectuado con el objeto de obtener aún en época de estiaje una velocidad de magnitud suficiente para arrastrar los materiales sólidos que trae el río.

Como se ha dicho anteriormente la captación se realiza mediante doble rebose. El primer rebose es un vertedero de 41 m. de largo cuya cresta está en la cota 416.70 m.s.n.m. Entre el primero y el segundo rebose existe un canal desmpeador que tiene por objeto evitar el ingreso del material de acanteo. Para impedir sedimentaciones al comienzo de dicho canal se ha ubicado a una distancia de 3.50 m. aguas arriba del primer rebose una ventana de 3.50 m. de ancho por 2.00 m. de largo. La limpia del desmpeador tiene lugar con la ayuda de una compuerta deslizante de 4.00 m. de ancho por 5.50 m. de alto, colocada aguas abajo.

El segundo rebose está constituido por cinco vertederos sumergidos con una coronación en la cota 414.65 m.s.n.m., provistos de rejillas metálicas así como también de una pantalla para interceptar cuerpos flotantes.

El agua captada por estos vertederos sumergidos ingresa a cinco bocas de 6.40 m. de ancho y 2.00 m. de alto excavadas en la roca con una inclinación de 64° con respecto al encauce; cada una de estas bocas posee una compuerta que junto con las compuertas del canal de limpia regula el caudal de captación; este

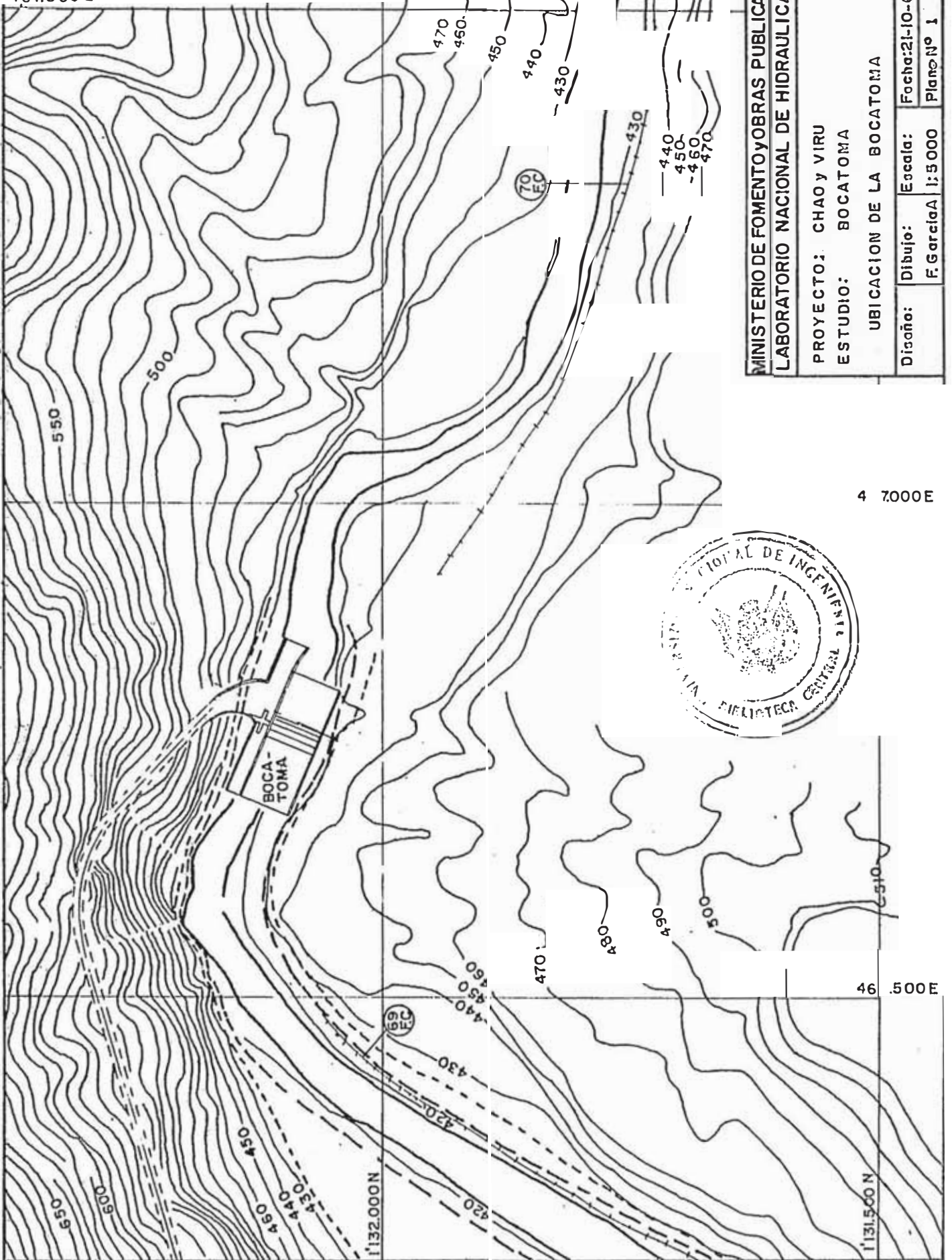
caudal es conducido a un túnel de 2.940 m. de longitud con una pendiente de 0.0023 de sección en "horseshoe" de 6.00 m. de diámetro y que conduce el agua hasta un desarenador.

La zona de ubicación de la bocatoma ha sido escogida teniendo en cuenta la gran magnitud de las avenidas tanto de origen hidrológico como de origen aluvional que se producen en el Santa, como consecuencia de roturas de lagunas naturales o derrumbes en la Cordillera Blanca, debiendo reunir dicha zona las condiciones geológicas y topográficas necesarias para garantizar la seguridad de la estructura. Es por esta razón que después de haber estudiado varias zonas que ofrecían posibilidades para la construcción de la bocatoma, se decidió enclavarla frente al Km. 69.4. En este lugar la margen izquierda está constituida por depósitos de gravas y arenas formando una terraza aluvial superpuesta sobre el lecho de roca que se encuentra a 30 m. de profundidad; la margen derecha está formada por un macizo ígneo de roca granodiorítica regularmente fracturada con disyunción en bloques.

La zona elegida se encuentra en un tramo recto del río. Se sabe por experiencia que lo ideal es situar la bocatoma en la parte cóncava de una curva del río, debido a que el movimiento helicoidal de los filetes líquidos hace que los sedimentos vayan a depositarse en la parte convexa, por lo que sería un error situarla en dicha parte pues se vería continuamente invadida de material sólido. Es preferible entonces situar la bocatoma en la parte cóncava de una curva que en un tramo rectilíneo. En este caso, sin embargo, se prefirió el tramo recto considerando que es el que ofrece mejores condiciones de geología para la cimentación de las principales estructuras de captación.

Debido a la configuración geológica de la margen izquierda, se ha visto conveniente protegerla con un muro de encauzamiento con una corona

467.500 E



4 7000 E



46.500 E

MINISTERIO DE FOMENTO OBRAS PUBLICAS			
LABORATORIO NACIONAL DE HIDRAULICA			
PROYECTO: CHAO Y VIRU			
ESTUDIO: BOCATOMA			
UBICACION DE LA BOCATOMA			
Disaño:	Dibujo:	Escala:	Fecha: 21-10-65
	F. Garcia	1:5000	Plan No 1

ción en la cota 429 m.s.n.m.

En la margen derecha se ha previsto sólo un muro corto de encauzamiento aguas arriba de la toma, ya que su resistencia a la erosión fluvial hace que no sea necesaria ninguna protección.

1.3.- ESTUDIOS PRELIMINARES EN MODELO HIDRAULICO

La Corporación Peruana del Santa ha encargado al Laboratorio Nacional de Hidráulica el estudio en modelo reducido del proyecto descrito en párrafos anteriores con el objeto de investigar el comportamiento de la estructura proyectada y definir las formas y proporciones de sus elementos para lograr la máxima eficiencia hidráulica y el menor costo posible; ya que mediante cálculos analíticos de la hidrodinámica teórica o aún de la propia hidráulica no es posible predecir la existencia ni apreciar la magnitud relativa de distintos fenómenos que pueden afectar el correcto funcionamiento de una bocatoma tales como la formación de vórtices de eje horizontal o eje vertical, la de corrientes u ondas cruzadas, las zonas de erosión y depósito de sedimentos, la formación de resaltos incompletos, etc.

Los estudios que se solicitaron fueron los siguientes:

- Entrada del agua a los muros de encauzamiento.
- Estudio del barraje y la estructura de disipación y los fenómenos de erosión en el cauce aguas abajo.
- Funcionamiento del canal y las compuertas de limpia.
- Estudio del funcionamiento del primer rebose y del canal desripador.
- Estudio del funcionamiento de las estructuras de captación.
- Estudio del comportamiento hidráulico de los túneles de aducción.

El modelo se ha construido en el Laboratorio Nacional de Hidráulica a escala 1:40 y reproduce un tramo del río de 550 metros aguas arriba de la bocatoma y 350 m. aguas abajo, obteniéndose así un total de 900 m. del prototipo. Estas distancias se consideraron luego de estudiar la topografía y el régimen del río, para tratar de conseguir un régimen de río estable tanto aguas abajo como aguas arriba de la bocatoma.

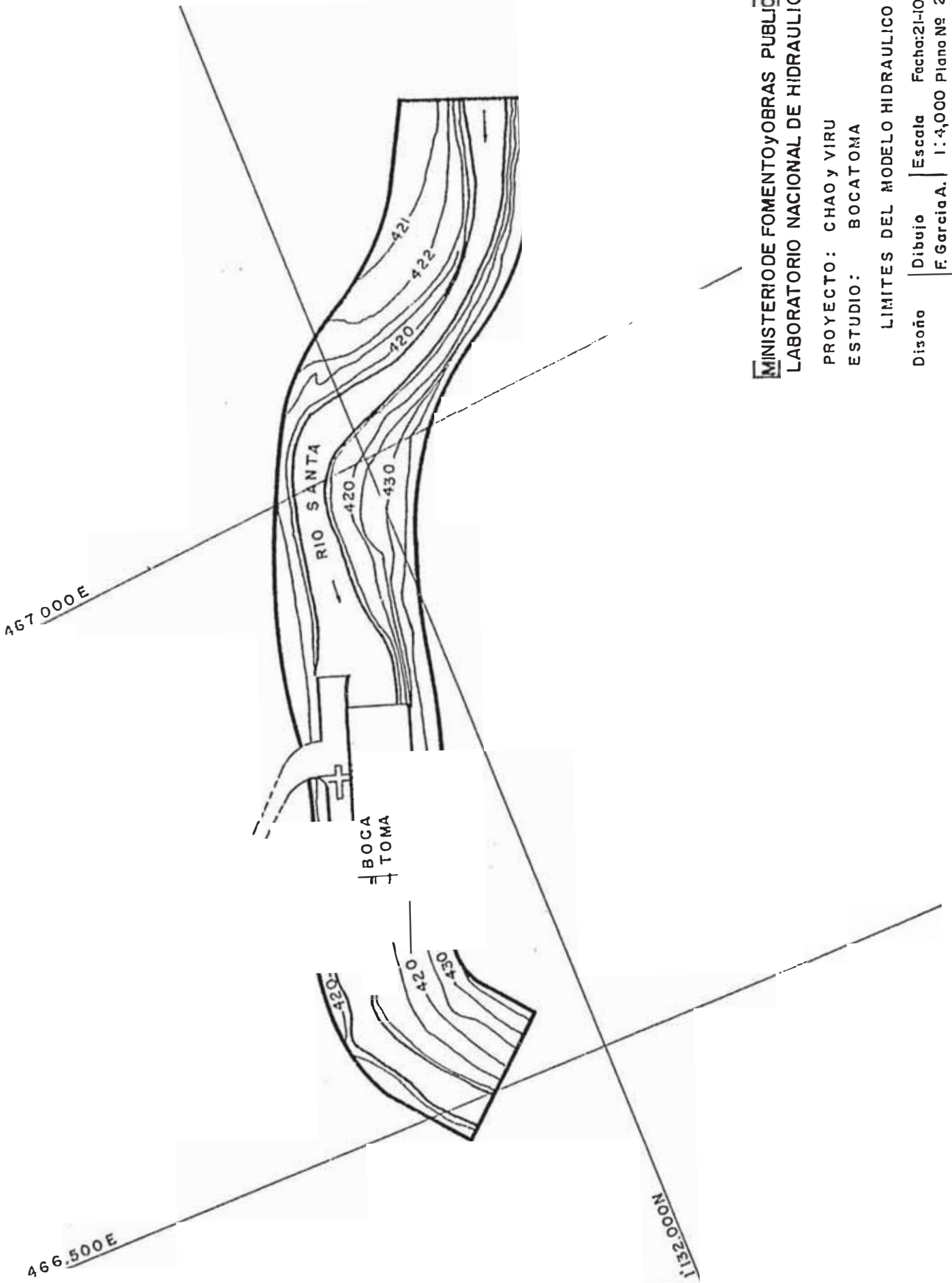
La topografía es de fondo móvil, con material de granulometría de 3 a 13 mm.; la reproducción de la topografía se puede obtener rápidamente utilizando secciones transversales fijas, hechas con plantillas metálicas que representan el cauce y las márgenes del río.

Asimismo, se han representado el barraje y el canal de limpia con sus colchones disipadores, el canal desripador con su vertedero lateral y compuerta de descarga, los cinco túneles de conducción al túnel principal y un tramo en plexiglass que representa 92 mts. de dicho túnel en el prototipo. Todas las compuertas fueron de tipo deslizante.

La alimentación del modelo se realiza a través de un tanque medidor de capacidad suficiente para los gastos máximos previstos, provisto de un vertedero de cresta delgada que puede ser triangular de 90° o un vertedero tipo Rehbock, dependiendo de los gastos a utilizarse. Las cargas se miden por medio de un limnómetro de puntas tipo Neyrpic con vernier para lecturas de niveles con 0.1 mm. de aproximación. Para medir los gastos en el túnel existe un vertedero triangular de 60° y un limnómetro de características iguales a las del primero.

En la parte final del modelo se ha construido un desarenador, para saber la cantidad de sedimento que arrastra el río.

Los estudios o ensayos preliminares se hicieron con el objeto de apre-



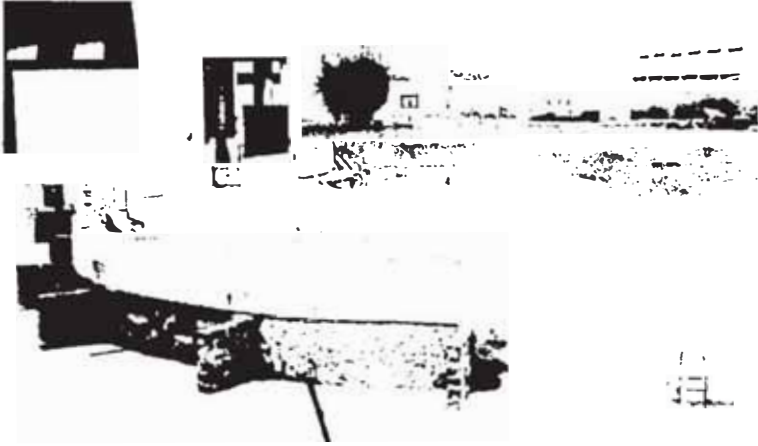
MINISTERIO DE FOMENTO Y OBRAS PÚBLICAS
LABORATORIO NACIONAL DE HIDRAULICA

PROYECTO: CHAO Y VIRU
 ESTUDIO: BOCATOMA

LIMITES DEL MODELO HIDRAULICO

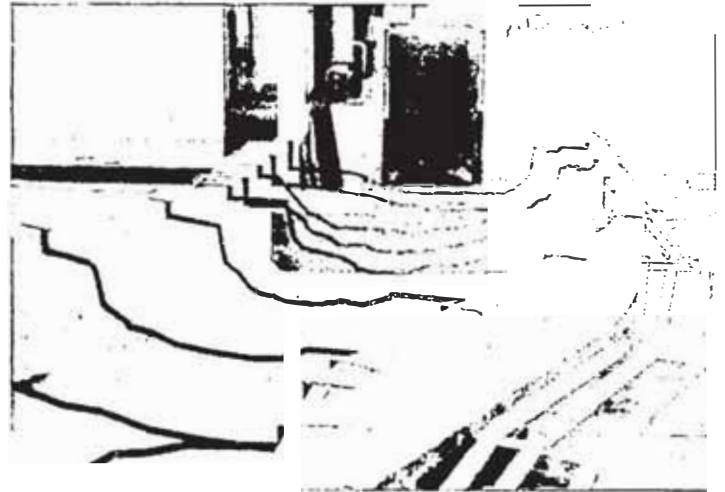
Diseño: F. Garcia A. | Escala: 1:4,000 | Fecha: 21-10-
 Dibujo: F. Garcia A. | Plano Nº 2

CONSTRUCCION DEL MODELO



Vista de los muros límites

Plantillas metálicas de las secciones transversales que representan la topografía del cauce y de las márgenes.



Tanque medidor con vertedero triangular a 90° para descargas pequeñas

ciar el funcionamiento y definir las modificaciones más importantes de la estructura.

Todos los estudios se llevaron a cabo en base a la siguiente metodología:

- a) - Teniendo el modelo la topografía representativa, se ponía en funcionamiento un cierto tiempo, de forma tal que los fenómenos de erosión llegaran a un estado de equilibrio.
- b) - A continuación se alimentaba la corriente con material de arrastre, de la misma granulometría del material que formaba el lecho móvil, hasta que existiera un equilibrio en el río, es decir que el material que se introducía en la corriente debería ser transportado ya sea por el túnel de derivación o aguas abajo de la estructura de captación.
- c) - A base de observaciones que se realizaban durante el funcionamiento del modelo se estructuraban nuevas modificaciones.

Estos ensayos demostraron que en sus características generales la concepción del proyecto original fue correcta y adecuada. El funcionamiento de los túneles de captación fue bastante satisfactorio en todas las condiciones, funcionando el resto de la estructura bien para gastos no mayores de unos 300 m³/seg. aproximadamente.

Con gastos mayores se empezaron a observar fenómenos de reflexión de la corriente en el muro guía de aguas arriba, vertiendo el agua eventualmente sobre él de un lado o de otro; en el solado delantero del barraje se formaba un vórtice de gran tamaño e intensidad reducida y tras de la curva inicial del muro guía se formaban también vórtices de fuerte intensidad.

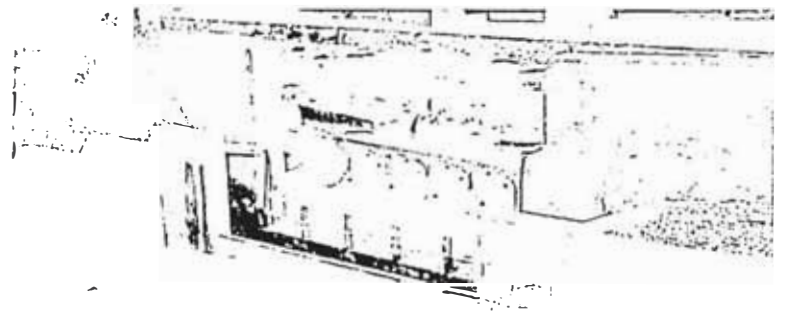
Con el objeto de observar el funcionamiento del barraje se cerraron las compuertas del canal de limpia, notándose la incidencia oblicua del flujo en

FUNCIONAMIENTO Y ENSAYOS EN MODELO DEL PROYECTO ORIGINAL



Modelo según diseño original

Vista parcial del canal de limpia y de las ventanas de captación



Túnel Aductor
Caudal: 80 m³/seg.

el barraje, originándose por ello un vórtice de eje vertical en el solado de aguas arriba y otro en el de aguas abajo. Este efecto de oblicuidad de la corriente era causado por la curva del río aguas arriba de la toma y también en parte por la existencia de una ladera en la margen izquierda, inmediatamente después del colchón disipador.

Para gastos mayores de 700 m³/seg. el material de arrastre avanzaba uniformemente, separándose en varias lenguas al llegar al muro guía, se acumulaba a ambos lados de él con niveles diferentes, pasaba encima del muro y avanzaba en dirección transversal, hasta llegar al canal desripador que llegaba a llenarse permitiendo el paso del material a los túneles. Abriendo la compuerta del desripador y las del canal de limpia se lograba una limpia parcial; el desagüe de fondo del canal desripador demostró poca eficiencia para limpiar el material que se acumulaba en el tramo aguas arriba del desripador.

El funcionamiento de la parte del modelo aguas abajo del barraje era bastante satisfactoria; la longitud del colchón disipador al pie del barraje parecía excesiva.

Como consecuencia de las observaciones anteriores se ensayaron una serie de modificaciones tendientes a eliminar los defectos más saltantes del modelo.

Investigaciones en el Muro de Guía.-

Con el propósito de evitar los vórtices que se generaban en el extremo del muro-guía aguas arriba del barraje, se eliminó la parte inicial en curva de este muro, lográndose la desaparición de los vórtices locales y las erosiones consiguientes.

Debido a que la corriente incidía oblicuamente en el muro-guía

se optó por colocarlo paralelo a la línea de flujo, a pesar de esto no se logró ninguna mejora apreciable.

Ulteriores reducciones del muro-guía en su posición original mejoraron el funcionamiento pero los mejores resultados se obtuvieron al suprimir el muro-guía del todo. Sin embargo, el volumen de material depositado en el canal desripador seguía siendo importante para gastos del orden de 1,000 m³/seg.

Investigaciones en la transición de entrada del muro de encauzamiento de la margen derecha:

Con el objeto de evitar la entrada del material sólido al desripador, se suprimió la transición de entrada de la margen derecha, reemplazándola por una pared cóncava. La idea era la de crear un flujo transversal que alejara el sedimento de la toma. De esta manera se logró impedir que el frente del banco de material sólido alcanzara el contacto con la pared, desviándolo hacia la izquierda. No obstante, el material después de seguir un recorrido curvo, volvía a entrar en el desripador, tanto más aguas arriba cuando menor era el gasto. Para evitar esto se volvieron a colocar muros-guías de diferentes alturas y orientaciones que resultaron de poca o nula utilidad para impedir este movimiento.

Investigaciones en el primer rebose:

De las observaciones anteriores se llegó a la conclusión de que la capacidad de llamada, para el arrastre de materiales, de las compuertas de limpia era realmente efectiva sólo hasta distancias de unos 25 m. aguas arriba, por esta razón se sugirió reducir la longitud de los umbrales de toma. Esta reducción pudo lograrse aumentando la altura de los orificios de acceso a los túneles; para lograr la reducción sin afectar el volumen de gasto fue necesario bajar la cresta del primer rebose a la cota 416.20 m.s.n.m.

Se redujo de esta manera la longitud del vertedero lateral a 24 m. observándose que el recorrido curvo del material de arrastre llegaba a acercarse tanto a la rápida del canal de limpia, que el material tenía que salir por ella. Combinando esta modificación con un muro-guía bajo en correspondencia con la pila central, se logró impedir prácticamente del todo el depósito de material sólido en el canal desripador.

Con esta solución si bien se lograba evitar la entrada de material a la bocatoma, presentaba el serio inconveniente de producir la formación de un vórtice de eje vertical muy intenso frente al vertedero lateral, que producía grandes variaciones en las cargas de agua de las compuertas de admisión.

Investigaciones en el canal de limpia:

Para evitar los inconvenientes del vórtice vertical que se producía con la transición cóncava del muro de encauzamiento de la margen derecha, se retornó a la transición del diseño original y con el objeto de crear una llamada enérgica del material de acarreo hacia el desagüe, que alcanzase hasta el comienzo del canal desripador, se modificó el perfil longitudinal del canal de limpia; en vez de la rápida de perfil curvo, se construyó una rampa de 45 m. de longitud, uniendo la sección inicial del vertedero lateral con el canal de descarga, con una pendiente del 8% aproximadamente.

La solución se ensayó con muro-guía y sin él, con tabique fijo sobre la compuerta del canal desripador y sin él. Se obtuvo un funcionamiento satisfactorio en ausencia del muro-guía y del tabique, es decir con descarga absolutamente libre.

Investigación en el ángulo de la derivación:

Con el objeto de reducir todavía más el ancho de la toma, y por

consiguiente también el canal desripador, se cambió el ángulo de la derivación de 64° en el proyecto original, a una derivación normal a la dirección del río. El funcionamiento siguió siendo satisfactorio.

Conclusiones Preliminares :

Como resultado de las investigaciones anteriores pudo llegarse a las siguientes conclusiones preliminares destinadas a limitar el número de alternativas en estudio sólo a aquellas que ofreciesen mejores posibilidades, adoptando las proporciones de las estructuras que resultaron más adecuadas:

- a) - Suprimir el muro-guía de aguas arriba.
- b) - Reducir el vertedero lateral y la bocatoma propiamente dicha a una longitud entre 20 y 24 m., elevando la altura de los orificios y bajando el nivel de la cresta del vertedero a la cota 416.20 m.s.n.m.
- c) - Dirigir los túneles de acceso al túnel principal paralelamente al barraje.
- d) - Estudiar en modelo de fondo rígido las dos alternativas siguientes:

Alternativa A. - Con las siguientes características:

- 1.- Transición de entrada del muro de encauzamiento en la margen derecha según el diseño original.
- 2.- Rampa de 45 m. de longitud con 8% de pendiente en el solado del canal de limpia.

Alternativa B. - Con las siguientes características:

- 1.- Perfil del solado del canal de limpia igual al de la alternativa A.
- 2.- Transición de entrada del muro de encauce en la margen derecha con paramento cóncavo.
- 3.- Muro-guía bajo y de longitud conveniente aguas arriba como extensión del pilar central.

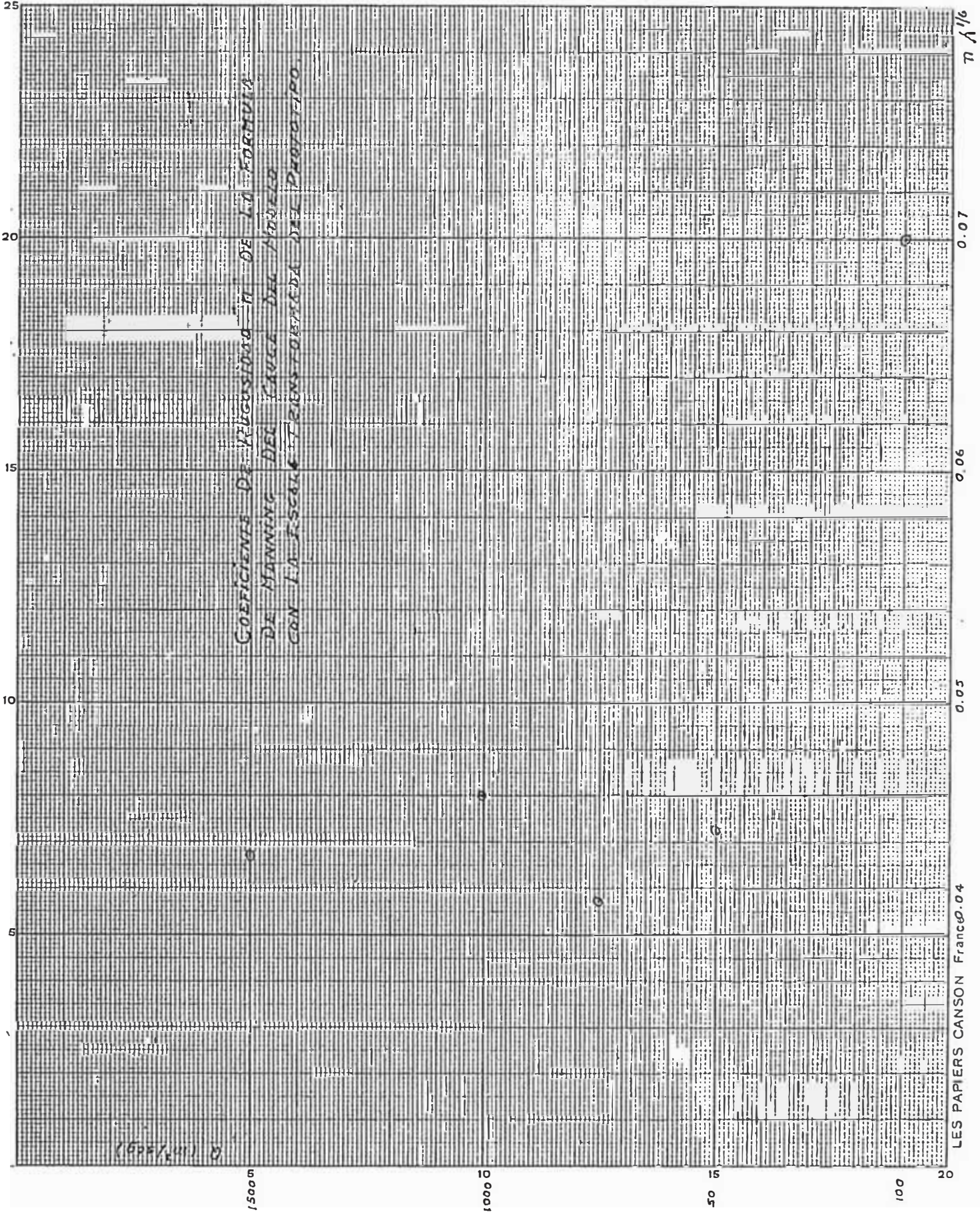
Similitud de la Rugosidad.

Se confirió al modelo una rugosidad aproximada incrustando en el lecho rígido grava fina comprendida entre 3 y 13 mm. y se compararon los perfiles longitudinales de la superficie libre del agua para distintos caudales, tanto en el río como en el modelo, obteniéndose los siguientes resultados de los coeficientes de rugosidad que coincidieron razonablemente bien con los obtenidos en el lecho del río Santa.

Q_p (m ³ /seg.)	Rugosidad m	$n_p = n_m^{1/6}$
100	0.038	0.070
500	0.0242	0.0445
750	0.0225	0.0415
1000	0.0250	0.0460
1500	0.0236	0.0434

Las investigaciones para la selección entre las alternativas A y B se realizaron para caudales de 160, 250, 500, 750, 1000 y 1500 m³/seg. alimentando el modelo con la cantidad necesaria de material sólido para saturar su capacidad de arrastre en cada caso, confirmándose en el modelo de lecho rígido las mismas características de cada una de las alternativas que fueron observadas en el modelo de lecho erodible, por lo cual se sugirió una solución intermedia cuyas características fueron las siguientes:

- 1) Muro de encauzamiento en la margen derecha con transición recta a la entrada.
- 2) Rampa de 45 m. con 8% de pendiente en el canal de limpia.



COEFICIENTE DE REDUCCION n DE LA FORMA
 DE MANNING DEL CAUCE DEL MODELO
 CON LA ESCALA DE TIENSA TOMADA DEL PROTOTIPO.

0 (1.17/309)

$n \approx 1/6$

0.07

0.06

0.05

LES PAPIERS CANSON Franc 0.04

- 3) Supresión del muro-guía aguas arriba del barrage.
- 4) Girar el conjunto de la estructura aproximadamente 8° en sentido contrario a las agujas del reloj.

Esta alternativa combinada con la variante de la derivación de las aguas en dirección normal al sentido de la corriente y la consiguiente reducción de la longitud del primer rebose, constituyen la bocatoma modificada del Proyecto de Chao y Virú, cuyo estudio en modelo hidráulico es la materia principal de la presente tesis de grado.

CAPITULO 2

PRINCIPIOS DE SIMILITUD APLICADOS A LA EXPERIMENTACION EN MODELOS HIDRAULICOS

2.1.- GENERALIDADES

La experimentación en modelos hidráulicos está basada en la aplicación de un conjunto de relaciones conocidas con el nombre de Leyes de Similitud, las cuales se han derivado de las relaciones básicas de la Mecánica de los Fluidos y expresan las inter-relaciones entre los distintos parámetros que gobiernan el comportamiento de un fluido, tales como la velocidad, presión, etc. bajo ciertas condiciones límites

La teoría de la similitud aplicada a modelos hidráulicos va más allá de considerar sólo los aspectos de similitud geométrica, como se supone erróneamente muchas veces. La similitud puede definirse como una perfecta correspondencia entre el comportamiento de un modelo y su prototipo. Esta correspondencia está usualmente limitada debido a lo impracticable que es construir y operar un modelo que satisfaga todas aquellas condiciones que se requieren para una completa similitud.

La experiencia sin embargo, ha demostrado que cada problema dado puede reducirse a buscar una similitud entre las fuerzas predominantes, no considerando aquellas que no tienen una influencia fundamental.

Además de las similitudes obtenidas de un análisis teórico, existen otras que son deducidas, experimentando en el modelo y que son aplicables en casos especiales, como por ejemplo, la predicción de cambios en la configuración del

lecho de un canal erodible. Aunque se han hechos intentos para obtener bases más racionales, tomadas de resultados experimentales, el procedimiento corriente se basa principalmente en relaciones empíricas. En otros casos, las únicas bases para predecir el comportamiento del prototipo, experimentando en el modelo, es a través de la experiencia y el razonamiento hidráulico. En general, el valor de un modelo depende del grado de exactitud o de aproximación con que se van a reproducir los fenómenos en el prototipo, objeto de la investigación.

Las leyes de similitud del flujo de líquidos y gases son relaciones derivadas de la segunda ley del movimiento de Newton. La aplicación de estas leyes, sin embargo, es difícil y requiere técnicas y procedimientos que se adquieren a través de la experiencia con modelos.

2.2.- SIMILITUD GEOMETRICA

Dos cuerpos o sistemas son geoméricamente similares si las relaciones de todas sus correspondientes dimensiones lineales son iguales. Esta similitud es independiente de la clase de movimiento y contempla sólo similitud en la forma. Puede expresarse como sigue:

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

siendo L_m y L_p dimensiones lineales correspondientes en modelo y prototipo, respectivamente y L_r la relación de escalas.

Entonces:

$$\text{relación de áreas: } A_r = \frac{L_m^2}{L_p^2} = L_r^2$$

$$\text{relación de volúmenes: } V_r = \frac{L_m^3}{L_p^3} = L_r^3$$

y la relación de los radios medios hidráulicos:

$$R_r = \frac{A_m P_p}{P_m A_p} = \frac{L_m^2 L_p}{L_m L_p^2} = \frac{L_m}{L_p} = L_r$$

2.3.- SIMILITUD CINEMATICA Y SIMILITUD DINAMICA

La similitud cinemática implica similitud en el movimiento. Cuando las relaciones entre los componentes de velocidad en puntos homólogos de dos sistemas geoméricamente similares, son iguales, los dos estados de movimiento son cinemáticamente similares, y las trayectorias de partículas homólogas serán también geoméricamente similares.

La similitud dinámica entre dos sistemas geométrica y cinemáticamente similares requiere que la razón de todas las fuerzas homólogas (incluyendo la fuerza de inercia) en los dos sistemas sea la misma.

La segunda ley de Newton puede escribirse como sigue:

$$Ma = \text{vector suma } F_p + F_g + F_v + F_t + F_e$$

donde:

Ma = reacción de la masa a las fuerzas actuantes, o fuerza de inercia.

F_p = fuerzas de presión.

F_g = fuerza debida a la acción de la gravedad.

F_v = fuerza de corte debida a la viscosidad.

F_t = fuerza producida por la tensión superficial.

F_e = fuerza producida por compresión elástica del fluido.

En toda similitud de dos movimientos fluídos, la razón de las fuerzas de inercia, entre modelo y prototipo deben ser iguales a la razón del vector suma

de las fuerzas activas en modelo y prototipo.

O sea:

$$\frac{M_m a_m}{M_p a_p} = \frac{(F_p + F_g + F_v + F_t + F_e)_m}{(F_p + F_g + F_v + F_t + F_e)_p} \quad (1)$$

Para que la similitud sea perfecta es necesario además que:

$$\frac{M_m a_m}{M_p a_p} = \frac{(F_p)_m}{(F_p)_p} = \frac{(F_g)_m}{(F_g)_p} = \frac{(F_v)_m}{(F_v)_p} = \frac{(F_t)_m}{(F_t)_p} = \frac{(F_e)_m}{(F_e)_p} \quad (2)$$

Pero no todas estas relaciones pueden considerarse como independientes, debiendo determinarse algunas de ellas una vez establecidas las demás. La razón de fuerzas de presión es usualmente considerada como la cantidad dependiente y es por ello que no va a tener un papel importante en la discusión siguiente.

No existe un modelo en que se satisfagan los requisitos de viscosidad, tensión superficial, y módulo elásticos que figuran en la ecuación (2). Por otra parte, en el término correspondiente a las fuerzas de viscosidad está incluido el efecto de la rugosidad el cual es también igualmente difícil de reproducir para adquirir una completa similitud.

La experiencia demuestra que se encuentra menos dificultad aplicando la ecuación (1), ya que una o más de las fuerzas pueden no actuar en el caso que se esté tratando, o pueden actuar en una forma mínima comparada con la magnitud de la fuerza predominante. En consecuencia, para propósitos prácticos el movimiento de un fluido puede ser reproducido buscando en el modelo la similitud de sólo una de las fuerzas de la ecuación (2) siendo esta fuerza la que desempeñe un papel predominante en el fenómeno. En el 90% de los casos las fuerzas relacionadas con la tensión superficial y compresión elástica son muy pequeñas y pueden ser despreciadas.

En Mecánica de Fluidos existen varios números adimensionales, que relacionan entre sí las distintas fuerzas que intervienen en diversos fenómenos, así por ejemplo en la ecuación de Navier-Stokes, que da la fórmula de la aceleración:

$$a = -g \cdot \text{grad } z - \frac{1}{\rho} \text{grad } p + \nu \nabla^2 v$$

en la que los diferentes términos nos representan lo siguiente:

- 1.- Aceleración total resultante.
- 2.- Efectos debidos a las fuerzas de inercia.
- 3.- Efectos debidos a la presión.
- 4.- Efectos debidos a la viscosidad.

Como esta ecuación es homogénea, todos sus términos tienen evidentemente las mismas dimensiones, y por lo tanto las relaciones entre los términos tomados dos a dos, deben ser números adimensionales. Dividiendo el primer miembro por cada uno de los términos del segundo y realizando los análisis dimensionales correspondientes se obtienen los siguientes parámetros adimensionales:

$$\frac{a}{g \cdot \text{grad } z} = \frac{v^2 L^{-1}}{g} = \frac{v^2}{g L} = \frac{\rho v^2}{\gamma L}$$

A este parámetro adimensional se le conoce con el nombre de número de Froude.

$$F = \frac{v^2}{g L} = \frac{\rho v^2}{\gamma L}$$

$$\frac{a}{\frac{1}{\rho} \cdot \text{grad } p} = \rho \frac{v^2 L^{-1}}{F L^{-3}} = \rho \frac{v^2 L^2}{F}$$

A este parámetro se le conoce con el nombre de número de Euler.

$$E = \rho \frac{v^2 L^2}{F}$$

$$\frac{a}{\nu \nabla^2 v} = \frac{v^2 L^{-1}}{\nu v L^{-2}} = \frac{v L}{\nu} = \frac{\rho}{\mu} v L$$

A este término se le denomina número de Reynolds.

$$R = \frac{v L}{\nu} = \frac{\rho}{\mu} v L$$

2.4.- LEY DE FROUDE

Cuando en el movimiento de un fluido los efectos de la gravedad tienen preponderancia la similitud puede establecerse considerando sólo las fuerzas gravitacionales y las fuerzas de inercia y despreciando todas las demás en la ecuación (1).

Expresando en la ecuación (1) las fuerzas de inercia en términos dimensionales:

$$\text{Masa: } M = \frac{W}{g} = \frac{\gamma L^3}{g}; \quad \gamma = \text{peso específico del fluido.}$$

$$\text{Aceleración: } \frac{L}{t^2}$$

$$\text{Ma} = \frac{\gamma L^3 L}{gt^2} = \frac{\gamma L^4}{gt^2}$$

$$\text{pero: } \frac{\gamma}{g} = \rho; \text{ siendo } \rho = \text{densidad del fluido; } v = \frac{L}{t}$$

$$\text{Luego } \text{Ma} = \rho L^2 v^2$$

Dimensionalmente la fuerza de gravedad puede expresarse así:

$$F_g = \gamma L^3$$

Considerando a la derecha de la ecuación (1) sólo esta fuerza:

$$Ma = F_g$$

o también:

$$\rho L^2 V^2 = \gamma L^3$$

sustituyendo γ por ρg en el miembro de la derecha:

$$\rho L^2 V^2 = \rho g L^3$$

expresando esto en términos de la razón entre modelo y prototipo como en la ecuación (1):

$$\frac{L_m^2 V_m^2}{L_p^2 V_p^2} = \frac{g_m L_m^3}{g_p L_p^3}$$

$$L_r^2 V_r^2 = g_r L_r^3$$

$$\frac{V_r^2}{g_r L_r} = 1, \text{ o } \frac{V_r}{\sqrt{g_r L_r}} = 1 \quad (3)$$

La expresión $\frac{V}{\sqrt{gL}}$ se conoce con el nombre de Número de Froude. La igualdad de este número en modelo y prototipo está expresada por la ecuación (3) que se conoce con el nombre de Ley de Froude.

3.5.- LEY DE REYNOLDS

Cuando predominan las fuerzas de viscosidad la similitud se obtiene a partir de la razón entre las fuerzas de inercia y las de viscosidad, despreciando todas las demás en la ecuación (1).

$$Ma = F_v$$

se sabe que:

$$F_v = \mu LV$$

$$Ma = \mu LV$$

$$\rho L^2 V^2 = \mu LV$$

hallando la razón en modelo y prototipo:

$$\rho_r L_r^2 V_r^2 = \mu_r L_r V_r$$

$$\frac{\rho_r L_r V_r}{\mu_r} = 1$$

que también puede escribirse:

$$\frac{L_r V_r}{\nu_r} = 1 \quad (4)$$

siendo $\nu = \frac{\mu}{\rho}$ la viscosidad cinemática.

La expresión $\frac{LV}{\nu}$ se denomina Número de Reynolds.

La ecuación (4) representa la llamada Ley de Reynolds que establece que para que exista una completa similitud con respecto a los efectos de la viscosidad, el número de Reynolds debe ser igual en modelo y prototipo.

2.6.- LEY DE WEBER

En aquellos casos especiales en que predominan las fuerzas de tensión superficial para obtener la similitud se considera sólo la relación entre las fuerzas de inercia y las fuerzas de tensión superficial.

$$Ma = F_t$$

$$\rho L^2 V^2 = \sigma L$$

expresando esto en términos de la razón entre modelo y prototipo:

$$\rho_r L_r^2 V_r^2 = \sigma_r L_r$$

$$\frac{\rho_r L_r V_r^2}{\sigma_r} = 1 \quad (5)$$

La ecuación (5) se conoce con el nombre de Ley de Weber, y establece que para que exista semejanza en modelo y prototipo en aquellos casos en que predominan las fuerzas de tensión superficial, los números de Weber deben ser iguales.

2.7.- LEY DE CAUCHY O LEY DE MACH

En aquellos casos en que predominan los efectos de la compresión elástica, la similitud se obtiene a partir de la relación entre las fuerzas de inercia y las de elasticidad.

$$Ma = F_e$$

$$\rho L^2 V^2 = EL^2$$

donde: E = módulo de elasticidad del fluido.

Hallando la razón entre modelo y prototipo:

$$\rho_r L_r^2 V_r^2 = E_r L_r^2$$

$$\frac{\rho_r V_r^2}{E_r} = 1 \quad (6)$$

La ecuación (6) representa la llamada Ley de Cauchy, conocida también como ley de Mach que establece las condiciones de similitud para los fenómenos en que predominan las fuerzas elásticas. Otra forma de escribir esta ley es introduciendo la velocidad de propagación de las ondas de presión:

$$C = \sqrt{\frac{E}{\rho}}; \text{ siendo } c = \text{velocidad local del sonido en el medio fluido.}$$

sustituyendo este valor en la ecuación (6):

$$\frac{V_r^2}{C_r^2} = 1; \quad \frac{V_r}{C_r} = 1$$

obteniendo así el número de Mach:

$$M = \frac{V}{C} = \sqrt{\frac{\rho V^2}{E}}$$

El número de Mach es una medida de la relación de las fuerzas de inercia a las fuerzas elásticas. Expresa la relación entre la velocidad del fluido y la velocidad local del sonido en el medio. En los fenómenos en que hay preponderancia de los efectos de compresión elástica para que exista similitud entre modelo y prototipo es necesario que los números de Mach sean iguales.

2.8.- LEY DE EULER

En los fenómenos en que las fuerzas de presión son preponderantes la similitud se obtiene relacionando dichas fuerzas con las fuerzas de inercia.

$$Ma = F_p$$

$$\rho V^2 L^2 = F_p$$

hallando la razón en modelo y prototipo:

$$\frac{\rho_m V_m^2 L_m^2}{\rho_p V_p^2 L_p^2} = \frac{F_m}{F_p}$$

$$\rho_r V_r^2 L_r^2 = F_r$$

$$\frac{\rho_r V_r^2 L_r^2}{F_r} = 1 \quad (8)$$

esta ecuación se conoce con el nombre de Ley de Euler; y la expresión $\frac{\rho V^2 L^2}{F}$ es el número de Euler cuya igualdad en modelo y prototipo es necesaria para que exista la similitud.

2.9.- LEYES DE SIMILITUD PARA LA TURBULENCIA Y CAVITACION

En los ensayos en modelos hidráulicos se utilizan otros dos parámetros adicionales que son el número de cavitación y el número de Karman. El número de cavitación sirve como índice, mediante el cual la experimentación puede predecir los efectos de la cavitación en el prototipo. El número de Karman se utiliza en el diseño de modelos fluviales y permite establecer en el modelo el mismo tipo de turbulencia que tiene el prototipo.

Número de Karman

En las pruebas de modelos distorsionados de ríos es importante asegurarse que el escurrimiento sea del mismo tipo en ambos, modelo y prototipo. En los ríos naturales tiene invariablemente lugar el escurrimiento de tipo turbulento, pero predominan las fuerzas de fricción y en consecuencia el parámetro de Reynolds debe ser el criterio predominante para el diseño del modelo.

En los laboratorios norteamericanos se seleccionan las escalas del modelo considerando el radio hidráulico como el parámetro de longitud de la ecuación de Reynolds y buscando que el número de Reynolds no sea inferior a 2,500. El "Water Ways Experiment Station of the Corps of Engineers" utiliza para asegurar el escurrimiento turbulento el criterio de $VR = 0.02$, donde R es el radio hidráulico y V la velocidad media en el canal. Este criterio corresponde a un valor límite del Número de Reynolds de 1800 para temperaturas del agua de 66°F.

El Laboratorio de Neyrpic en Grenoble, en Francia, considera que la

aplicación del número de Reynolds no es un criterio adecuado para reproducir en el modelo la turbulencia del río y prefiere utilizar el número de Karman:

$$\overline{K} = \frac{kV^*}{\nu}$$

donde: K = número de Karman.

k = parámetro de rugosidad, que es proporcional a la granulometría de la arena.

$$V^* = \text{velocidad de corte} = \sqrt{RSg}$$

Es recomendable que el número de Karman no sea inferior a 100 al seleccionar la escala del modelo con el objeto de obtener apropiada similitud del tipo de turbulencia.

Número de Cavitación

Uno de los principales problemas que se estudian en el laboratorio es el desarrollo del diseño de estructuras libres de cavitación. La cavitación ocurre en una estructura hidráulica cuando la presión se reduce en algún punto por debajo de la tensión del vapor del líquido que escurre; consiste en la formación, transporte y colapso (o implosión) de burbujas de vapor que ocurren en la proximidad de las paredes del conducto y que producen su desintegración.

La cavitación en las estructuras hidráulicas puede inducirse de diferentes maneras, siendo las más frecuentes las siguientes:

- a) Curvatura muy cerrada de las paredes que permite la separación del flujo de alta velocidad.
- b) Irregularidades o discontinuidades de las paredes sometidas a escurrimientos de alta velocidad.

- c) Grandes variaciones en la elevación de tuberías que producen efectos de sifonamiento.
- d) Movimientos a gran velocidad de objetos sólidos de perfiles no hidrodinámicos en masas líquidas.
- e) Transiciones de expansión muy bruscas. (Ensanchamientos bruscos).

Por la naturaleza del fenómeno de la cavitación es evidente que su reproducción en un modelo requiere la determinación de las intensidades y de la distribución de las presiones del fluido en las paredes del conducto. Existen dos técnicas diferentes para la prueba de modelos geoméricamente similares: 1) pruebas a presión atmosférica y 2) pruebas a presión reducida (de acuerdo con la escala).

Como se expresó anteriormente el número de cavitación permite determinar las leyes de similitud entre el prototipo y el modelo para el estudio de los fenómenos de cavitación. El número de cavitación tiene distintas expresiones, una de las cuales es la siguiente:

$$K = \frac{P_x - P_v}{\frac{V^2}{2g}}$$

siendo:

P_x = presión en un punto.

P_v = tensión de vapor del fluido.

V = velocidad en el punto.

Como es obvio, para reproducir la similitud de los fenómenos de cavitación en el prototipo y en el modelo, sus números de cavitación deben ser iguales.

2.10.- CRITERIOS DE ELECCION DEL PARAMETRO PREPONDERANTE PARA ESTABLECER LA LEY DE SIMILITUD

Si bien una similitud matemática exacta requerirá similitud en el comportamiento de los fenómenos en el prototipo y en el modelo conforme a todos los parámetros que intervienen en la generación del fenómeno, en la práctica de ingeniería de modelos puede obtenerse información suficientemente valiosa si se considera el fenómeno como dependiente de una o cuando más de dos de las más importantes fuerzas.

En el estudio en modelos hidráulicos de las conducciones de aguas, cauces naturales y canales, vertederos, descargas a través de compuertas, etc. si la elección de la escala del modelo es adecuada los fenómenos que se producen están principalmente regidos por relaciones entre las fuerzas de inercia y la aceleración de la gravedad, es decir, que la ley predominante de similitud debe ser la de Froude.

En otros casos de conductos de agua, principalmente tuberías y cuando la escala del modelo es muy pequeña pueden ser de consideración los fenómenos derivados de la resistencia al corte producida por la viscosidad del líquido en contacto con las paredes limitantes del conducto, que obligarían a considerar simultáneamente las leyes de similitud de Froude y de Reynolds. En estos casos aún puede obtenerse un adecuado modelo hidráulico sin necesidad de cumplir exactamente con la similitud de Reynolds, siempre que tanto en el modelo como en el prototipo el escurrimiento sea turbulento para que el número de Reynolds sea suficientemente grande para que el valor del coeficiente de fricción no varíe con éste sino tan sólo con la rugosidad relativa.

Para satisfacer más de una ley de similitud, en ciertos casos podría requerirse el cambio de las propiedades físicas del fluido en el modelo dentro de ciertos límites, por ejemplo, para satisfacer simultáneamente las leyes de Froude y

de Reynolds será necesario que se cumpla:

$$\frac{V_r}{\sqrt{(gL)_r}} = \frac{L_r V_r}{\nu_r}$$

Como generalmente la gravedad es la misma para el modelo y el prototipo, entonces $g_r = 1$, y por consiguiente se requerirá que la escala de viscosidades sea igual a:

$$\nu_r = L_r^{3/2}$$

Si de acuerdo con los criterios anteriores hubiese que realizar un modelo hidráulico a escala 1:25, tendría que usarse en el modelo un líquido cuya viscosidad cinemática fuese 1/125 veces la del agua, lo cual es imposible de hallar. Por consiguiente en los modelos hidráulicos se usa también el agua como fluido, trabajándose con una relación de $r = 1$.

Cuando en un determinado problema la tensión superficial es el factor predominante se aplica la ley de similitud de Weber despreciando las otras fuerzas que generalmente son insignificantes. En ingeniería las fuerzas de tensión superficial son predominantes en las ondas capilares en la superficie del agua, en los fenómenos de capilaridad en los tubos manométricos, en el movimiento capilar a través de las presas de tierra y de los filtros, en la tendencia del chorro a adoptar una sección circular cualquiera que fuese la forma del orificio del que sale y en el escurrimiento por vertederos con cargas muy pequeñas.

En la Hidráulica el número de Mach tiene relativamente pequeña aplicación, y generalmente sólo se emplea en los problemas concernientes al ariete hidráulico, en cambio su aplicación es muy frecuente en la aerodinámica y en balística para resolver los problemas de cuerpos que sobrepasan la velocidad del sonido en el aire.

2.11.- RELACIONES DE SIMILITUD

Una vez determinado el parámetro adimensional preponderante en un problema dado, pueden encontrarse las relaciones de similitud basadas en este parámetro. Por ejemplo, para el caso del escurrimiento en canales se aplica la ley de Froude y en consecuencia las relaciones de similitud entre el modelo y el prototipo se obtienen directamente de la ecuación:

$$\frac{V_r^2}{g_r L_r} = 1 \quad \text{ó} \quad \frac{V_r}{\sqrt{g_r L_r}} = 1$$

$$V_r = \sqrt{g_r L_r}$$

y como:

$$g = \frac{\sigma}{\rho}$$

$$V_r = \left(\frac{\sigma L}{\rho} \right)_r^{1/2}$$

obteniéndose de esta manera la relación de escalas de la velocidad.

Otras relaciones de la similitud cinemática pueden obtenerse en la forma siguiente:

$$\text{similitud de tiempos: } t_r = \frac{L_r}{V_r} = \frac{L_r}{\left(\frac{\sigma L}{\rho} \right)_r^{1/2}} = \left(\frac{L \rho}{\sigma} \right)_r^{1/2}$$

$$\text{similitud de aceleraciones: } a_r = \frac{L_r}{t_r^2} = \left(\frac{\sigma}{\rho} \right)_r$$

$$\text{similitud de descargas: } Q_r = \frac{L_r^3}{t_r} = L_r^{5/2} \left(\frac{\sigma}{\rho} \right)_r^{1/2}$$

Las relaciones de similitud dinámica pueden obtenerse de manera similar:

similitud de masas: $M_r = L_r^3 \rho_r$

similitud de fuerzas: $F_r = M_r a_r = (L^3 \rho)_r \left(\frac{g}{L}\right)_r = (L^3 g)_r$

Cuando el fluido es el mismo en modelo y prototipo, ρ_r y ρ_r son iguales a la unidad.

Aún cuando las superficies de las paredes del modelo se construyan lo más lisas posibles para disminuir los efectos de la viscosidad, como resistencia, es a menudo necesario realizar ajustes en el diseño del modelo u operarlo para compensar esta resistencia, como por ejemplo aumentar ligeramente la pendiente en el modelo. En el caso de escurrimiento en tuberías en los que se aplica la ley de Reynolds, puede obtenerse otro juego de relaciones de similitud derivadas de la ecuación:

$$\frac{\rho_r L_r V_r}{\mu_r} = 1$$

similitud de velocidades: $V_r = \left(\frac{\mu}{L \rho}\right)_r$

similitud de tiempos: $t_r = \frac{L_r}{V_r} = \frac{L_r}{\left(\frac{\mu}{L \rho}\right)_r} = \left(\frac{L^2 \rho}{\mu}\right)_r$

similitud de aceleraciones: $a_r = \frac{L_r}{t_r^2} = \left(\frac{\mu^2}{L^3 \rho^2}\right)_r$

similitud de descargas: $Q_r = \frac{L_r^3}{t_r} = \left(\frac{L^3 \mu}{\rho}\right)_r$

Estas y otras relaciones de similitud para el caso de escurrimientos en los que predominan las fuerzas de gravedad y las fuerzas de viscosidad respectivamente, figuran en la tabla adjunta.

Generalmente no siempre es posible aplicar en el laboratorio con exactitud las relaciones de similitud del número de Reynolds, por ejemplo, un modelo hi-

Característica	Dimensión	Relación de Escalas para las Leyes de	
		Froude	Reynolds

Magnitudes Geométricas

Longitud	L	L_r	L_r
Area	L^2	L_r^2	L_r^2
Volumen	L^3	L_r^3	L_r^3

Magnitudes Cinemáticas

Tiempo	t	$\left[\frac{L \rho}{\gamma}\right]_r^{1/2}$	$\left[\frac{L^2 \rho}{\mu}\right]_r$
Velocidad	$L t^{-1}$	$\left[\frac{L \gamma}{\rho}\right]_r^{1/2}$	$\left[\frac{\mu}{L \rho}\right]_r$
Aceleración	$L t^{-2}$	$\left[\frac{\gamma}{\rho}\right]_r$	$\left[\frac{\mu^2}{\rho^2 L^3}\right]_r$
Descarga	$L^3 t^{-1}$	$\left[L^{5/2} \left(\frac{\gamma}{\rho}\right)^{1/2}\right]_r$	$\left[\frac{L \mu}{\rho}\right]_r$

Magnitudes Dinámicas

Masa	M	$(L^3 \rho)_r$	$(L^3 \rho)_r$
Fuerza	$M L t^{-2}$	$(L^3 \gamma)_r$	$\left[\frac{\mu^2}{\rho}\right]_r$
Densidad	$M L^{-3}$	ρ_r	ρ_r
Peso específico	$M L^{-2} t^{-2}$	γ_r	$\left[\frac{\mu^2}{L^3 \rho}\right]_r$
Presión	$M L^{-1} t^{-2}$	$(L \gamma)_r$	$\left[\frac{\mu^2}{L^2 \rho}\right]_r$
Impulso y momento	$M L t^{-1}$	$\left[L^{7/2} (\rho \gamma)^{1/2}\right]_r$	$(L^2 \mu)_r$
Energía y trabajo	$M L^2 t^{-2}$	$(L^4 \gamma)_r$	$\left[\frac{L \mu^2}{\rho}\right]_r$
Potencia	$M L^2 t^{-3}$	$\left[\frac{L^{7/2} \gamma^{3/2}}{\rho^{1/2}}\right]_r$	$\left[\frac{\mu^3}{L \rho^2}\right]_r$

drúlico que tenga una relación de escalas de 1:20 requerirá que la relación de velocidades sea de 20 a 1 para satisfacer la ley de Reynolds. Y si la velocidad del agua en el prototipo fuese de 2 m/seg. se requeriría darle al modelo una velocidad de 40 m/seg. que es casi imposible de conseguir. En estos casos resulta práctico reconocer la aplicación de la ley de Reynolds para estos problemas y operar en el laboratorio con una similitud imperfecta dando la máxima posible velocidad al agua en el modelo. Sin embargo, la ley de Reynolds puede tener plena aplicabilidad en las estructuras o equipos hidráulicos en los que el número de Reynolds sea muy bajo en el prototipo.

De la misma manera, pueden obtenerse relaciones de similitud basadas en las leyes de Weber, Mach, Euler, etc.

2.12.- MODELOS DISTORSIONADOS

Cuando se trata de hacer estudios de modelos de cauces naturales, estuarios, canales, etc. en los que la longitud es grande en comparación con la profundidad y el ancho, si se mantienen las escalas horizontales iguales a las escalas verticales, pueden resultar modelos con sección transversal muy reducida para representar adecuadamente las condiciones del escurrimiento, a menos que se utilicen escalas extraordinariamente grandes que requieren modelos muy costosos. Para superar esta dificultad pueden usarse modelos distorsionados en los cuales la relación de escalas de la profundidad es diferente de la relación de las escalas de longitud y ancho y aún en determinados casos, la distorsión puede requerir el uso de diferentes escalas para la longitud, el ancho y la profundidad.

La distorsión de un modelo requiere modificar las relaciones de similitud establecidas previamente, estas modificaciones alteran la correcta correspon-

dencia del escurrimiento entre el prototipo y el modelo y al proyectarlas debe tenerse en consideración un determinado y limitado objetivo para el cual el efecto de distorsión no sea considerable y el modelo pueda proporcionar información significativa.

Las ventajas de un modelo distorsionado son:

- 1) Desarrollar suficiente fuerza tractiva en el modelo para producir el movimiento del lecho con los materiales que se utilizan para representar los sedimentos en modelos relativamente pequeños.
- 2) Exagerar la pendiente de la superficie libre del agua y por consiguiente facilitar su medida.
- 3) Permitir la construcción de modelos más económicos al limitar las dimensiones de la longitud y el ancho para una profundidad determinada.
- 4) Facilitar la operación del modelo de dimensiones más reducidas.

Las principales desventajas de un modelo distorsionados son:

- 1) Las velocidades no siempre se reproducen correctamente en magnitud y dirección.
- 2) No se reproducen correctamente algunos de los detalles del escurrimiento.
- 3) Las pendientes de los cortes y de los rellenos resultan demasiado empinadas y difíciles de reproducir con los materiales erodibles en el modelo.
- 4) Producen efectos psicológicos desfavorables en los observadores.

Las relaciones de similitud para un modelo distorsionado basado en la ley de Froude son:

Relación de escalas horizontales	=	L_r
Relación de profundidades	=	D_r
Relación de superficies horizontales	=	L_r^2
Relación de superficies verticales	=	$L_r D_r$
Relación de pendientes	=	D_r / L_r
Relación de velocidades	=	$D_r^{1/2}$

La resistencia al escurrimiento del agua es generalmente un factor importante en los problemas que requieren el uso de modelos distorsionados y las relaciones de resistencia entre prototipo y modelo pueden calcularse mediante la fórmula de Manning; dando al modelo una rugosidad tal que produzca una resistencia al escurrimiento similar a la resistencia en el prototipo.

La fórmula de Manning es la siguiente:

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

donde: S = pendiente de la resistencia. (línea de energía)

R = radio medio hidráulico.

n = coeficiente de rugosidad.

Para que la pendiente de la resistencia sea igual a la pendiente del canal, se requiere que:

$$S_r = \frac{D_r}{L_r} = \frac{n_r^2 V_r^2}{R_r^{4/3}} = \frac{n_r^2 D_r}{R_r^{4/3}}$$

luego:

$$n_r = \frac{R_r^{2/3}}{L_r^{1/2}} ; \text{ y: } n_m = n_p \frac{R_r^{2/3}}{L_r^{1/2}}$$

El valor del radio medio hidráulico no tiene relación con las escalas horizontales y verticales sino que varía con la forma de la sección transversal. Si para una sección determinada se conocen la relación de escalas de los radios hidráulicos R_r y L_r , se puede calcular la relación de escalas de rugosidades y conociendo la rugosidad del prototipo puede deducirse la del modelo. Generalmente el valor de la rugosidad en el modelo se obtiene mediante la incrustación de partículas granula-

res de tamaño adecuado en sus paredes.

A menos que la rugosidad del material del modelo pueda determinarse previamente, esta es obtenida mediante ensayos y aproximaciones sucesivas. Una vez obtenida la rugosidad del modelo para una profundidad determinada, producirá resultados aceptables para los escurrimientos que se realicen con profundidades cercanas a esta. En los problemas en los que existan variaciones de profundidad, será necesario variar las rugosidades en relación con los tirantes. Debe siempre tenerse en cuenta en todo caso, que el coeficiente de rugosidad "n" es derivado de la fórmula de Manning y que esta se aplica sólo en los tipos de escurrimiento con valores elevados del número de Reynolds en los que las fuerzas de resistencia son proporcionales al cuadrado de la velocidad.

En los problemas en que interesa conocer la curvatura de la superficie libre del agua, como en el caso de vertederos, pilares de puentes, etc. los modelos distorsionados no reproducen el fenómeno con suficiente similitud.

CAPITULO 3

TEORIA SOBRE EL TRANSPORTE DE MATERIALES SOLIDOS

3.1.- GENERALIDADES

Las aguas de los ríos y corrientes naturales transportan materiales sólidos de distintas clases, que desde el punto de vista de la Ingeniería Hidráulica pueden clasificarse en dos grandes grupos: cuerpos flotantes y sedimentos.

Los cuerpos flotantes son generalmente de materia orgánica, formados por restos de vegetales o animales de muy variadas dimensiones. La entrada en la bocanoma de los cuerpos flotantes de grandes dimensiones puede ser fácilmente evitada mediante muros y rejillas que los encauzen por las compuertas de limpia. La materia orgánica de pequeñas dimensiones no requiere ser eliminada pues no causa daño, ni en las instalaciones hidroeléctricas, por su poca dureza, ni en la agricultura, donde puede más bien resultar beneficiosa para mejorar la textura y la fertilidad de los suelos.

Sedimentos son partículas de minerales de mayor densidad relativa que el fluido que los transporta, su tamaño varía desde el de grandes pedrones, hasta el de la arcilla coloidal. Debe tratar de evitarse el ingreso por la bocanoma de los sedimentos de mayor tamaño que las arenas finas, pues por su dureza y por su masa tienen gran poder de abrasión cuando son transportados a gran velocidad y tienden a depositarse en las estructuras de conducción cuando la velocidad de las aguas disminuye, requiriéndose en ambos casos fuertes gastos de conservación y de operación de las estructuras.

3.2.- FORMA DE TRANSPORTE DE SEDIMENTOS

Por la forma como los sedimentos son transportados por el agua, se clasifican en dos grandes grupos principales: sedimentos en suspensión y sedimentos en arrastre de fondo.

Sedimento en suspensión es aquel que se mueve en tal forma que todo su peso es soportado por el fluido que lo rodea y es transportado aproximadamente a la misma velocidad que el fluido.

Sedimento en arrastre de fondo es aquel constituido por las partículas mayores, que no pueden ser suspendidas por el fluido y que se mueven en el cauce deslizándose, rodando o saltando y en consecuencia su velocidad de traslación es menor que la del fluido.

3.3.- TRANSPORTE DEL SEDIMENTO EN SUSPENSION

Como la densidad específica relativa de los minerales que constituyen los sedimentos varía entre 2.65 y 2.70, las partículas sólidas son más pesadas que el agua y por acción de la gravedad tienden a moverse hacia abajo; en su movimiento, los sedimentos sufren considerable resistencia por efecto de la viscosidad del fluido, siendo en consecuencia esta resistencia función del número de Reynolds de este movimiento. Cuando la aceleración de la gravedad es neutralizada por la resistencia creciente al movimiento, las partículas alcanzan una velocidad constante, llamada velocidad de sedimentación.

Según Stokes, las velocidades de sedimentación de partículas esféricas en aguas tranquilas, en movimiento laminar y en movimiento turbulento, son las siguientes:

Movimiento laminar:
$$V_s = (G - 1) \frac{g}{18} D^2$$

Movimiento turbulento:
$$V_s = \sqrt{(G - 1) \frac{4}{3} \frac{gD}{C_r}}$$

siendo:

V_s = Velocidad de sedimentación en cm/seg.

G = Densidad específica relativa del sedimento.

D = Diámetro de la partícula en cm.

g = Aceleración de la gravedad en cm/seg.²

ζ = Viscosidad cinemática del fluido en cm²/seg.

C_r = Coeficiente de resistencia dependiente del número de Reynolds.

En su movimiento descendente, las partículas crean capas de distinta concentración de sedimento, con lo que se origina corrientes ascendentes de las capas inferiores de mayor concentración hacia las superiores de menor concentración, en forma similar a las corrientes osmóticas. Estas corrientes equilibran estadísticamente la velocidad de sedimentación manteniéndose los sedimentos indefinidamente en suspensión por este fenómeno denominado "intercambio turbulento" que es en cierta forma semejante al intercambio en la cantidad de movimiento de los fluidos gaseosos.

En las aguas turbulentas de los cauces naturales el fenómeno de intercambio turbulento es reforzado por la turbulencia propia del fluido pudiendo transportar en suspensión partículas de mucho mayor diámetro que el que se mantiene en las aguas tranquilas.

Como en este fenómeno tienen importancia simultáneamente las fuerzas de inercia del fluido y de los sólidos con las fuerzas gravitacionales que determinan la forma del escurrimiento del fluido y el movimiento descendente de los sedimentos y las fuerzas de viscosidad que producen la resistencia al movimiento descendente de los sedimentos y la turbulencia del movimiento del agua, el estudio en modelos requerirá similitud simultánea con los números de Froude, de Reynolds y de Karman, lo que requeriría un modelo a escala natural para cumplirse. Por otra parte, el problema no es fundamental, pues la mayor parte de los sedimentos en suspensión captados por la bocatoma, podrán ser eliminados en las pozas tranquilizadoras de los desarenadores.

3.4.- TRANSPORTE DEL SEDIMENTO DE ARRASTRE

El estudio de los problemas de erosión y transporte de materiales de arrastre es probablemente dentro de la Hidráulica, la parte en que se han presentado el mayor número de teorías y fórmulas que utilizan diferentes criterios, parámetros y métodos y consecuentemente producen resultados diferentes en cada problema.

Los principales métodos de estudio son: la investigación empírica, el criterio del efecto de impacto del agua en las partículas, el criterio de arrastre o de la fuerza de tracción crítica y el criterio del levantamiento hidráulico como resultado de las fuerzas de presión que produce el gradiente de la velocidad.

La investigación empírica fue el método empleado por ingenieros ingleses e hindúes en las irrigaciones de Punjab, de las que se obtuvo la conocida fórmula de Kennedy:

$$V_o = 0.84 H^{0.64}$$

donde:

V_o = Velocidad crítica en canales fango estables.

H = Tirante del agua.

Por derivarse de observaciones empíricas, la validez de la aplicación de esta fórmula está limitada a canales en tierra, no tiene en cuenta las dimensiones del material del cauce ni proporciona información sobre el caudal sólido transportado por velocidades mayores que la velocidad crítica.

El criterio de considerar el efecto del impacto del agua en las partículas conduce a un grupo de fórmulas exponenciales en las que la sexta potencia de la velocidad crítica es proporcional al tamaño máximo de las partículas. De este tipo es la fórmula de A. Brahms:

$$V_{cr} = K W^{1/6}$$

siendo:

V_{cr} = velocidad de arranque de fondo.

K = coeficiente.

W = peso sumergido de las partículas.

Este tipo de ecuaciones determina el tamaño máximo de las partículas erosionables pero no la cantidad de sedimento transportado.

El método de la fuerza tractiva determina la velocidad de erosión, comparando la fuerza de arrastre que el fluido ejerce sobre las partículas del lecho, con la resistencia que ofrecen las partículas al movimiento, originadas por su propio peso y por la fricción entre ellas.

La ecuación general del arrastre que se produce sobre una superficie

determinada es:

$$F_d = \frac{C_d A \rho V^2}{2}$$

donde:

F_d = fuerza de arrastre en la superficie.

C_d = coeficiente de arrastre.

A = área de la superficie.

ρ = densidad del fluido.

V = velocidad del fluido.

El coeficiente de arrastre depende de la relación entre los efectos viscosos y las fuerzas de inercia (Número de Reynolds del movimiento), de la forma y rugosidad de la superficie y de la rugosidad relativa.

Las fuerzas de arrastre pueden tener componentes normales, denominadas "arrastre de presión" y tangenciales denominadas "arrastre de fricción o de corte".

El esfuerzo cortante en el fondo de un canal se define como:

$$\tau = \gamma R S$$

Reemplazando la pendiente por su valor en la fórmula de Manning,

se tiene:

$$\tau = \frac{\gamma v^2 n^2}{R^{1/3}}$$

Expresando el coeficiente de rugosidad "n" en función de la rugosidad absoluta k, utilizando la constante de Strickler, $n = 0.342 k^{1/6}$, se tiene:

$$\tau = 0.00117 \gamma v^2 \left(\frac{k}{R}\right)^{1/3}$$

donde:

V = velocidad media del agua .

k = dimensión de las partículas del lecho y se toma como representativa D_{65}

γ = peso unitario del fluido .

R = radio hidráulico .

El esfuerzo cortante se compara con el esfuerzo resistente al movimiento de la partícula:

$$W_s \cos \theta \tan \phi$$

donde:

W_s = peso sumergido de la partícula .

$\tan \phi$ = coeficiente de fricción .

θ = ángulo de inclinación del lecho .

El criterio del levantamiento hidráulico como resultado de las diferencias de presión producidas por el gradiente de la velocidad utiliza parámetros hidráulicos significativos, siendo el procedimiento de Hans Albert Einstein uno de los más utilizados en este criterio .

Einstein considera el movimiento de las partículas que forman la carga de arrastre de fondo como una serie de saltos cuya longitud y frecuencia son función del tamaño de cada partícula y aplica la teoría de las probabilidades analizando dos factores principales del fenómeno; por una parte estudia las relaciones entre el diámetro y el peso de las partículas con la velocidad de transporte y la velocidad de sedimentación y por otra estudia el "levantamiento" debido a las diferencias de presión que produce el gradiente de la velocidad en forma de pulsaciones turbulentas con la velocidad efectiva en el límite del espesor de la capa laminar y como consecuencia de estos estudios determina los valores posibles de estas probabilidad-

des denominando ϕ a la intensidad del transporte de la carga de arrastre y ψ a la intensidad de corte de las partículas de sedimento.

$$\phi = \frac{q_s}{W_s g^{1/2} D_{35}^{3/2}} \sqrt{\frac{W_f}{W_s - W_f}}$$

$$\psi = \left(\frac{W_s - W_f}{W_f} \right) \frac{D_{35}}{S_e R_b}$$

donde:

ϕ = intensidad del transporte de carga.

ψ = intensidad de corte

q_s = gasto sólido de carga de arrastre en peso seco por unidad de tiempo y por unidad de ancho.

W_s = peso específico de los sólidos.

W_f = peso específico del fluido.

g = aceleración de la gravedad.

S_e = pendiente de la línea de energía.

R_b = radio hidráulico del cauce.

Einstein establece la relación:

$$\phi = f(\psi)$$

cuyos valores se dan en la tabla adjunta.

RELACIONES DE $\psi - \phi$

ϕ	1.0	1.5	2.0	3.0	4.0	6.0	8.0
10	0.77						
1.0	4.15	3.35	2.80	2.12	1.70	1.22	0.945
10^{-1}	9.55	8.50	7.75	6.75	6.05	5.15	4.55
10^{-2}	16.7	15.4	14.5	13.1	12.2	11.0	10.2
10^{-3}	22.5	21.6	20.9	19.9	19.1	18.0	17.3
10^{-4}	27.0	26.3	25.8	25.0	24.5	23.7	23.0
10^{-5}	30.5						
10^{-6}	33.5						
10^{-7}	36.0						
10^{-8}	38.5						

CAPITULO 4

MODELO HIDRAULICO DE LA BOCATOMA MODIFICADA

4.1.- GENERALIDADES

Los estudios preliminares en modelo reducido, descritos en el Capítulo I, permitieron modificar el diseño de la bocatoma del proyecto de Chao y Virú, con lo que se espera resolver satisfactoriamente todos los problemas de funcionamiento, al mismo tiempo que la construcción y operación de la estructura resulten más económicas y eficientes.

El modelo de la nueva bocatoma modificada se ha construido a escala 1:40, y se ha representado utilizando las mismas instalaciones que se construyeron para probar el modelo del proyecto original.

4.2.- ELECCION DE LA ESCALA DEL MODELO

Los criterios de selección de escala del modelo se han basado:

- a) En la selección de la ley de similitud hidráulica.
- b) En la determinación de los caudales máximos y mínimos requeridos en los diferentes ensayos.
- c) En la determinación de las mayores y menores dimensiones lineales de los cauces y conductos que debían representarse.

Por tratarse de un escurrimiento de agua en un cauce natural y por conductos que funcionan como canales con superficie libre, en los cuales las fuerzas gravitacionales son el factor preponderantemente generador del movimiento, y ante las que pueden despreciarse las demás fuerzas, tales como las de viscosidad,

tensión superficial, etc., se seleccionó la ley de similitud de Froude para estudiar el comportamiento hidráulico del modelo.

De los estudios hidroológicos sobre la esorrentía del río Santa se obtiene la curva de frecuencia de caudales, y de ella aparece la avenida de 3,500 m³/seg. como la mayor avenida que se espera se produzca con una frecuencia de una vez cada 300 años. Por otra parte, la capacidad de diseño del túnel de derivación es de 85 m³/seg. y las descargas mínimas del río Santa a la altura de la boca-toma son del orden de 35 m³/seg. En el Laboratorio Nacional de Hidráulica el área dedicada a la experimentación en modelos hidráulicos dispone de un tanque de carga elevado que es abastecido de agua desde una cisterna mediante dos bombas verticales de 200 lts/seg. de capacidad cada una de ellas, de manera que podía disponerse hasta de 400 lts/seg. Adoptada la similitud de Froude para el modelo, la escala de los gastos era proporcional a la potencia 2.5 de la escala de longitudes de manera que la mayor escala con que se podría construir el modelo era de 1:38. La menor dimensión de los conductos por reproducirse era el ancho mínimo de los cinco canales de derivación, que era de 2.50 metros, y la longitud del cauce por representar era de alrededor de 900 metros; por estas consideraciones se eligió la escala de 1:40 para el modelo, en la que las descargas que correspondían a los diferentes ensayos tendrían la magnitud necesaria para producir fuerzas tractivas suficientes que permitiesen el estudio de materiales que simulasen un lecho erodible, sin necesidad de recurrir a un modelo distorsionado que tendría dificultades mayores en la interpretación de sus fenómenos.

4.3.- INSTALACIONES DEL MODELO

Adoptada la escala 1:40 para la representación del modelo de la bo-
catoma, se construyó en el área exterior de experimentación del laboratorio, un piso
rígido consistente en una losa de concreto 1:3:6, de 32.00 m. de longitud por 9.00
metros de ancho y 0.15 m. de espesor. Sobre esta losa se construyeron 2 muros lí-
mites del modelo, a 2.50 m. de distancia entre sí, que permitían representar una fa-
ja de terreno de 100.00 m. de ancho, que incluyese el cauce del río Santa y ambas
márgenes por lo menos hasta la cota 430.00 m.s.n.m. que era la altura que no po-
dían sobrepasar las máximas avenidas del río. La coronación de los muros guío que
se construyeron de ladrillo revestido fue nivelada con precisión para que representa-
se la cota 438.00 m.s.n.m.

El abastecimiento de agua se realiza del tanque de carga elevado por
una tubería de fierro de 35 cms. de diámetro, provista de una válvula de compuerta
de 14" y una tubería (by-pass) de 4", provista de su respectiva válvula de compuer-
ta de la misma dimensión con el objeto de afinar el control de los caudales. La tu-
bería llega a un tanque medidor de 2.05 m. x 1.00 m. x 1.80 m. construído con
planchas y perfiles de fierro, de manera de poder intercambiar un vertedero Rehbock
de bronce que se utiliza para la medida de los caudales grandes y un vertedor de
bronce triangular de 90°, que se usa en los gastos pequeños. El tanque medidor está
provisto de un limnómetro de puntas tipo Neyrpic para la lectura de las cargas, que
permite leer niveles con 0.1 mm. de precisión. Para lograr una aproximación uni-
forme del agua al vertedor se colocan en el interior del tanque, tranquilizadores de
malla de alambre.

A continuación del tanque medidor existe una poza de disipación
de energía provista de tranquilizadores de malla y de ladrillos huecos, que se co-

necta con el primer tramo que representa en forma rígida el cauce del río Santa.

La topografía del cauce y de las márgenes se ha representado en forma rígida y erosionable según los requerimientos de la investigación, reproduciendo sus formas mediante 25 plantillas metálicas que representan otras tantas secciones transversales del río adecuadamente espaciadas. Se ha tenido cuidado de representar permanentemente en forma rígida las áreas de las márgenes y el cauce que en el terreno están constituidas por rocas graníticas no erosionables.

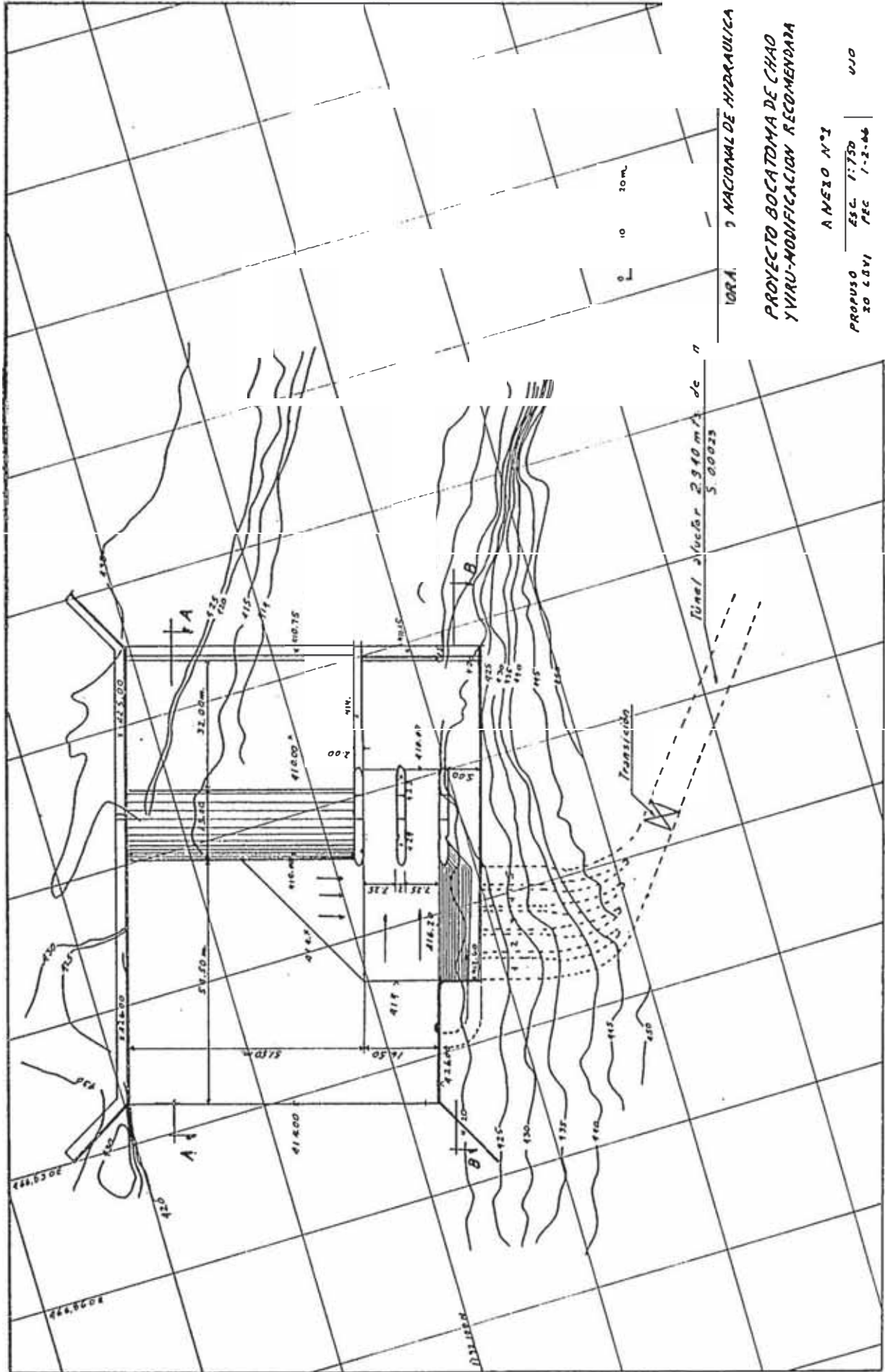
En el extremo aguas abajo del modelo del cauce se ha construido una cámara desarenadora y se ha calculado y construido un vertedor "polinimizado" para el control automático de los tirantes del río en función de sus caudales, que por su especial interés será tratado en el Capítulo 5 de esta tesis.

Las aguas vuelven a la cisterna subterránea por un canal de retorno contruido en concreto, de sección rectangular provisto de mallas metálicas para retener los sedimentos del modelo.

4.4.- DESCRIPCION DEL MODELO

El modelo de la bocatoma se construyó de acuerdo a los planos adjuntos en los que se ha recomendado girar la planta de la bocatoma 8° en sentido contrario al de las agujas del reloj, con el objeto de mejorar el ángulo de incidencia de las aguas al barraje y al umbral de toma.

El barraje es de concreto, con un perfil tipo OGEE calculado para una descarga de 1800 m³/seg. que es la mayor registrada en el río Santa durante los últimos 40 años. Al pie del barraje se reprodujo la poza disipadora con su longitud reducida a 32.00 m. El solado aguas arriba del barraje se ha reproducido incluyen-

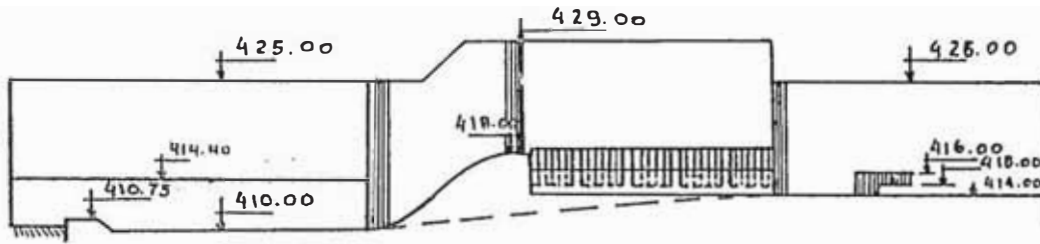


Túnel diámetro 2.940 m de n
5.000

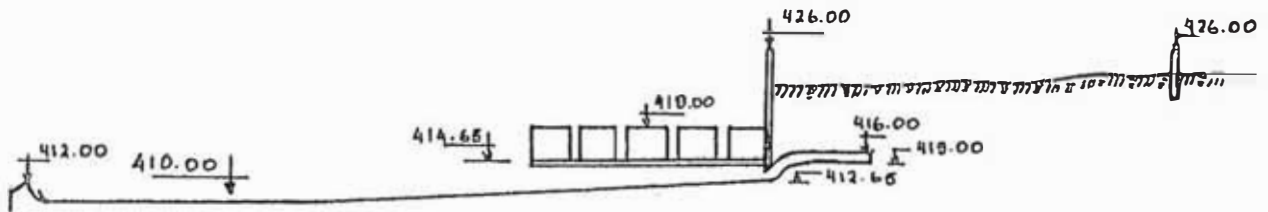
1000. NACIONAL DE HIDRAULICA

PROYECTO BOLTADIMA DE CHAO
YVIRU-MODIFICACION RECOMENDADA

ANEXO N° 1
PROPUSO ESC 1:750
20 LOVI PEC 1-2-06 UJO



SECCION A-A



SECCION B-B

0 10 30 m.

LABORATORIO NACIONAL DE HIDRAULICA
 PROYECTO BOCATOMA DE CHAO Y VIRU
 MODIFICACIONES RECOMENDADAS
 ANEXO N°2

PROPUSO:	FECHA: I-II-1966	DIBUJO:
ENZO LEVI	ESCALA: 1:750	F. GARCIA A.

de una rampa con pendiente hacia las compuertas de limpia, se ha eliminado el muro guía delantero, y los muros de encauzamiento y sus transiciones son rectas en este diseño.

Las pilas de las compuertas de limpia son de madera y las compuertas son de plástico, del tipo radial.

El canal de limpia se ha reproducido con una rampa de 45 m. de longitud, con una pendiente de 8% desde el principio del primer rebose.

El primer rebose hecho en concreto tiene 24 m. de longitud y su coronación está en la cota 416.20 m.s.n.m.

Después del primer rebose se ha reproducido el canal desripador que se conecta en su extremo de aguas arriba con el río mediante un sifón. El piso del canal desripador tiene ancho variable debido a su pendiente longitudinal. Este canal se opera mediante una compuerta deslizante que cierra el orificio dejado por un muro vertical ubicado en su extremo aguas abajo.

Aguas abajo de las compuertas de limpia y las del canal desripador se ha construido un solado cuya longitud se ha reducido a 36.00 metros que termina en una cubeta de lanzamiento con deflector a 45° para evitar la erosión del cauce al pie de las estructuras. El segundo rebose tiene también 24 m. de longitud que incluyen 4 pilas de 1.00 m. de espesor que lo dividen en 5 aberturas de 4.00 m. de ancho y 3.00 m. de alto provistas de rejillas metálicas de 6" de separación entre ejes. Cada una de las aberturas se cierra mediante compuertas radiales, construidas en plástico transparente.

Los cinco túneles tienen sus respectivos ejes longitudinales normales a la dirección de la corriente y convergen en una transición de entrada al túnel

de derivación, de sección en "horse-shoe", del que se han representado en el modelo 92.00 metros.

En el extremo del tramo representado del túnel de derivación se ha construido otro "vertedor polinimizado" con el objeto de reproducir automáticamente los tirantes normales dentro del túnel correspondiente a los distintos caudales. Para lograr el afinamiento del vertedor polinimizado se instalaron tres limnímetros de puntas tipo Neyrpic en tres puntos a lo largo del túnel para realizar medidas precisas de los tirantes del agua.

El agua pasa del vertedor polinimizado a una poza hecha en concreto de 1.90 m. x 0.70 m. x 0.50 m. que sirve de desarenador y tiene un vertedero triangular de bronce de 60° y un limnímetro de puntas para la medición de los gastos en el túnel aductor.

La rugosidad del cauce se ha obtenido conforme al procedimiento descrito en el Capítulo I, con material de granulometría comprendida entre 3 y 13 mm. Asimismo, las superficies de todas las estructuras se han alisado y suavizado con pintura sintética con el fin de disminuir la rugosidad.

CAPITULO 5

VERTEDORES POLINIMIZADOS

Con el objeto de reproducir en el tramo de aguas abajo del río, lo mismo que en el túnel aductor, el tirante correspondiente para cada gasto, y así tener una representación adecuada del escurrimiento, se han construido "dos vertedores polinimizados", uno en el tramo de aguas abajo de la bocatoma y otro a la salida del túnel aductor.

Usualmente el control del tirante se realiza por medio de una compuerta instalada en el extremo del conducto por el que discurre el agua; este sistema tiene el inconveniente de que cuando se trabaja con varios gastos, la compuerta tiene una posición distinta para cada uno de ellos y mediante tanteos, se consigue la reproducción del tirante subiendo o bajando la compuerta según el caso, con la consiguiente pérdida de tiempo.

En vista de los inconvenientes que ofrece el empleo de la compuerta, se decidió reemplazarla por un vertedor cuyo contorno reprodujera la curva de gastos-tirantes del escurrimiento. A este vertedor se le ha llamado vertedor polinimizado, el cual de una manera automática da el nivel de agua correspondiente para cada gasto.

5.1.- TEORIA Y CALCULO DE LOS VERTEDORES POLINIMIZADOS

Se trata de determinar el contorno de un vertedor que reproduzca una cierta curva de gastos-tirantes, que se tiene como dato.

La determinación de la curva del contorno requiere dos procedimientos, un procedimiento analítico basado en la teoría de vertedores y otro experimental destinado a determinar los coeficientes de contracción que se produzcan en el vertedor.

Relacionando la ecuación de la curva del contorno con la curva de gastos-tirantes, se puede representar estas curvas en forma de polinomios constituidos por series convergentes:

Ecuación del gasto que pasa por el vertedor:

$$Q = K_1 H^{m_1} + K_2 H^{m_2} + \dots \quad (1)$$

Ecuación del contorno del vertedor:

$$x = A_1 y^{n_1} + A_2 y^{n_2} + \dots \quad (2)$$

De acuerdo con la teoría de vertederos el gasto puede expresarse en la siguiente forma:

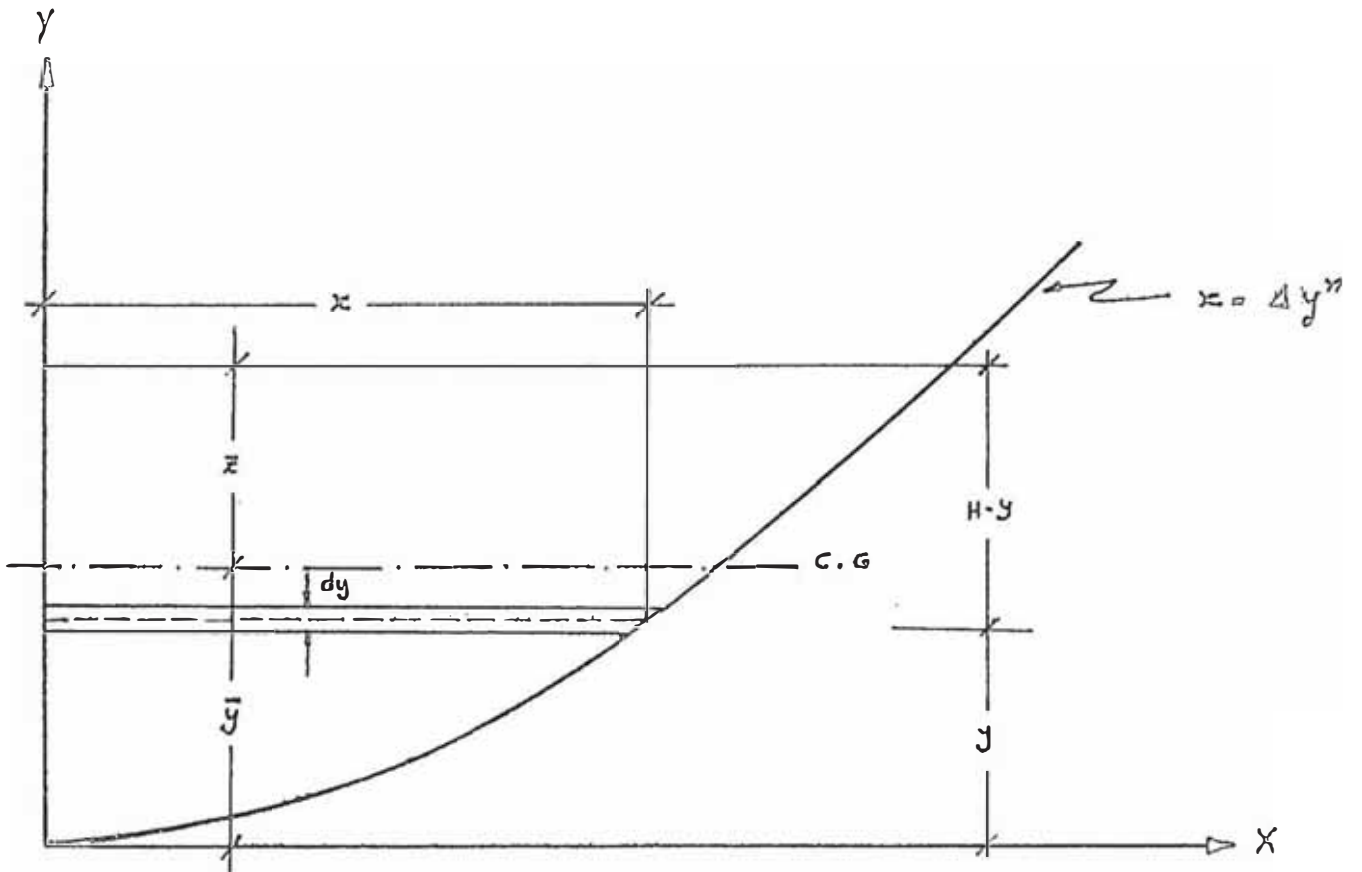
diferencial de gasto = diferencial de área x velocidad.

De acuerdo con la notación de la figura, se tiene:

$$dQ = x dy \sqrt{2g(H-y)} = A y^n \sqrt{2g(H-y)} dy$$

$$Q = A \sqrt{2g} \int_0^H \sqrt{H-y} dy$$

El problema consiste en encontrar los valores de los coeficientes y exponentes de la ecuación del contorno del vertedor, en función de los coeficientes y exponentes de la ecuación del gasto. Con el objeto de simplificar los cálculos se considera al gasto como el producto del área por la velocidad media en toda la sección, y se considera como velocidad media aquella que se produce a la altura del centro de gravedad del área vertiente.



CONTORNO DEL VERTEDOR.

Llamando Z a la carga sobre el centro de gravedad del área vertiente:

$$z = H - \bar{y}$$

$$z = H - \frac{\int y \, dA}{\int dA}$$

$$z = H - \frac{\int y \, x \, dy}{\int x \, dy}$$

$$z = H - \frac{\int_0^H A y^{n+1} \, dy}{\int_0^H A y^n \, dy}$$

$$z = H - \frac{\left(\frac{H^{n+2}}{n+2} \right)}{\left(\frac{H^{n+1}}{n+1} \right)} = H - \frac{(H^{n+2}) (n+1)}{(H^{n+1}) (n+2)}$$

$$z = H - \frac{H (n+1)}{n+2}$$

$$z = \frac{H (n+2) - H (n+1)}{n+2}$$

o sea: $z = \frac{H}{n+2}$

en consecuencia el gasto será:

$$dQ = v \, dA$$

$$dQ = \sqrt{2gz} \, x \, dy$$

Despreciando los términos menores de la serie de la ecuación (2)

se puede poner x en función de y :

$$dQ = \sqrt{2gz} A_1 y^{n_1} dy$$

$$dQ = \sqrt{\frac{2gH}{n_1+2}} A_1 y^{n_1} dy$$

$$Q = \sqrt{\frac{2gH}{n_1+2}} A_1 \int_0^H y^{n_1} dy$$

$$Q = \frac{A_1 \sqrt{2g}}{\sqrt{n_1+2}} H \left[\frac{H^{n_1+1}}{n_1+1} \right]$$

luego:

$$Q = \frac{A_1 \sqrt{2g} H^{n_1+3/2}}{\sqrt{n_1+2} (n_1+1)} \quad (3)$$

Despreciando en la ecuación (1) los términos menores de la serie e igualándola con la ecuación (3) se tiene:

$$K_1 H^{m_1} = \frac{A_1 \sqrt{2g}}{\sqrt{n_1+2} (n_1+1)} H^{n_1+3/2}$$

luego:

$$K_1 = \frac{A_1 \sqrt{2g}}{\sqrt{n_1+2} (n_1+1)}$$

y

$$m_1 = n_1 + \frac{3}{2}$$

despejando A_1 y n_1 que son respectivamente el coeficiente y el exponente del primer término de la ecuación del contorno del vertedero polinizado:

$$n_1 = m_1 - \frac{3}{2}$$

y

$$A_1 = \frac{K_1 \sqrt{m_1 + 1/2} (m_1 - 1/2)}{\sqrt{2g}}$$

Con lo que la ecuación del contorno queda:

$$\chi = \frac{(m_1 - 1/2) \sqrt{m_1 + 1/2}}{\sqrt{2g}} K_1 y^{m_1 - 3/2}$$

Esta ecuación es sólo una primera aproximación, en la que los valores de K_1 y m_1 pueden determinarse a partir de la curva gastos-tirantes que se tiene como dato.

El procedimiento seguido para la determinación de estos valores ha sido el siguiente:

Siendo la fórmula del gasto una ecuación exponencial del tipo $Q = K H^m$, la curva de gastos-alturas dato, puede representarse en un papel logarítmico por una recta cuya ecuación es:

$$\log Q = \log K + m \log H.$$

de donde $m = \frac{\log Q}{\log H}$

Se escoge una recta que pase por la mayor cantidad de puntos posible de la curva de gastos, se prolonga esta línea hasta que corte al 1.00 de las ordenadas (alturas), esta intersección que es la coordenada al origen nos da el valor de K . El valor de m es la pendiente de la recta.

Obtenidos los valores de K_1 y m_1 se contruye la curva de gastos ti-

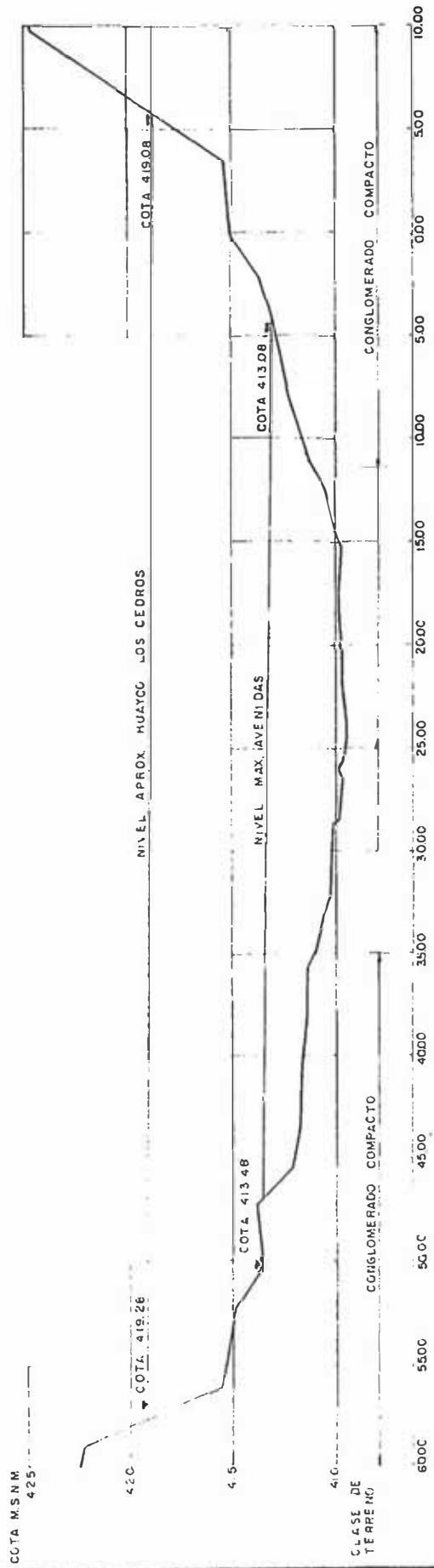
rantes que esta ecuación produce y se compara con la curva gastos-tirantes real, calculándose las diferencias en los gastos para las mismas alturas.

Con las alturas y las diferencias de gastos calculadas se construye una nueva curva de gastos-alturas con la que se repite todo el procedimiento anterior para determinar los valores del coeficiente K_2 y del exponente m_2 del segundo término de la serie que expresa la ecuación del contorno del vertedor polinimizado, y el procedimiento puede considerarse sucesivamente para alcanzar la aproximación que se desee.

Obtenida la ecuación teórica que representa el contorno del vertedor polinimizado con la aproximación deseada es necesario corregir el contorno para compensar las contracciones de la napa vertiente y la influencia que pudiesen tener en casos de trabajar con escalas muy pequeñas, las fuerzas de viscosidad y de tensión superficial. Esta conexión sólo puede lograrse experimentalmente en cada caso, cambiando la magnitud de las abscisas, alejando entre sí las dos mitades simétricas del contorno del vertedor la distancia necesaria para reproducir los tirantes correspondientes a cada gasto. Los tanteos para lograr esta aproximación pueden simplificarse si inicialmente se estima el coeficiente de contracción y se multiplican los coeficientes K por valores comprendidos entre 1.4 y 2 según las condiciones y formas de aproximación de la napa vertiente.

5.2.- VERTEDOR POLINIMIZADO EN EL CAUCE DEL RIO SANTA

Para poder reproducir los tirantes correspondientes a cada gasto en el cauce del río Santa se ha construido un vertedor polinimizado, que se ha colocado en el extremo aguas abajo del tramo reproducido en el modelo.



SECCION 24 (MODELO)

CALCULOS DE LA CURVA GASTOS-TIRANTES DEL CAUCE DEL RIO SANTA

EN LA SECCION N° 24

COTA m.s.n.m.	AREA (A) m ²	PERIMETRO (P) m.	RADIO HIDRAULICO (R) m.	(R) ^{2/3}	PENDIENTE (S)	(S) ^{1/2}	RUGOSIDAD n	$V = R^{2/3} S^{1/2} / n$ m/seg.	GASTO $Q = V \times A$ m ³ /seg.
411.20	28.4	24.0	1.18	1.12	0.009	0.095	0.047	2.25	63.91
12.00	44.0	35.0	1.26	1.17	0.009	0.095	0.044	2.52	111.00
13.00	88.5	41.8	2.12	1.65	0.009	0.095	0.044	3.56	315.00
14.00	133.5	51.0	2.62	1.90	0.009	0.095	0.044	4.10	548.00
15.00	188.5	54.6	3.45	2.28	0.009	0.095	0.044	4.70	885.00
16.00	246.5	62.7	3.94	2.50	0.009	0.095	0.044	5.40	1330.00
17.00	307.5	65.0	4.73	2.82	0.009	0.095	0.044	6.10	1870.00
18.00	366.0	67.3	5.44	3.11	0.009	0.095	0.044	6.50	2380.00
19.00	429.0	69.0	6.21	3.37	0.009	0.095	0.044	7.20	3080.00

RELACIONES GASTOS-TIRANTES MAXIMOS DEL CAUCE

DEL RIO SANTA (SECCION N° 24)

COTA m.s.n.m.	PROTOTIPO		MODELO	
	TIRANTE MAX. (m.)	GASTO m ³ /seg.	TIRANTE MAX. (m.)	GASTO m ³ /seg.
411.20	1.70	63.91	0.068	0.00637
12.00	2.50	111.00	0.100	0.01107
13.00	3.50	315.00	0.140	0.03143
14.00	4.50	548.00	0.180	0.05469
15.00	5.50	885.00	0.220	0.08832
16.00	6.50	1330.00	0.260	0.13273
17.00	7.50	1870.00	0.300	0.18662
18.00	8.50	2380.00	0.340	0.23752
19.00	9.50	3080.00	0.380	0.30748

Cálculo de la Curva de Gastos-Tirantes.-

La curva de gastos-tirantes se obtuvo hallando la variación de niveles para diferentes gastos en la sección final del cauce, cuyo contorno aparece en la figura adjunta.

Trazando un nivel cualquiera en dicha sección, por medio de un planímetro se hallaba el área hidráulica, disponiendo de esta manera de todos los datos necesarios para calcular Q , ya que:

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

siendo:

R = Radio medio hidráulico.

S = Pendiente de la superficie libre del agua.

n = Coeficiente de rugosidad.

En la lámina adjunta aparecen tabulados estos cálculos.

La sección del cauce del río N° 24 tiene como es natural una forma irregular, siendo necesario seleccionar un parámetro lineal vertical que represente los tirantes de la sección para cada gasto. En este tipo de secciones resulta más adecuado suponer el cauce del tipo parabólico y elegir como parámetro la profundidad máxima.

Cálculo de la Ecuación del Gasto.-

Una vez halladas las relaciones gastos-tirantes máximos para el modelo, se grafican en papel logarítmico y se traza la recta de mayor adherencia.

De este gráfico se obtiene:

$$K_1 = 2.7$$

$$m_1 = 2.31$$

Luego la ecuación del gasto será:

$$Q = 2.7 H^{2.31}$$

Esta fórmula que es una primera aproximación de la ecuación final produce para cada tirante determinados valores del gasto que difieren de los que corresponden a los calculados con los gastos reales del río, y que han sido tabulados para formar una segunda relación de gastos-tirantes.

Las relaciones $H - \Delta Q$ se grafican en papel logarítmico y la recta que coincide mejor con los puntos proporciona los valores:

$$K_2 = .087$$

$$m_2 = 1.74$$

La ecuación teórica del gasto (sin tener en consideración los coeficientes de contracción resulta:

$$Q = 2.7 H^{2.31} + .087 H^{1.74}$$

Los valores de esta ecuación se comparan con los obtenidos del prototipo, obteniéndose diferencias despreciables, como puede verse en el cuadro adjunto.

Teniendo en cuenta la contracción de la napa vertiente, al pasar por un vertedero de pared delgada, se corrige preliminarmente este efecto, multiplicando los coeficientes de la fórmula teórica por 1.5, quedando la ecuación siguiente:

$$Q = 4.05 H^{2.31} + 0.13 H^{1.74}$$

Cálculo de la Ecuación del Contorno del Vertedor.-

Con la ecuación teórica del gasto se procedió a calcular los coeficientes y exponentes de la ecuación del contorno del vertedor:

RELACIONES H - ΔQ EN EL CAUCE DEL RIO SANTA

(SECCION N° 24)

H (m.)	$Q = 2.7 H^{2.31}$ m ³ /seg.	Q (curva dato) m ³ /seg.	ΔQ m ³ /seg.
0.068	0.0054	0.0064	0.0010
0.100	0.0132	0.0111	-0.0022
0.140	0.0286	0.0314	0.0028
0.180	0.0513	0.0547	0.0034
0.220	0.0810	0.0883	0.0073
0.260	0.1215	0.1327	0.0112
0.300	0.1670	0.1866	0.0196
0.340	0.2240	0.2375	0.0135
0.380	0.2890	0.3075	0.0185

VERIFICACION DE LA ECUACION TEORICA DEL GASTO

H (m.)	$Q = 2.7 H^{2.31} + 0.087 H^{1.74}$ (m ³ /seg.)	Q (Curva dato) (m ³ /seg)	ΔQ (m ³ /seg)
0.068	0.0062	0.0064	0.0002
0.100	0.0148	0.0111	-0.0037
0.140	0.0322	0.0314	-0.0008
0.180	0.0553	0.0547	-0.0006
0.220	0.0873	0.0883	0.0010
0.260	0.1299	0.1327	0.0028
0.300	0.1777	0.1866	0.0089
0.340	0.2373	0.2375	0.0002
0.380	0.3051	0.3075	0.0024

$$A = \frac{(m - 1/2) K \sqrt{m+1/2}}{\sqrt{2g}}$$

$$n = m - \frac{3}{2}$$

$$A_1 = \frac{(2.31 - 1/2) 4.05 \sqrt{2.31+1/2}}{\sqrt{19.6}} = 2.78$$

$$A_2 = \frac{(1.74 - 1/2) 0.13 \sqrt{1.74+1/2}}{\sqrt{19.6}} = 0.055$$

$$n_1 = 2.31 - \frac{3}{2} = 0.81$$

$$n_2 = 1.74 - \frac{3}{2} = 0.24$$

La ecuación del contorno quedó finalmente:

$$X = 2.78 Y^{0.81} + 0.055 Y^{0.24}$$

Verificación Experimental .-

Se procedió a la construcción y colocación del vertedor en la sección N° 24 del modelo, teniendo como referencia el punto más bajo de dicha sección del río.

Primera Verificación:

En su calibración se obtuvieron los siguientes datos:

CAUDAL m ³ /seg.	COTA OBSERVADA m.s.n.m.	COTA REAL m.s.n.m.
500	413.30	413.90
2200	417.00	417.60

Se procedió a cortar 4.5 cm. a cada hoja del vertedor desde el origen del contorno.

Segunda Verificación:

Se obtuvieron los siguientes datos:

CAUDAL m ³ /seg.	COTA OBSERVADA m.s.n.m.	COTA REAL m.s.n.m.
200	412.16	412.60
500	413.50	413.90
2200	417.60	417.60

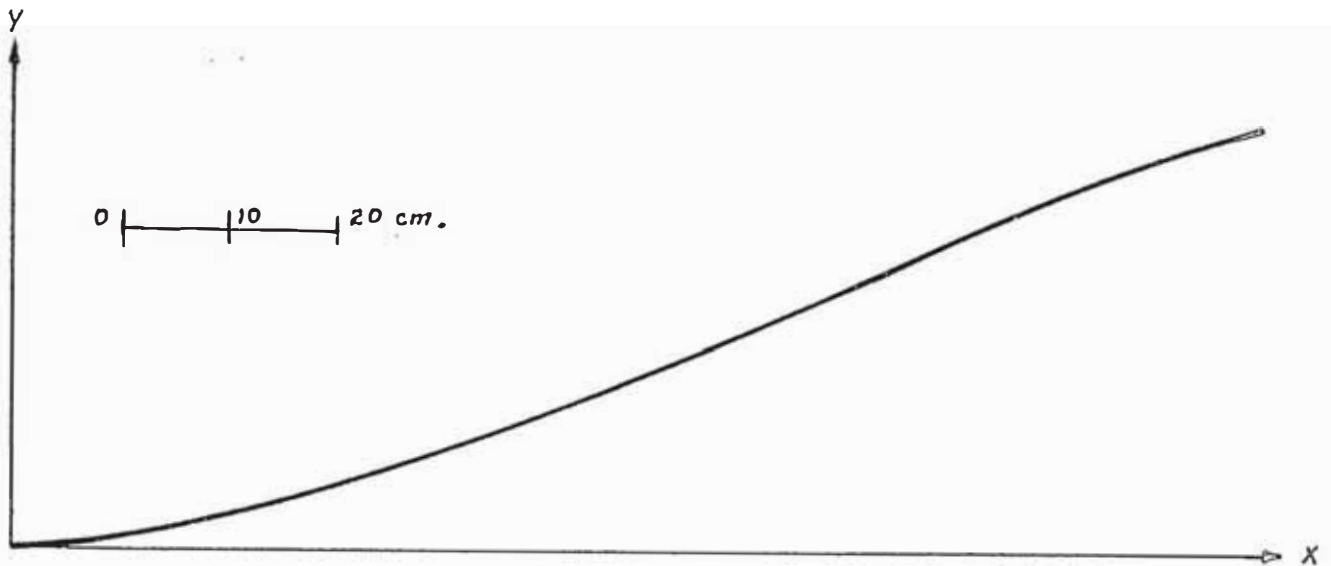
Como el eje hidráulico continuaba debajo del nivel normal se cortó 8.5 cm. hacia afuera y desde el nuevo origen, cerrando nuevamente las hojas del vertedor.

Tercera Verificación:

CAUDAL m ³ /seg.	COTA OBSERVADA m.s.n.m.	COTA REAL m.s.n.m.
200	412.32	412.60
500	413.80	413.90
1000	415.30	415.30
1500	416.30	416.30
2000	417.30	417.38

CURVA DEL CONTORNO DEL VERTEDOR POLINI
MIZADO EN LA CUENCA DEL RIO SANTA.
(SECCION N° 24)

$$X = 2.780 y^{0.81} + 0.055 y^{0.24} - 0.210$$



NOTA.- EL TERMINO - 0.210 SE
OBTUVO EXPERIMENTALMEN
TE CON LA CALIBRACION
DEL VERTEDOR.

Y	X
0.00	0.0000
0.05	0.0672
0.10	0.2592
0.15	0.4228
0.30	0.8792
0.40	1.1570

La última corrección hecha al vertedor, fue la de cortarlo 2 cm. más a partir del origen, cerrándolo nuevamente, además se añadió otra corrección, la de desplazar todo el vertedor dentro de su mismo plano y paralelo a un eje horizontal, 8 cm. a la derecha.

Cuarta Verificación:

CAUDAL m ³ /seg.	COTA OBSERVADA m.s.n.m.	COTA REAL m.s.n.m.
200	412.60	412.60
500	413.90	413.90
1000	415.38	415.30
1500	416.58	416.30
2000	417.38	417.30
2200	417.72	417.60

De esta manera se obtuvo la reproducción de la curva de gastos-tirantes en el río Santa con la aproximación deseada. El contorno del vertedor se muestra en lámina adjunta.

5.3.- VERTEDOR POLINIMIZADO DEL TUNEL ADUCTOR

El problema de reproducir los tirantes normales en el tramo del túnel aductor que se ha representado en el modelo, producidos por los diferentes caudales de captación, ha sido también resuelto mediante un vertedero polinimizado.

TABLA DE RELACION ENTRE TIRANTES Y GASTOS EN EL TUNEL ADUCTOR

TIRANTE EN EL PROTOTIPO m.	GASTO EN EL PROTOTIPO m ³ /seg.	TIRANTE EN EL MODELO m.	GASTO EN EL MODELO m ³ /seg.
4.182	87.999	0.106	0.00870
3.978	84.034	0.099	0.00830
3.825	80.690	0.096	0.00797
3.570	74.577	0.089	0.00737
3.315	67.942	0.083	0.00671
3.060	60.882	0.077	0.00602
2.805	53.709	0.070	0.00531
2.550	46.605	0.064	0.00461
2.295	39.659	0.057	0.00392
2.040	32.940	0.051	0.00326
1.785	26.516	0.045	0.00262
1.530	20.512	0.038	0.00203
1.275	14.996	0.032	0.00149
1.020	10.088	0.026	0.00100
0.765	5.879	0.019	0.00058

El túnel aductor tiene sección en "horse-shoe" standard de 5.10 m. de diámetro. La curva de gastos-tirantes se ha calculado mediante la fórmula de Manning, considerando un coeficiente de rugosidad para el concreto de 0.014 y utilizando la tabla auxiliar de cálculo para la determinación del radio hidráulico y el perímetro mojado en función de la relación del tirante al diámetro del Manual de Hidráulica Aplicada de Calvin V. Davis, para secciones en "horse-shoe".

Graficando la curva-tirantes-gastos dato en papel logarítmico se encontraron los siguientes valores de K_1 y m_1 :

$$K_1 = 0.31$$

$$m_1 = \text{ctg} \alpha = 1.55$$

siendo por consiguiente la ecuación teórica del gasto:

$$Q = 0.31 H^{1.55}$$

Con esta nueva ecuación se hallaron las relaciones gastos-tirantes y se compararon con las relaciones proporcionadas por la curva gastos-tirantes datos, obteniéndose para los mismos tirantes las diferencias ΔQ .

A continuación se graficó en papel logarítmico la curva $H - \Delta Q$ que dió los siguientes valores para K_2 y m_2 :

$$K_2 = 50$$

$$m_2 = \text{ctg} \alpha = 6.66$$

resultando la ecuación del gasto:

$$Q = 0.31 H^{1.55} + 50 H^{6.66}$$

El segundo término del segundo miembro de la ecuación da valores inferiores a 0.00001 por lo cual es despreciable y la ecuación queda convertida en:

$$Q = 0.31 H^{1.55}$$

RELACIONES H - Δ Q (TUNEL ADUCTOR)

H m.	$Q = 0.31 H^{1.55}$ m ³ /seg.	Q (Curva dato) m ³ /seg.	ΔQ m ³ /seg.
0.106	0.00958	0.00870	-0.00088
0.099	0.00859	0.00830	-0.00029
0.096	0.00822	0.00797	-0.00025
0.089	0.00728	0.00737	0.00009
0.083	0.00654	0.00671	0.00017
0.077	0.00583	0.00602	0.00019
0.070	0.00502	0.00531	0.00019
0.064	0.00437	0.00461	0.00024
0.057	0.00369	0.00392	0.00023
0.051	0.00308	0.00326	0.00018
0.045	0.00253	0.00262	0.00009
0.038	0.00195	0.00203	0.00008
0.032	0.00149	0.00149	0.00000
0.026	0.00109	0.00100	-0.00009
0.019	0.00067	0.00058	-0.00009

Multiplicando el coeficiente por 2.00 teniendo en cuenta la contracción de la napa vertiente producida por la transición brusca de la sección del túnel a la del vertedero:

$$Q = 0.62 H^{1.55}$$

Los coeficientes y exponentes de la ecuación del contorno serán por lo tanto:

$$A = \frac{(m - 1/2) \sqrt{m + 1/2}}{2g} \times K$$

$$n = m - \frac{3}{2}$$

$$A = \frac{(1.55 - 0.5) \sqrt{1.55 + 0.5}}{19.6} \times 0.62 = 0.237$$

$$n = 1.55 - 1.5 = 0.05$$

Siendo por lo tanto la ecuación del contorno del vertedor:

$$X = 0.237 Y^{0.05}$$

Verificación Experimental.-

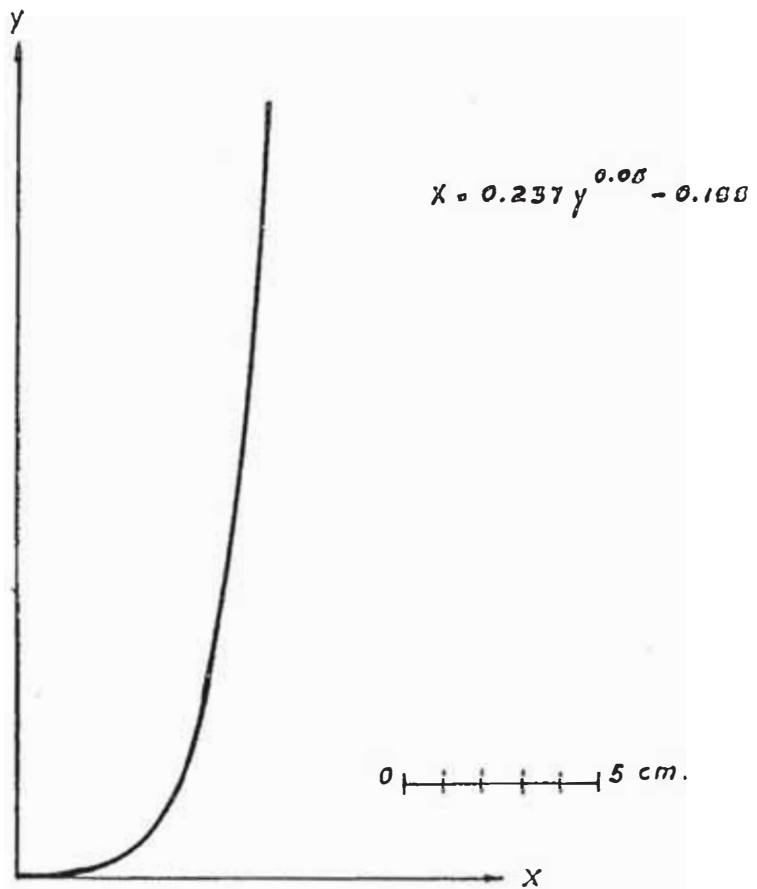
El vertedor calculado anteriormente se construyó en material plástico (plexiglass) y fue colocado en la última sección del túnel y probado para diferentes gastos.

Primera Verificación.-

Se obtuvieron los siguientes valores de los tirantes normales:

CAUDAL m ³ /seg.	TIRANTE OBSERVADO cm.	TIRANTE REAL cm.
80	9.35	9.25
50	7.65	6.70
35	6.25	5.30

CURVA DEL CONTORNO DEL VERTEDOR POLINOMIZADO DEL TUNEL ΔDUCTOR.



NOTA.- EL TERMINO - 0.155 SE OBTUVO EXPERIMENTALMENTE CON LA CALIBRACION DEL VERTEDOR.

Y	X
0.000	0.0000
0.005	0.0268
0.010	0.0334
0.020	0.0398
0.030	0.0498
0.040	0.0469
0.050	0.0491
0.060	0.0506
0.070	0.0526
0.080	0.0540
0.090	0.0552
0.100	0.0564
0.125	0.0585
0.150	0.0607
0.175	0.0623
0.200	0.0638

Los resultados anteriores muestran que el tirante observado es mayor que el tirante que normalmente debe existir en el túnel, por lo que se incrementó el área del vertedor, desplazando 0.5 cm. cada hoja con respecto al eje central de la sección del túnel. De esta manera se obtuvieron los siguientes resultados:

CAUDAL m ³ /seg.	TIRANTE OBSERVADO cm.	TIRANTE REAL cm.
80	8.85	9.25
50	6.85	6.70
35	5.45	5.30

La última corrección se hizo desplazando cada hoja 0.2 cm. con respecto al eje central, obteniéndose los siguientes valores:

CAUDAL m ³ /seg.	TIRANTE OBSERVADO cm.	TIRANTE REAL cm.
80	9.15	9.25
50	6.55	6.70
35	5.35	5.30

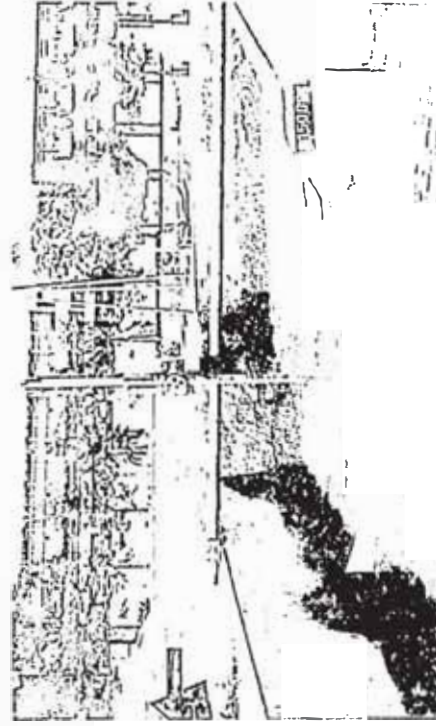
Estas diferencias entre los tirantes observados y los reales no alcanzan el 3%, por lo que se dió por concluída la calibración del vertedor.



En el Cauce del Rio



En el Túnel



FUNCIONAMIENTO DEL VERTEDOR POLINIMIZADO

CAPITULO 6

CRITICA DEL COMPORTAMIENTO EN EL MODELO DE LA BOCATOMA MODIFICADA Y OBJETIVOS DE LA INVESTIGACION

6.1.- CRITICA DEL COMPORTAMIENTO

Construido el modelo en la forma como se describió en el Capítulo 4, se observó el comportamiento de cada una de sus estructuras para caudales del río de 80, 200, 500, 700, 1000, 1500, 2000, 3000 y 3500 m³/seg. En cada uno de estos caudales los ensayos se hicieron con aguas limpias e incorporando arenas y grava fina de distintos tamaños. El lecho del modelo fue rígido en todos los casos y en toda su longitud excepto en el tramo aguas abajo del colchón disipador y del canal de limpieza cuyo fondo se representó móvil para poder observar la erosión al pie de dichas estructuras.

El comportamiento en estas condiciones de cada una de las estructuras fue el siguiente:

En la estructura de captación se observó:

- a) Era posible captar las máximas demandas de derivación aún con caudales mínimos en el río.
- b) Existía oscilación y turbulencia considerable delante de las compuertas de admisión, que producía variaciones bruscas de las cargas hidrostáticas sobre ellas originando por lo tanto diferentes condiciones de eficiencia en las compuertas de toma. Por efecto de la derivación normal que producía un cambio brusco de dirección de la corriente, se formaba frente a la compuerta N° 1, un vórtice vertical dextrógiro.

- c) La compuerta N° 5 (la más próxima a las compuertas de limpia) trabajaba con la máxima eficiencia, captando mayor volumen de agua que las demás. La eficiencia de las compuertas variaba en razón inversa con su distancia a las compuertas de limpia, llegando en la más alejada a producirse un flujo de dirección invertida (de adentro hacia afuera).
- d) El canal desripador trabajaba en forma muy efectiva cuando bajaba el nivel de la superficie del río (abriendo las compuertas de limpia) lo suficiente para evitar el ahogamiento de la napa vertiente sobre el primer rebose. En estas condiciones se originaba un vórtice de eje horizontal con un efecto de limpia y de transporte muy enérgico.
- e) El sifón construido para conectar el río con el fondo del canal desripador incrementaba el efecto de limpia del vórtice de eje horizontal, especialmente por debajo de la compuerta N° 1.

En el túnel aductor de sección en "horse-shoe" cuyo diámetro se redujo a 5.10 m. incrementando su pendiente a 0.0023 con el objeto de lograr una estructura más económica, se observó un funcionamiento normal en todas las condiciones de captación, en las que funcionaba con velocidades subcríticas.

En el barrage se observaron los siguientes fenómenos:

- a) La altura del barrage es adecuada para proporcionar la carga necesaria para superar las resistencias de entrada de la pantalla frontal, del primer rebose, de las rejillas, de las compuertas y proporcionar el caudal máximo requerido por la derivación.
- b) El perfil del barrage es apropiado para evacuar las descargas máximas del río sin que se note separación de la napa.

- c) El giro de 8° proporcionado en la orientación de la planta de la bocatoma ha mejorado el ángulo de incidencia de la corriente principal del agua con el barrage, disminuyendo la tendencia a formar el vórtice vertical en el remanso del barrage.
- d) En los caudales entre 700 y 1,500 m³/seg. subsiste la tendencia del agua a formar un vórtice vertical levógiro cercano al muro de encauzamiento de la margen izquierda cuando las pruebas se realizaron con aguas limpias. Esta tendencia desaparece cuando se ha logrado acumular cierta cantidad de sedimento delante del barrage, que es la condición representativa de la operación normal.

El colchón disipador de energías al pie del barrage, se ensayó bajo dos supuestos diferentes:

- a) Que la margen izquierda del río Santa aguas abajo de la bocatoma, constituida por mezclas de gravas y arenas consolidadas se mantenga sin ser erosionada.
- b) Que la margen izquierda resulte totalmente erosionada, continuando la dirección del muro de encauzamiento de ese mismo lado; esta condición que es la más desfavorable se reprodujo artificialmente retirando todo el material que podría contribuir a forzar la formación del resalto hidráulico.

En ambas condiciones la formación del resalto hidráulico era efectiva y éste se producía desde el paramento aguas abajo del barrage para todos los gastos. En los caudales grandes no se observó disminución apreciable del coeficiente de descarga del vertedero por efecto del ahogamiento que produce el resalto.

En las compuertas y canal de limpia las condiciones de arrastre de material de fondo fueron bastante variables y requerían observaciones específicas en cada caso para determinar su eficiencia. En cuanto al funcionamiento hidráulico

se observó:

- a) Las compuertas de limpia tenían capacidad suficiente para evacuar las avenidas medias normales.
- b) La operación asimétrica en el tramo aguas abajo del canal de limpia al mantenerse cerrada la compuerta del desripador, producía un vórtice vertical dextrógiro.
- c) La cubeta de lanzamiento al extremo del solado formaba un chorro de fuerte velocidad con tendencia a abrirse en forma de abanico saltando sobre el muro guía y produciendo erosión apreciable en el cauce del río inmediatamente aguas abajo.

Los muros de encauce tuvieron mejor orientación como resultado del giro de 8° de la planta de la bocatoma y su coronación en la cota 426 en la parte aguas arriba del barraje y 425 aguas abajo de él, han sido suficientes para permitir la evacuación de $3,500 \text{ m}^3/\text{seg}$. aún cuando el tramo de aguas arriba del barraje se encuentre colmatado de sedimentos.

En la forma de aproximación de las aguas a la bocatoma se observó lo siguiente:

- a) La transición recta del muro de encauzamiento de la margen derecha permite un ingreso adecuado de las aguas a la bocatoma.
- b) Para descargas mayores de $1000 \text{ m}^3/\text{seg}$. se han observado cerca de la bocatoma la formación de dos grandes ondas estacionarias que parecen deberse a las intersecciones de ondas cruzadas diagonales que se originan por efecto del cambio de dirección que sufre la corriente en la curva que hace el río unos 300 metros aguas arriba de la bocatoma.

6.2.- OBJETIVOS DE LA INVESTIGACION

Habiendo analizado en la primera parte de este capítulo el comportamiento en el modelo hidráulico del proyecto modificado de la bocatoma de Chao y Virú, señalando sus principales cualidades y sus defectos más saltantes, se procedió a preparar un plan de investigaciones específicas con el objeto de alcanzar las siguientes metas que constituyen los requisitos principales para el buen funcionamiento de una bocatoma:

- a) - Permitir la captación de los caudales requeridos de agua en todas las condiciones de caudal del río, reduciendo al mínimo la entrada de materiales sólidos al conducto de derivación.
- b) - Simplificar la estructura, eliminando todos los elementos superfluos y reduciendo sus dimensiones a lo indispensable para obtener un funcionamiento correcto y seguro.

El programa de investigaciones específicas elaborado ha sido el siguiente:

1.- Estudio del Funcionamiento de las Obras de Captación:

- a) - Estudio del funcionamiento del primer rebose, de la pantalla y rejilla contra cuerpos flotantes.
- b) - Estudio del funcionamiento de las compuertas de admisión y conductos de derivación y túnel aductor.

2.- Estudio del Funcionamiento del Barraje y del Colchón Disipador de Energía:

- a) - Estudio del perfil del barraje.
- b) - Estudio de la longitud y profundidad del colchón disipador de energía.
- c) - Eficiencias del colchón disipador de energía para diferentes descargos del río.

d) = Velocidades de salida del agua del colchón dissipador de energía .

3. = Estudio del Funcionamiento del Canal de Limpia:

a) = Capacidad de evacuación de las compuertas de limpia .

b) = Velocidades del agua frente a la bocatoma .

c) = Velocidades aguas abajo de las compuertas de limpia .

d) = Estudio de la longitud del colchón dissipador del canal de limpia .

e) = Estudio comparativo de diferentes dispositivos para reducir la erosión del cauce aguas abajo del colchón dissipador .

4. = Protección del Cauce Aguas Abajo de las Estructuras de Disipación:

a) = Aguas abajo del colchón dissipador de energía del canal de limpia .

b) = Aguas abajo del colchón dissipador de energía del barrage .

5. = Estudio del Funcionamiento del Canal Desripador:

a) = Eficiencia de la lámina vertiente en el arrastre de sedimentos .

b) = Eficiencia del sifón en el arrastre de sedimentos .

c) = Eficiencia del canal de purga para la evacuación de los sedimentos .

6. = Determinación de las Alturas de los Muros de Encauzamiento y Pilares.

7. = Determinación de la Eficiencia de la Bocatoma en la Eliminación del Material de Arrastre para Diferentes Descargas del Río.

Realizadas las investigaciones anteriores, deberán formularse las recomendaciones para una eficiente operación de la bocatoma con distintas descargas del río Santa .

CAPITULO 7

ESTUDIO DEL FUNCIONAMIENTO DE LAS OBRAS DE CAPTACION

7.1.- GENERALIDADES

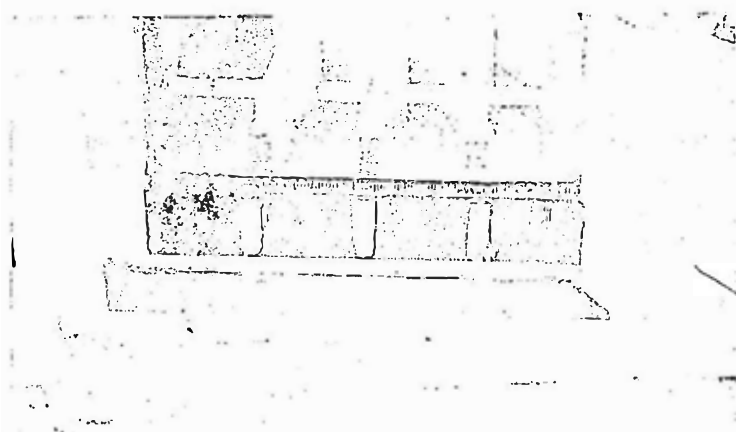
Las obras de captación del proyecto final, que se propone como consecuencia de los estudios en modelo, consisten en: un primer rebose y una pantalla frontal contra cuerpos flotantes, que dejan una abertura de admisión de 24.00 m. x 1.40 m., el canal desripador con un sifón y una compuerta deslizante, el umbral de toma o segundo rebose, las compuertas de toma o de admisión, las rápidas en curva, el colchón dissipador de energía, una transición y el túnel de derivación. Por ser de especial interés, el funcionamiento del canal desripador se tratará en un capítulo aparte.

7.2.- PRIMER REBOSE, PANTALLA CONTRA CUERPOS FLOTANTES Y REJILLAS

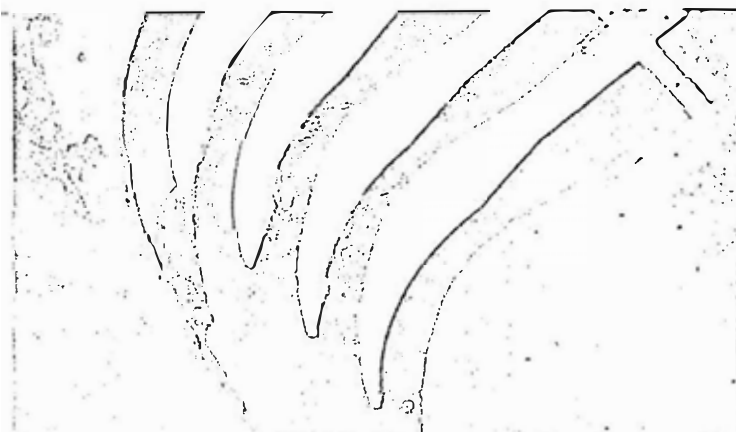
La abertura de admisión rectangular de 24.00 m. x 1.40 m. tiene como umbral el primer rebose que es un vertedero lateral, cuya coronación está en la cota 416.20, las alturas del vertedero sobre el solado varían de 2.20 m. en el extremo aguas arriba a 4.30 m. en el extremo aguas abajo. El dintel de las aberturas de admisión es una pantalla contra cuerpos flotantes ligeramente inclinada con respecto a la vertical. La abertura de admisión será protegida en toda su superficie por rejillas formadas por barras de 2" de diámetro separadas 10" entre ejes, con el objeto de evitar la entrada de grandes cuerpos flotantes al canal desripador. Sobre el umbral del segundo rebose y frente a cada ventana de captación



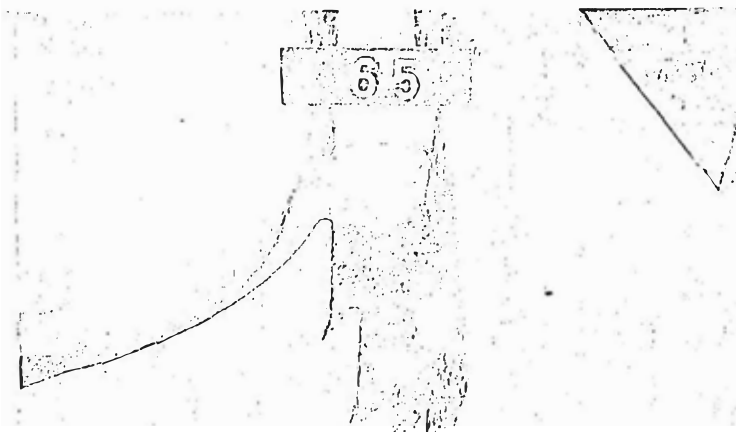
pantalla contra cuerpos flotantes
(en plexiglass)
Rejilla y primer rebose.



Aberturas de toma con rejilla y
segundo rebose (se ha retirado
la pantalla frontal y las rejillas
del primer rebose)



Rápidas en curva.



Colchón disipador y transición
de entrada al túnel aductor.

se han proyectado rejillas metálicas formadas por platinas de 3/4" x 6" separadas 4" entre ejes, con el objeto de evitar el ingreso de ramas, fajas, cuerpos flotantes ligeros y el material sólido de gran diámetro que pudiese saltar por efecto de la turbulencia.

7.3.- COMPORTAMIENTO DE LAS COMPUERTAS DE ADMISION

Con el objeto de economizar en el costo de las compuertas radiales se diseñaron las ventanas de admisión formadas por aberturas en las que el dintel es inclinado para reducir la altura de las compuertas a 1.50 m.

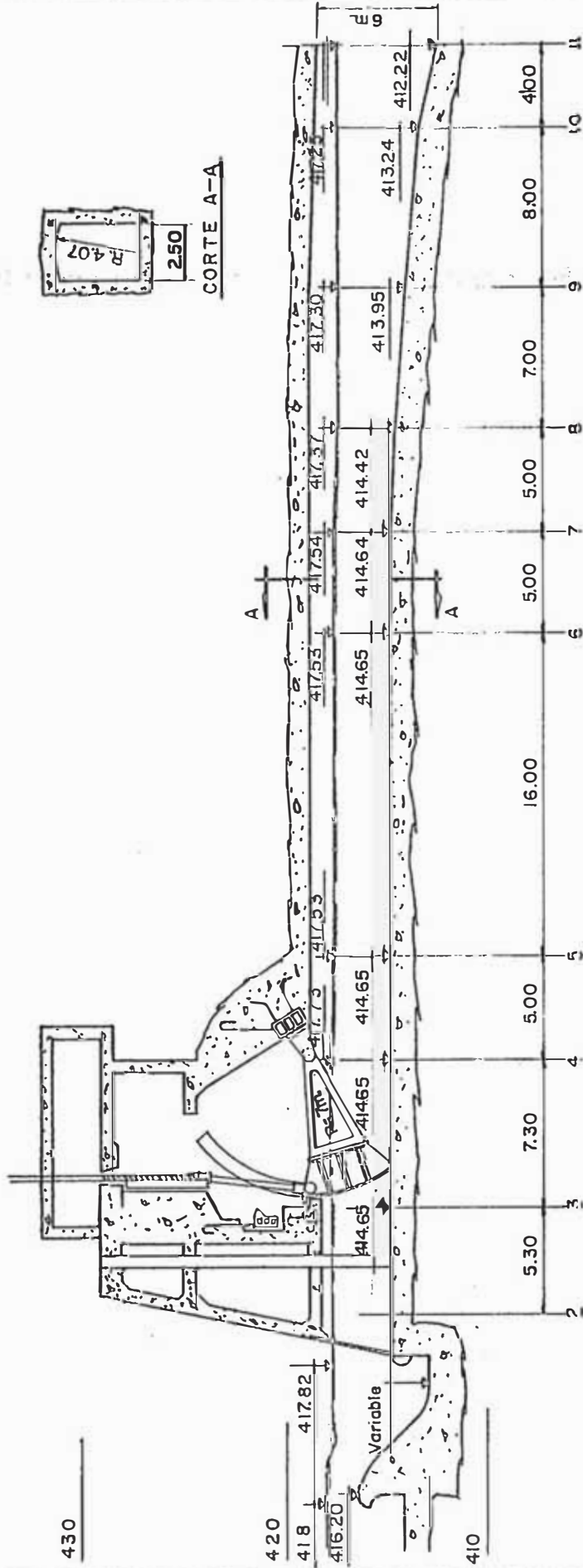
En la primera serie de ensayos se dió al piso de los conductos múltiples de derivación las pendientes mostradas en el perfil longitudinal A. Estudiando el funcionamiento para diferentes caudales de captación se observaron los siguientes fenómenos:

- a) - Fuerte oscilación en la superficie del agua en el canal desripador frente a las ventanas de admisión.
- b) - Vórtice de eje vertical dextrógiro frente a la ventana N° 1, producido por el cambio brusco de dirección de la corriente.
- c) - Para las mismas aberturas de compuerta se notaron grandes diferencias en los caudales de admisión, siendo máximos en la compuerta N° 5, mínimos en la compuerta N° 2 y negativos en la compuerta N° 1.

Como la compuerta N° 1 no captaba agua y aún funcionando solamente las 4 compuertas restantes se tenía fácilmente la capacidad máxima de captación se decidió suprimirla, construyendo una transición abocinada entre el extremo aguas arriba del primer rebose y el pilar que separaba las compuertas N° 1 y N° 2,

4.40

430



NUEVA SECCION LONGITUDINAL AL EJE DEL CANAL

ESCALA 1:300

(PERFIL A)

eliminándose de este modo el cambio brusco de dirección del agua y por consiguiente el vórtice vertical que se producía en esa zona.

Como las diferencias de eficiencia de los distintos conductos derivadores se debían a diferencias en la pendiente superficial del agua, en cada uno de ellos, en los que el escurrimiento se realizaba con velocidades subcríticas, se decidió modificar la pendiente de estos conductos para provocar detrás de las compuertas de admisión escurrimientos con régimen supercrítico, conforme se indica en el perfil B.

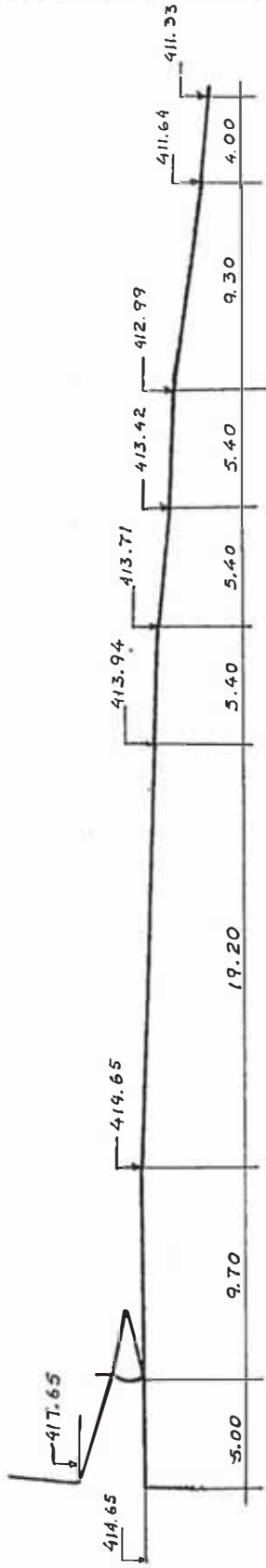
El estudio del ingreso del agua con la pendiente modificada según el perfil "B" produjo el escurrimiento supercrítico deseado por detrás de las compuertas de admisión con lo que se igualó la eficiencia de todas las aberturas de captación, generándose en cambio otros fenómenos inconvenientes, entre ellos:

- a) - Corrimiento de la ubicación del resalto según el caudal de captación. Este fenómeno podría resultar inconveniente ya que el resalto se producía en diferentes tramos en el interior del túnel de derivación, lo cual podría provocar el deterioro de su revestimiento por las fuertes vibraciones que la formación del resalto hidráulico supone.
- b) - Flujo excesivamente asimétrico del agua en los tramos curvos de los conductos múltiples y en su conexión con el túnel de derivación.

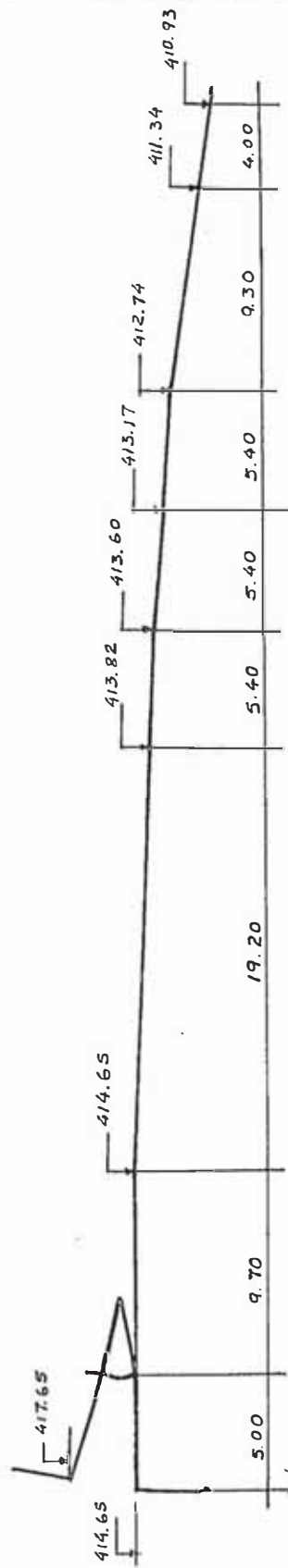
Por las observaciones anteriores se decidió realizar una nueva modificación en el perfil longitudinal del piso con el objeto de provocar el resalto hidráulico en el tramo de conexión entre los conductos de admisión y el túnel de derivación ensayándose el perfil longitudinal C.

Este último perfil tiene una rápida de fuerte pendiente aguas abajo

PERFIL DEL PISO DE LOS TUNELES DE CAPTACION

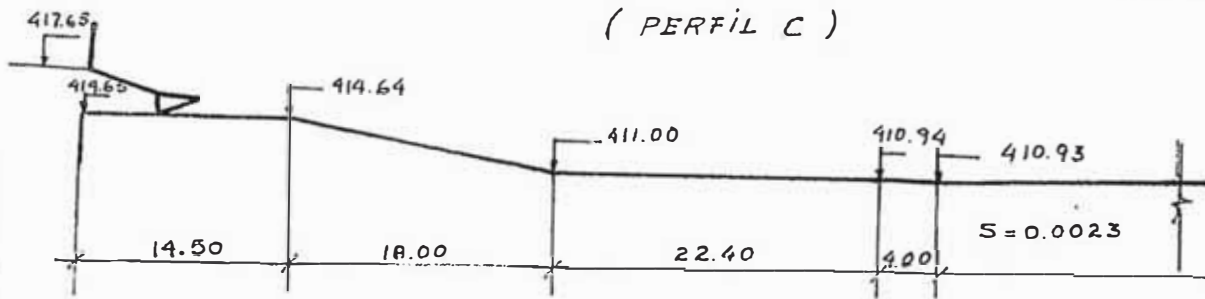


PERFIL B

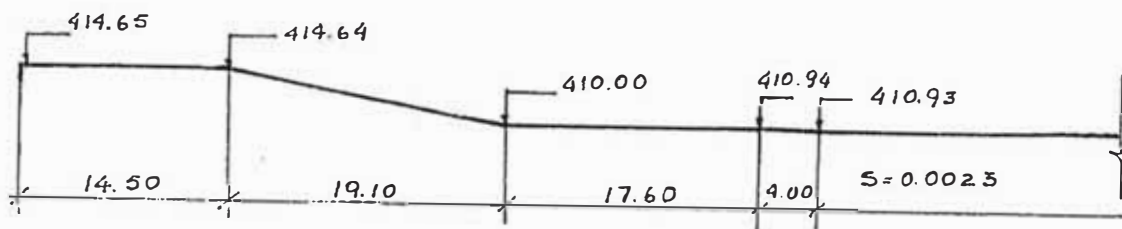


PERFIL B'

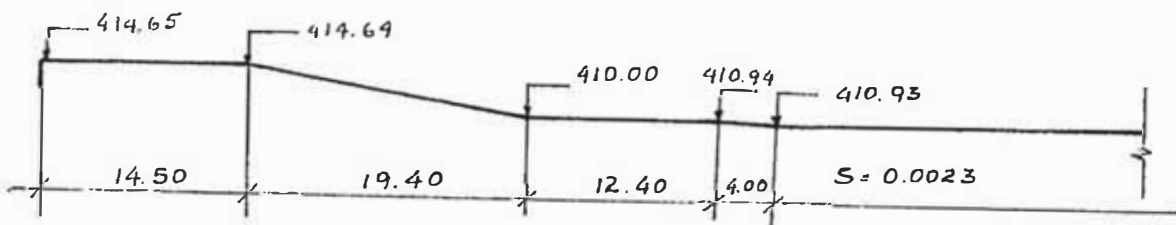
PERFILES DE LOS TUNELES DE COPTACION (PERFIL C)



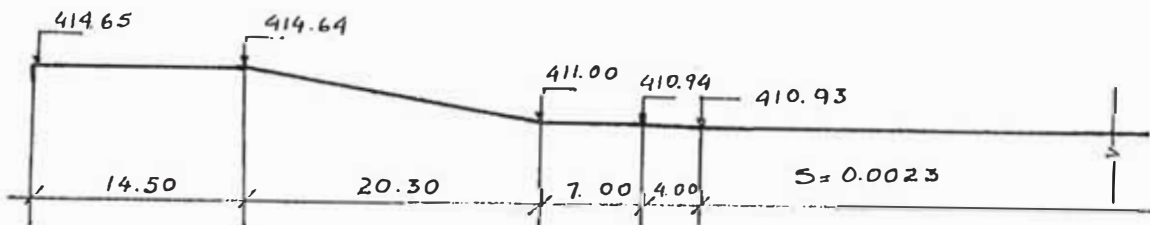
1



2



3



4

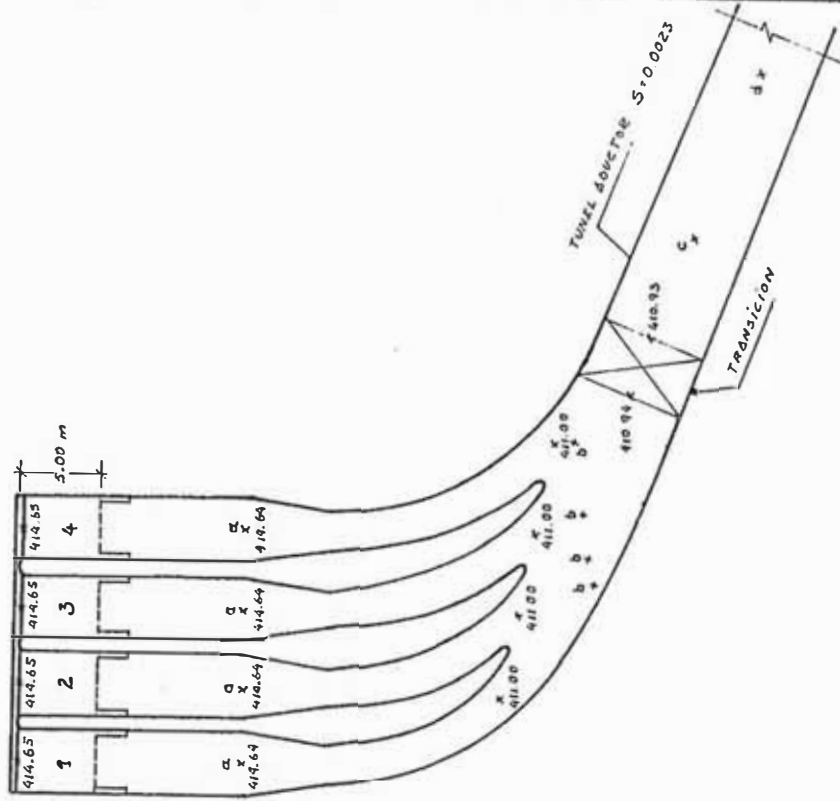
de las compuertas radiales de admisión, a continuación de la cual se ha construido un tramo de piso horizontal a la misma cota del piso de la transición de entrada al túnel de derivación. Con este perfil el escurrimiento del agua se produjo con régimen supercrítico detrás de las compuertas de admisión iniciándose el resalto en los tramos curvos de los conductos y funcionando el tramo de transición entre estos conductos y el túnel, como una poza de disipación de energía, fijándose así en este tramo el resalto hidráulico para todos los caudales que se captan y funcionando siempre el túnel de derivación con régimen subcrítico.

Obtenido un satisfactorio funcionamiento hidráulico se procedió a estudiar la capacidad de derivación de la toma en el supuesto de obstrucción por desperfectos de una o más compuertas, obteniéndose los siguientes resultados, cuando el nivel de las aguas en el río alcanzaba la cota de 418 m.s.n.m. que es la de la coronación de la presa derivadora:

Nº DE COMPUERTAS ABIERTAS	CAUDAL CAPTADO m ³ /seg.	% DE LA CAPACIDAD DE DISEÑO (85 m ³ /seg.)
4	110	129
3	94	110
2	75	89
1	42	50

Se han medido las velocidades medias del agua en dos secciones de los conductos de admisión y en dos secciones del túnel, derivando caudales de 80, 50 y 30 m³/seg. en los casos en que estén igualmente abiertas las 4 compuertas

Q CAPTACION m^3/seg	Q CUENTA m^3/seg	V_a m/seg	V_b m/seg	V_c m/seg	V_d m/seg
80	20.00	6.00	2.00	4.00	4.60
50	12.50	7.20	2.40	3.40	3.40
30	7.50	7.60	2.50	2.60	3.10
80	26.60	5.10	3.10	4.00	4.60
50	16.60	11.50	3.00	3.40	3.40
30	10.00	4.90	4.18	2.60	3.10



VELOCIDADES EN LOS CONDUCTOS DE ADMISION
DE LA BOCATOMA (PROTOTIPO)

tas de admisión o solamente tres de ellas. En las láminas adjuntas se indican las velocidades medias observadas en cada punto y la distribución de las velocidades en el plano vertical que pasa por el eje del túnel en los puntos en que las velocidades se han medido.

Estas velocidades han sido medidas con un tubo de Pitot, controlando automáticamente los tirantes normales de cada gasto con el vertedor polinizado colocado en el extremo final del tramo del túnel representado en el modelo.

En esta forma se ha logrado un diseño muy eficiente para las estructuras de captación en el que se corrigen todos los defectos observados en el proyecto que se probó, obteniéndose también una apreciable economía en el costo de las obras, al reducir el número de compuertas y reducir el diámetro del túnel de derivación.

CAPITULO 8

ESTUDIO DEL FUNCIONAMIENTO DEL BARRAJE Y EL COLCHON DISIPADOR DE ENERGIA

8.1.- GENERALIDADES EN LOS CRITERIOS DE DISEÑO DE LA PRESA DERIVADORA

Como las descargas del río Santa en la zona de la captación varía entre 30 m³/seg. en los estiajes mínimos y alrededor de 1,800 m³/seg. en la mayor descarga registrada en más de 40 años y como la demanda de captación máxima es de 85 m³/seg. para el proyecto de irrigación, existirán largos períodos de tiempo en los que deberá captarse toda el agua que descarga el río para lo cual es imprescindible disponer de una presa derivadora o barraje. Las condiciones geológicas del cauce y la dimensión y peso de los mayores peñascos que transporta el río como carga de fondo indujeron a preferir una presa derivadora de barraje fijo en lugar de una de barraje móvil.

La ubicación y altura del barraje fueron decididas previamente por los diseñadores teniendo en cuenta consideraciones de carácter geológico, hidrológico, económico, etc.

8.2.- MODIFICACION DEL PERFIL DEL BARRAJE

El diseño original de la bocatoma constaba del barraje fijo calculado con el perfil OGEE necesario para evacuar crecidas del orden de 3,500 m³/seg., no tanto por el porcentaje de frecuencia de esta descarga sino más bien para engrosar el

espesor del solado al pie del barraje y compensar la subpresión que produciría el escurrimiento a través de la cimentación, despreciando el peso de la masa de agua del colchón disipador porque no se conocía previamente el punto donde empezaba el resalto hidráulico. Los ensayos realizados en el canal de paredes de vidrio, en el que no está representada la influencia de la forma del cauce, no definieron claramente este problema. Los ensayos en el modelo indicaron que en todos los casos el resalto hidráulico se iniciaba en el talud posterior del barraje, lo que permitía modificar el criterio de diseño y obtener una apreciable economía en el volumen de concreto requerido por esta estructura. Se adoptó el perfil tipo Creager requerido para evacuar una avenida de 1,800 m³/seg. Suponiendo que el vertedero trabaje con un coeficiente de descarga de 2.1, las coordenadas del perfil se han calculado siguiendo las recomendaciones del U.S. Army Corps of Engineers, que da las siguientes ecuaciones, a través de un gran número de experiencias:

Para el cuadrante aguas arriba:

$$Y = \frac{0.724 (X+0.270 H_d)^{1.85}}{H_d^{0.85}} + 0.126 H_d - 0.4315 H_d^{0.375} (X+0.270 H_d)^{0.625}$$

Para el cuadrante aguas abajo:

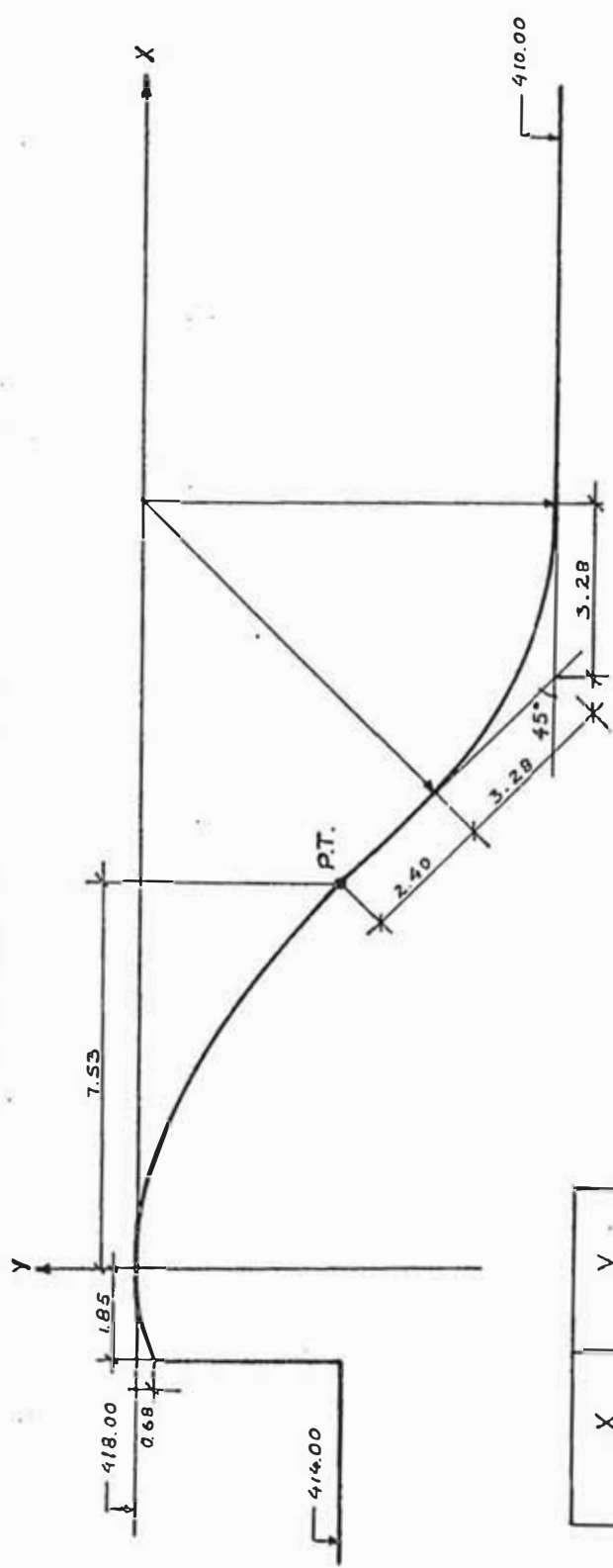
$$X^{1.85} = 2 H_d^{0.85} Y$$

Donde H_d es la carga de diseño medida desde el punto más alta de la superficie inferior de la napa de un vertedero de pared delgada.

La sección modificada del barraje se muestra en lámina adjunta con las coordenadas de los diferentes puntos del perfil Creager.

BARRAJE DE DERIVACION

(COORDENADAS DEL PARQUEMTO AGUAS ABAJO)



X	Y
0.00	0.00
0.50	0.03
1.00	0.01
2.00	0.34
2.50	0.52
3.00	0.73
4.00	1.24
5.00	1.88
6.00	2.63
PT 7.53	3.90

8.3.- COMPORTAMIENTO DEL BARRAJE EN EL MODELO

Además de las observaciones sobre el comportamiento del barraje, bajo diferentes descargas y con distintos porcentajes de transporte de sedimentos y en varias etapas de colmatación del embalse, que se describieron en el Capítulo 6, y por las que se llegaba a la conclusión de que esta estructura funcionaba adecuadamente en todas las condiciones de descarga del río, se verificaron ensayos tendientes a determinar el coeficiente de descarga del vertedero manteniendo cerradas las compuertas de captación y las de limpia para permitir que la totalidad de la descarga del río vertiese por el barraje.

Las curvas de variación del coeficiente de descarga en función de los caudales del río y en función del nivel de la superficie del agua obtenidas en estos ensayos se muestran en la lámina adjunta. El menor valor del coeficiente de descarga es de 2.16 y se presenta para caudales de 500 m³/seg. que son aproximadamente aquellos en los que empieza a funcionar el vertedero cuando las dos compuertas de limpia están abiertas. Este valor resultó ligeramente superior al supuesto en el diseño, por lo que la estructura funcionará con mejor eficiencia.

8.4.- COLCHON DISIPADOR DE ENERGIA

En el proyecto modificado de la bocatoma se ha considerado una poza disipadora de energía de 51.50 m. de ancho y 32.00 m. de largo con el solado en la cota 410 m.s.n.m. que termina en un dentellón de 0.75 m. de altura sobre el nivel del piso.

Se ha observado el funcionamiento del colchón disipador en las dos condiciones siguientes:

- a) = Manteniendo inalterada la sección aguas abajo del cause.
- b) = Recortando la margen izquierda aguas abajo del colchón siguiendo el alineamiento del muro de encauce de esa margen.

En todos los casos se obtiene la formación de un resalto hidráulico estable de fuerte disipación de energía, que evita adecuadamente la excesiva socavación del fondo del cause aguas abajo de la bocatoma.

8.5. = VERIFICACION TEORICA DEL DISEÑO DEL COLCHON DISIPADOR

Se verificaron teóricamente las dimensiones del colchón disipador para una descarga de 3,500 m³/seg. que en el peor de los casos viertan sobre el barraje y por encima de las compuertas de limpia cuando estas estén cerradas. En estas condiciones el caudal vertiente por metro de barraje será de:

$$q = 53 \text{ m}^3/\text{seg.} \times \text{m. lineal}$$

a) Determinación del nivel de energía. =

Al verter el agua sobre el barraje se produce el cambio del escurrimiento del régimen lento al régimen en rápida y en consecuencia aproximadamente sobre la cresta del vertedero se encuentra la sección con velocidad crítica.

El tirante crítico en canales rectangulares es igual a:

$$y_c = \sqrt[3]{q^2/g}$$

Por consiguiente:

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{(53)^2}{9.8}} = 6.60 \text{ m.}$$

y la carga de velocidad en esta sección:

$$\frac{V_c^2}{2g} = \frac{y_c}{2}$$

Luego:

$$\frac{V^2}{2g} = 3.30 \text{ m.}$$

La línea de energía estará en la cota:

$$418 + 6.60 + 3.30 = 427.90 \text{ m.s.n.m.}$$

b) Determinación de los Tirantes Conjugados.-

Despreciando la pérdida de energía que se produce sobre el barraje se ha calculado el tirante conjugado y_2 , suponiendo que se produce al pie del barraje en la cota 410 m.s.n.m.

y_1 m.	$V_1 = 53/y_1$ m/seg.	$V_1^2/2g$ m.	z m.	$E = 427.90$ m.s.n.m.
3.00	17.67	15.90	410	428.90
3.20	16.55	14.00	410	427.20
3.10	17.10	15.00	410	428.10
3.11	17.00	14.80	410	427.91

El escurrimiento al pie del barraje tendrá el siguiente número de

Froude:

$$F = \frac{V}{\sqrt{gy_1}}$$

$$F = \frac{17}{\sqrt{9.8 \times 3.11}} = 3.1$$

Para el caudal de 3,500 m³/seg. el resalto que se forme sería del tipo de resalto transicional y en consecuencia podría presentar tendencia a correrse.

El tirante conjugado y_2 se obtiene por la fórmula:

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

$$y_2 = \frac{3.11}{2} (\sqrt{1 + 8 \times 3.1^2} - 1)$$

$$y_2 = 12.10 \text{ m.}$$

La superficie del agua al final del resalto estará en la cota:

$$410.00 + 12.10 = 422.10 \text{ m.s.n.m.}$$

c) Longitud del Resalto.

La longitud del resalto (L) se determina por la fórmula de Douma:

$$L = 3 y_2$$

Luego:

$$L = 3 \times 12.10 = 36.30 \text{ m.}$$

Esta longitud o la que resultase calculando con cualquiera de las otras fórmulas usuales resulta mayor que la longitud diseñada para la estructura.

En el supuesto más lógico de que para la descarga máxima de 3,500 m³/seg. las compuertas de limpia se encuentren totalmente abiertas, el gasto total se dividirá en dos partes aproximadamente 2000 m³/seg. se vierten por encima del barraje y 1,500 m³/seg. son evacuados por las compuertas de limpia, de acuerdo con el gráfico experimental encontrado que da la capacidad de evacuación de las compuertas de limpia y que aparece en el capítulo siguiente.

$$\text{gasto unitario: } q = \frac{2,000}{51.5} = 39.00 \text{ m}^3/\text{seg} \times \text{m. lineal}$$

Siguiendo el procedimiento anterior se hallaron los siguientes resultados:

tados:

$$y_c \approx 5.35 \text{ m.}$$

$$\frac{V_c^2}{2g} \approx 2.67 \text{ m.}$$

$$E \approx 462.02 \text{ m.s.n.m.}$$

$$y_1 \approx 2.38 \text{ m.}$$

$$V_1 \approx 16.40 \text{ m.}$$

$$F_1 \approx 3.41$$

$$y_2 \approx 10.37$$

$$L \approx 31.11$$

En estas condiciones, como el número de Froude es de 3.4, el resalto sigue siendo de tipo transicional, que es característico en las presas derivadoras y la longitud del colchón resulta aproximadamente adecuada.

8.6.- OBSERVACIONES Y ESTUDIOS DEL FUNCIONAMIENTO DEL COLCHON DISIPADOR

Verificado el funcionamiento del colchón disipador para todos los caudales probables en el río, se observó la formación de un resalto hidráulico estable que se iniciaba en el paramento posterior del barraje y que producía disipación de energía por un movimiento del agua del tipo ebullición, sin que se notase claramente la existencia del "rulo". Este tipo de resalto es el que corresponde a los que se forman con números de Froude relativamente bajos y se denominan resaltos incom-

pletos o transicionales.

El resalto hidráulico ha sido estable en el modelo durante toda la etapa de erosión de la margen izquierda aguas abajo de la bocatoma y se ha mantenido estable aún en las pruebas en las que se retiró todo el material de este margen hasta la línea de prolongación del muro de encauzamiento. No se observaron vórtices verticales importantes.

Eficiencia del Resalto:

La eficiencia del resalto se midió para diferentes gastos, comparando la disipación de energía del resalto hidráulico con la energía específica del agua al pasar sobre la cresta del vertedero. Estas mediciones se ejecutaron con las compuertas de limpia abiertas en forma tal, que del total del caudal del río, una parte pasaba por las compuertas de limpia y sólo el excedente pasaba por sobre el barraje, desde que esta será la forma de operación normal de la bocatoma.

Para descarga de 750 m³/seg. en el río:

Nivel del agua en el embalse: 419 m.s.n.m.

Caudal que viene por el barraje: $Q = 100 \text{ m}^3/\text{seg.}$

Caudal unitario: $q = \frac{100.00}{51.50} = 1.95 \text{ m}^3/\text{seg.} \times \text{m. de ancho}$

Tirante sobre la cresta: $d_1 = 0.80 \text{ m.}$

Velocidad del agua en la cresta: $V_1 = 2.23 \text{ m/seg.}$

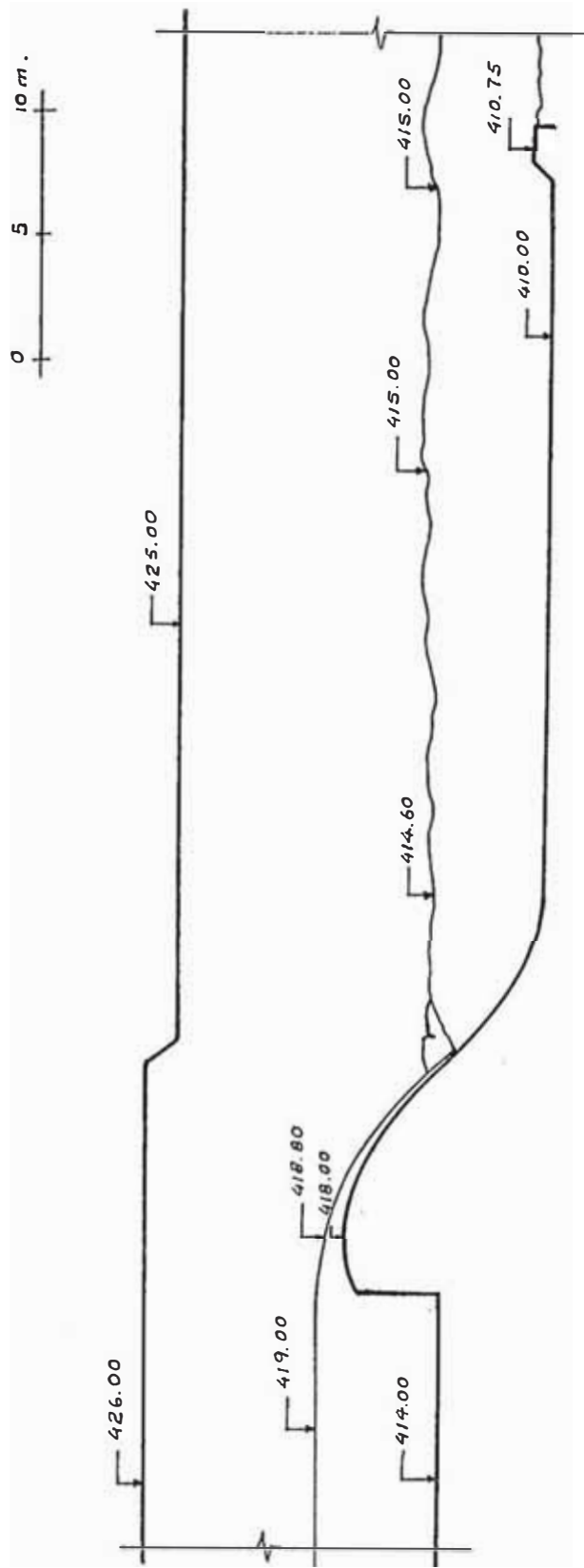
Carga de velocidad en la cresta: 0.30 m.

Nivel de la línea de energía en la cresta (con relación al piso del colchón):

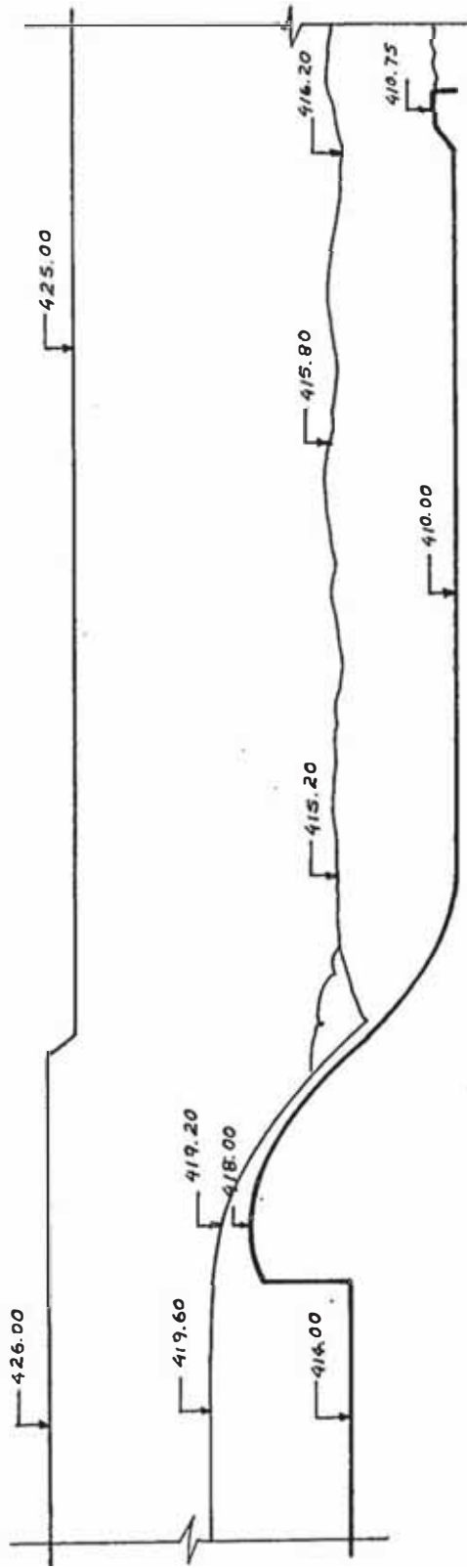
$$E_1 = 0.80 + 0.30 + 8.00 = 9.10 \text{ m.}$$

Tirante después del salto: $d_2 = 5.00 \text{ m.}$

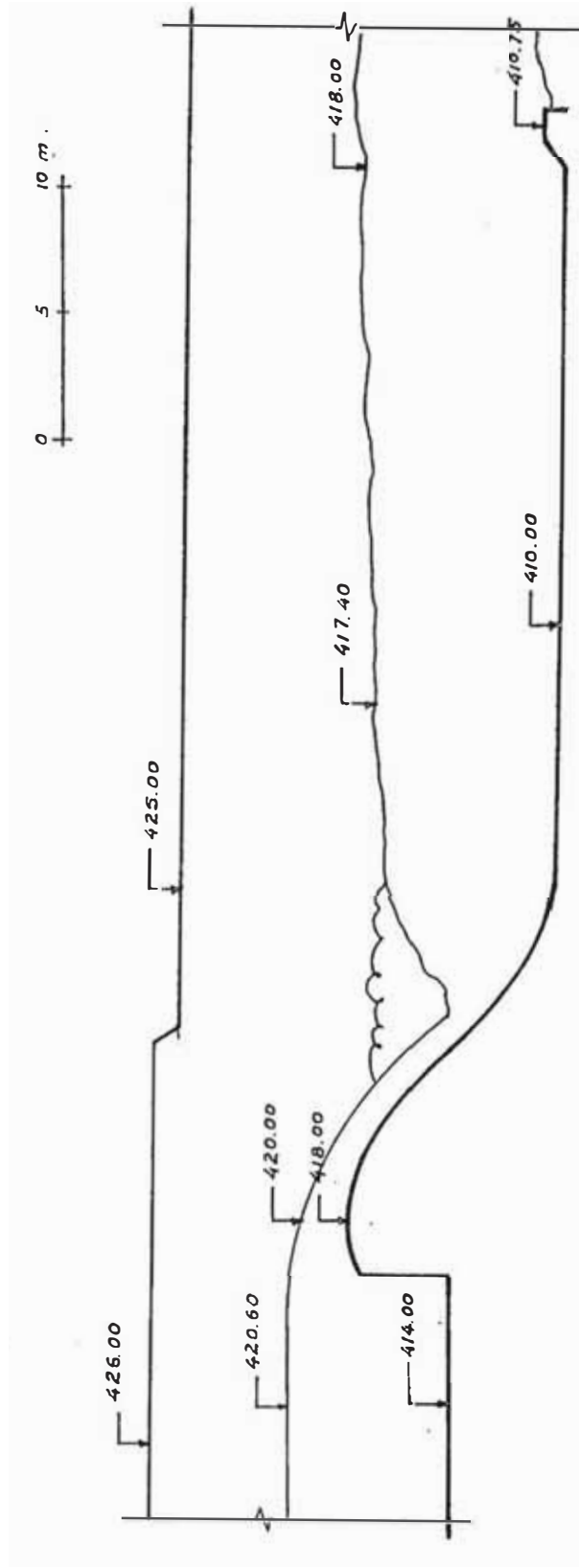
*EJE HIDRAULICO PARA DESCARGAS DE 750 m³/seg
(COMPUERTAS DE LIMPIA TOTALMENTE ABIERTAS)*



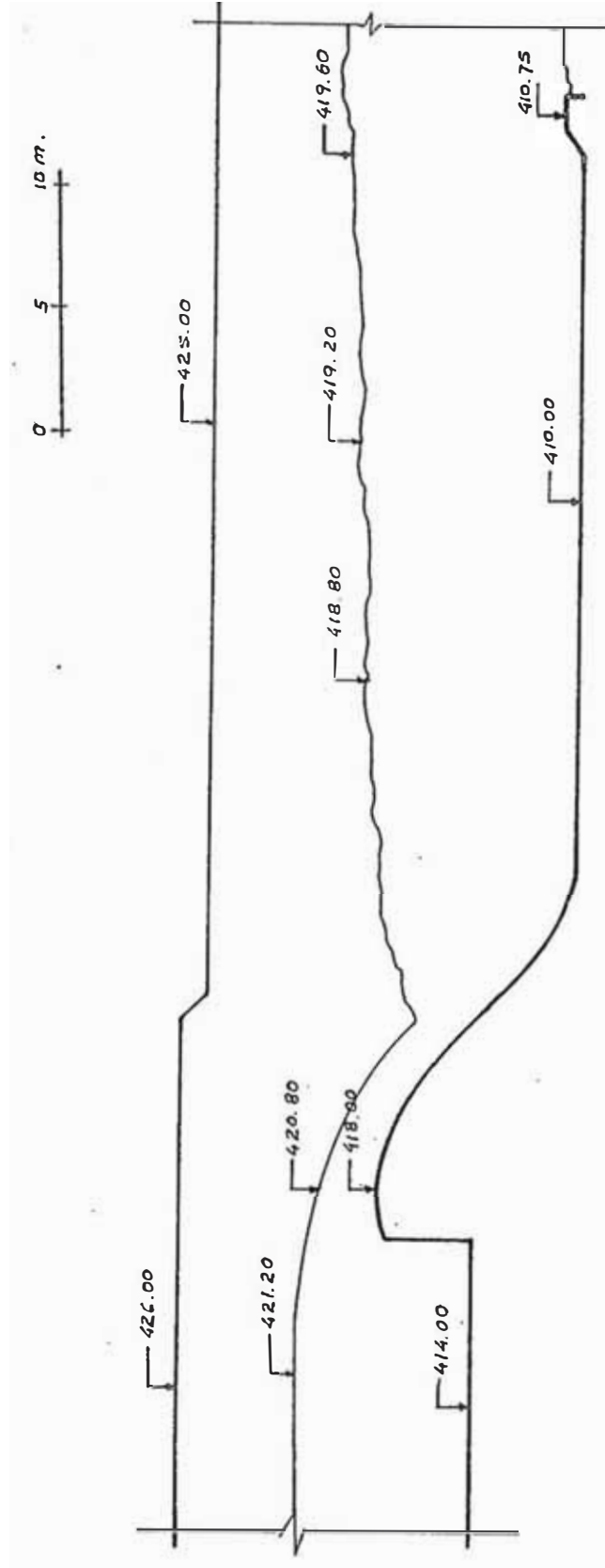
*EJE HIDRAULICO PARA DESCARGAS DE 1000 m³/seg
(COMPUERTAS DE LIMPIA TOTALMENTE ABIERTAS)*



*EJE HIDRAULICO PARA DESCARGAS DE 1500 m³/seg
(COMPUERTAS DE LIMPIA TOTALMENTE ABIERTAS)*



EJE HIDRAULICO PARA DESCARGAS DE 2000 m³/seg.
(CORRERETAS DE LIMPIA TOTALMENTE ABIERTAS)



Velocidad después del salto: $V_2 = 0.39$ m/seg.

Carga de velocidad después del resalto: 0.008 m. ≈ 0.01 m.

Nivel de la línea de energía después del salto:

$$E_2 = 5.00 + 0.01 = 5.01 \text{ m.}$$

Energía disipada por el resalto:

$$E = 9.10 - 5.01 = 4.09 \text{ m.}$$

$$\text{Porcentaje de disipación} = \frac{4.09}{9.10} \times 100 = 45 \%$$

En la misma forma se ha calculado el porcentaje de energía disipada para descargas de 1,000, 1,500, 2,000 y 3,000 m³/seg. en condiciones similares de funcionamiento de la bocatoma, obteniéndose los siguientes resultados:

Caudal m ³ /seg.	E_1 m.	E_2 m.	$E_1 - E_2$ m.	$\frac{100 (E_1 - E_2)}{E_1}$	d_2 m.	V_2 m/seg.
750	9.10	5.01	4.09	45%	5.00	0.39
1000	9.73	6.22	3.51	36%	6.20	0.63
1500	11.20	8.08	3.12	28%	8.00	1.22
2000	12.00	9.70	2.30	20%	9.60	1.42
3000	18.00	12.69	5.31	29%	12.40	2.37

Erosión del Cauce Aguas Abajo del Colchón.-

Operando la bocatoma con las compuertas de limpia abiertas los caudales que se vierten sobre el barraje con descargas del río menores de 1,500 m³/seg. son relativamente pequeños y las velocidades medias del agua en el cauce aguas abajo del colchón serán inferiores a 1.00 m/seg. y no han de producir

ninguna erosión en el cauce.

Con el objeto de estimar cualitativamente la forma de las erosiones que podrían producirse con descargas mayores se realizaron pruebas para crecidas de 1,500, 2,000 y 3,500 m³/seg. aún cuando la frecuencia de estas crecidas es extremadamente pequeña. Se utilizó como material representativo del lecho, grava fina de diámetros entre 3 y 13 mm. y las pruebas se efectuaron con aguas limpias para provocar la erosión con la máxima capacidad erosiva del agua. En todos los casos las hoyas que se forman en el cauce son de taludes suaves y no afectan el material por debajo del solado del colchón.

Los resultados de estas pruebas se muestran en las fotografías adjuntas.

CAPITULO 9

ESTUDIO DEL FUNCIONAMIENTO DEL CANAL DE LIMPIA

9.1.- GENERALIDADES

El canal de limpia consiste en una serie de estructuras destinadas a evacuar los caudales de agua excedentes a los de la derivación durante las crecidas moderadas, y aprovechar de esta evacuación para permitir el paso del material sólido que el río transporta como carga de fondo, evitando de este modo que la acumulación del material frente a las estructuras de captación permita su ingreso en ellas.

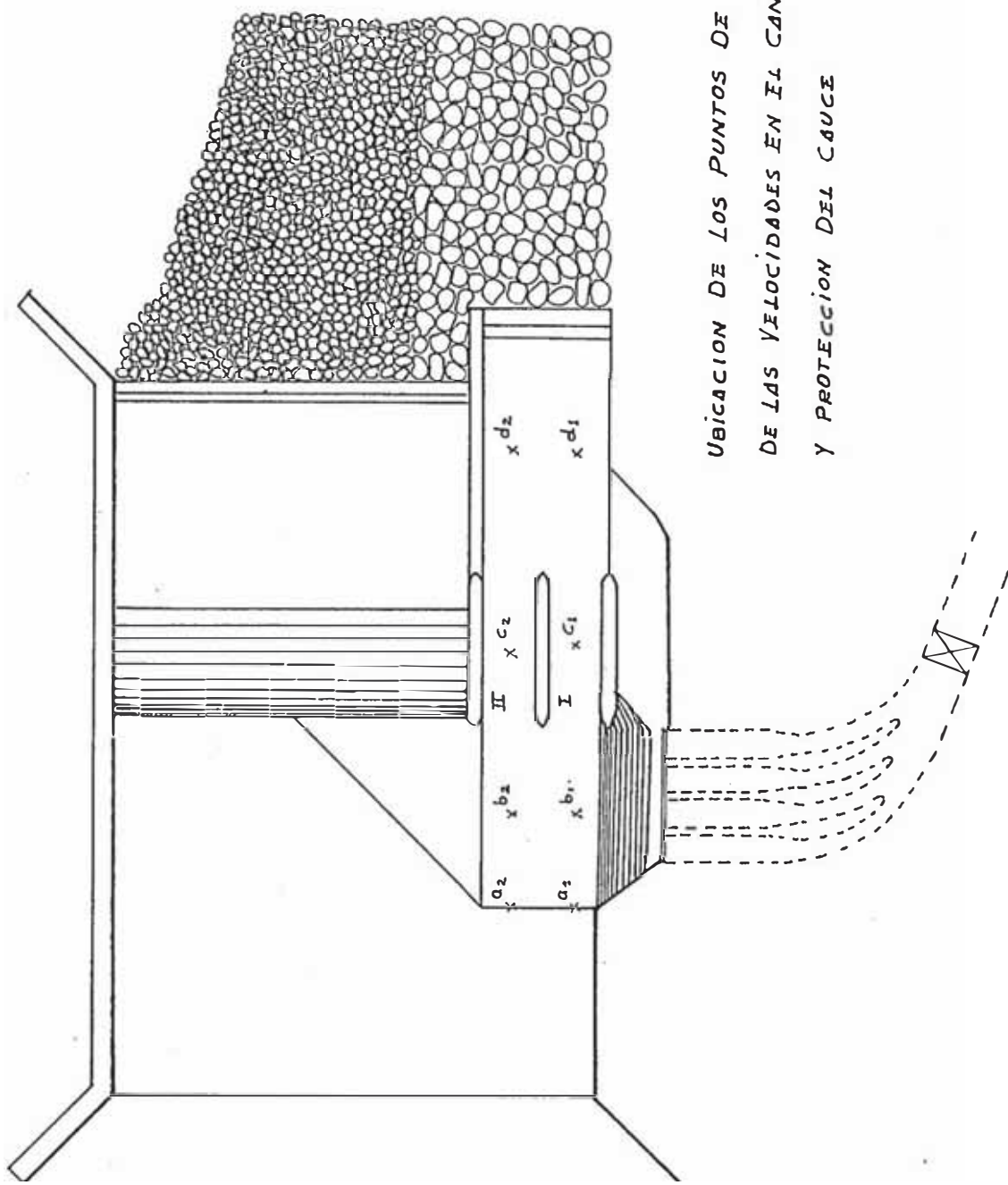
En el proyecto de bocatoma modificado el canal de limpia consiste en un solado horizontal en la cota 414.00 m.s.n.m. hasta el principio del primer rebose, en donde adquiere una pendiente de 10.1% hasta el extremo de los pilares donde se vuelve nuevamente horizontal en la cota 410 m.s.n.m. en un tramo de 35.40 m. de longitud que termina en una cubeta de lanzamiento con deflector a 45°. El funcionamiento de este canal está controlado por dos compuertas de limpia de tipo radial de 7.25 m. de ancho y 6.50 m. de alto de tal modo que cuando están cerradas su borde superior se encuentre en la cota 418.00 m.s.n.m. que es el mismo nivel de la coronación del barraje. Aguas abajo de estas compuertas el canal de limpia tiene 26.40 m. de ancho y está separado del colchón dissipador de energía por un muro de 35.40 m. de largo que tiene su coronación en la cota 415.00 m.s.n.m.

9.2.- CAPACIDAD DE EVACUACION DE LAS COMPUERTAS DE LIMPIA

Se ha medido la capacidad de evacuación del canal de limpia con las dos compuertas totalmente abiertas en función de las descargas del río Santa. La curva correspondiente se muestra en el gráfico adjunto. Como resultado de las mediciones se encuentra que las descargas del río menores de 500 m³/seg. pueden ser evacuadas íntegramente a través de las compuertas de limpia; para descargas mayores parte de las aguas serán evacuadas vertiendo por encima del barrage y la capacidad de descarga de las compuertas de limpia se incrementa desde 500 m³/seg. cuando la descarga del río es también de 500 m³/seg. a 1,600 m³/seg. para descargas de 3,500 m³/seg. en el río.

9.3.- VELOCIDADES DEL AGUA FRENTE A LA TOMA CON LAS COMPUERTAS DE LIMPIA ABIERTAS

Con el objeto de apreciar las velocidades del agua que se producen delante del primer rebose durante la operación de limpia del embalse, que se realizará levantando totalmente ambas compuertas de limpia, se midieron en el modelo las velocidades del agua en cuatro puntos ubicados como se muestra en la figura adjunta. En la tabla siguiente se indican las velocidades que tendría el agua en la estructura prototipo para los distintos caudales en estudio; estas velocidades permiten prever una operación de limpieza adecuada en todos los gastos.



UBICACION DE LOS PUNTOS DE MEDIDA
 DE LAS VELOCIDADES EN EL CANAL DE LIMPÍA
 Y PROTECCION DEL CAUCE

VELOCIDADES FRENTE A LA TOMA CON LAS
COMPUERTAS DE LIMPIA ABIERTAS

(m/seg. en el prototipo)

Gasto m ³ /seg.	a ₁	b ₁	a ₂	b ₂
200	5.1	6.6	3.7	5.3
500	3.4	3.7	4.7	4.9
750	4.8	4.3	6.4	5.3
1,000	5.3	4.2	7.8	7.3
1,500	4.7	4.8	8.5	8.9
2,000	3.3	3.6	4.6	6.0
3,000	2.5	2.5	7.0	5.5

9.4.- VELOCIDADES AGUAS ABAJO DE LAS COMPUERTAS DE LIMPIA

Se han medido también en el modelo las velocidades aguas abajo de las compuertas de limpia. Para gastos de 500 m³/seg. y menores se ha mantenido el nivel de la superficie del agua en el embalse a la altura de la coronación del barraje (418.00 m.s.n.m.). Para gastos de 750 m³/seg. y mayores se han mantenido completamente abiertas las dos compuertas de limpia. Las velocidades que se producirían en el canal de limpia según las medidas en el modelo son las que figuran en la tabla adjunta.

9.5.- ESTUDIO DE LA LONGITUD DEL COLCHON DISIPADOR DEL CANAL DE LIMPIA Y DEL CONTROL DE LA ENERGIA CINETICA DE LAS AGUAS

El colchón disipador del canal de limpia propuesto en el diseño

VELOCIDADES EN EL CANAL DE LIMPIA (PROTOTIPO)

Captación 80 m³/seg.

Caudal m ³ /seg.	Compuerta	Posición de Compuerta	Punto	Velocidad m/seg.
200	I	Semiabierta	c	9.30
			d	7.00
	II	Cerrada	c'	0.00
			d	0.00
	I	Semiabierta	c	10.30
			d	3.63
	II	Semiabierta	c'	9.55
			d'	3.63
500	I	Abierta	c	7.68
			d	5.23
	II	Semiabierta	c'	8.75
			d'	4.93
	I	Semiabierta	c	7.64
			d	4.85
	II	Semiabierta	c'	8.28
			d'	4.98
750	I	Abierta	c	7.64
			d	5.60
	II	Abierta	c'	6.68
			d'	5.95

VELOCIDADES EN EL CANAL DE LIMPIA (PROTOTIPO)

Captación 80 m³/seg.

Caudal m ³ /seg.	Compuerta	Posición de Compuerta	Punto	Velocidad m/seg.
1000	I	Abierta	c	8.05
			d	5.23
	II	Abierta	c'	7.40
			d'	5.23
1500	I	Abierta	c	8.15
			d	6.25
	II	Abierta	c'	7.40
			d'	6.25
2000	I	Abierta	c	8.40
			d	5.94
	II	Abierta	c'	8.40
			d'	6.25
3000	I	Abierta	c	7.87
			d	3.96
	II	Abierta	c'	8.40
			d'	5.23

modificado de la bocatoma de Chao y Virú consistía en una poza de 26.40 m. de ancho que servía de descarga a las compuertas de limpia y a la compuerta del canal desripador; el piso es horizontal y está en la cota 410.00 m.s.n.m., está separado del colchón disipador de energías del barraje por un muro cuya coronación está en la cota 415.00 m.s.n.m.

En el extremo aguas abajo del solado horizontal se construyó una cubeta de lanzamiento con deflector a 45° y 1.80 m. de altura sobre el piso.

La longitud del canal de limpia era de 32.00 m.

Esta estructura se sometió a pruebas bajo varias descargas, observándose que en la mayoría de los casos no se producía el resalto hidráulico, pasando las aguas por las compuertas de limpia a velocidad supercrítica y siendo proyectadas por el deflector con suficiente energía para producir erosiones apreciables en el cauce del río.

Por las consideraciones anteriores fue aumentándose la longitud del solado del colchón hasta alcanzar 35.40 m. de longitud, con lo que se lograba en todos los casos formar un resalto hidráulico incipiente. Este tipo de resalto tiene como característica su baja estabilidad, que le permite desplazarse hacia aguas abajo con pequeñas modificaciones en la forma del escurrimiento; esta característica puede resultar muy favorable si se aprovecha mediante una hábil maniobra de las compuertas de limpia. En efecto si se controla la descarga por las dos compuertas de limpia de modo que pasen caudales iguales por cada una de ellas, se logra en todos los casos obtener resalto hidráulico dentro del colchón, pero si se concentra mayor caudal por una de las compuertas que por otra puede correrse el resalto y mantenerse dentro del canal de limpia una corriente supercrítica con gran poder de arrastre de sedimentos.

9.6.- MURO DIVISOR ENTRE EL CANAL DE LIMPIA Y EL CANAL DESRIPADOR

En condiciones normales de operación de la bocatoma el exceso de descargas del río sobre el caudal de captación de la toma es evacuado en primer lugar por debajo de las compuertas de limpia, mientras que la compuerta del desripador permanece normalmente cerrada. En estas condiciones se establecía un escurrimiento asimétrico en el colchón disipador que era común para las tres compuertas, originando un vórtice vertical dextrógiro, que arrastraba material sólido y lo hacía girar continuamente en una zona del solado del colchón disipador, lo que tendría un gran efecto de abrasión y podría destruirlo en corto tiempo. Para evitar el efecto del vórtice vertical sobre el piso del disipador, se ensayó exitosamente la colocación de un muro que dividía el colchón del canal de evacuación de la compuerta del desripador, de 2.00 m. de altura y que partía del extremo posterior del pilar de la compuerta del canal desripador y se extendía hasta el extremo del colchón. Con este muro se logró un escurrimiento mucho más simétrico detrás de las compuertas de limpia.

9.7.- ESTUDIO DE LA EROSION DEL CAUCE AGUAS ABAJO DEL COLCHON DISIPADOR DE LAS COMPUERTAS DE LIMPIA

Con una longitud del colchón disipador de 35.40 m. se ensayaron comparativamente dos estructuras terminales del solado de este canal:

- a) una cubeta de lanzamiento con deflector a 45° de 1.80 m. de altura.
- b) un dentellón en talud 2:1 de 1.15 m. de altura sobre el fondo del solado.

Los ensayos comparativos en ambos casos se realizaron para caudales de 500, 1000, 1500, 2000 y 3500 m³/seg. representando el cauce con material erosio-

nale formado por grava fina compuesta de partículas entre 3 y 13 mm. de diámetro, que es la fracción de materiales comprendida entre la malla de 1/2" y 1/8".

La granulometría de este material se determinó aplicando la fórmula de H. Albert Einstein que determina el diámetro máximo de las partículas que pueden ser arrastradas en función del caudal unitario, de la pendiente de una corriente, y de los pesos específicos relativos del líquido y del sólido:

$$D = 2.91 \left(\frac{S_s - S_f}{S_s} \right)^{-10/9} q^{2/3} S^{7/9}$$

donde:

D = diámetro de las partículas en pies.

S_s = peso específico relativo de las partículas sólidas.

S_f = peso específico relativo del fluido.

q = descarga en pies³/seg. x pie de ancho.

S = pendiente del cauce.

La aplicación de esta fórmula para las condiciones del modelo da los siguientes valores:

Q_p (m ³ /seg.)	Q_m (lts/seg.)	q_m (pie ³ /seg. x pie)	D mm.
100	9.9	0.061	2
500	49.4	0.302	6
750	74.0	0.454	8
1000	98.6	0.605	9
1500	148.0	0.910	12

El material utilizado para estudiar la erosión en el cauce está compuesto de una fracción de grava fina que pasó por la malla de 1/2" y fue retenida por la malla N° 8, por lo que su granulometría concuerda muy exactamente con los diámetros de las partículas obtenidas en el cálculo mediante la fórmula de Einstein.

Los ensayos realizados con la cubeta de lanzamiento para diferentes caudales mostraron una tendencia de la cubeta a sobre elevar el nivel de la superficie de las aguas, las que pasaban con facilidad sobre la coronación del muro del colchón disipador del barraje, tendiendo a provocar erosiones concentradas al pie de este muro.

Los ensayos con el dentellón evitaron los inconvenientes que presentaba la cubeta deflectora y provocaban una disipación más uniforme de la energía de las aguas que se traducía en la formación de hoyas de erosión de pendiente más suave y uniforme, que no llegaban a afectar la cimentación de las estructuras. Por esta razón se recomienda elegir esta solución.

En las fotografías siguientes se muestran comparativamente los fenómenos de erosión provocados por cada gasto.

9.8.- PROTECCION DEL CAUCE AGUAS ABAJO DE LAS ESTRUCTURAS DE DISIPACION

El canal de evacuación del desripador estará íntegramente excavado en roca granodiorítica de alta resistencia a la erosión por abrasión, por lo que no se ha considerado ninguna estructura de disipación, ni protección del cauce adicional, en su extremo aguas abajo, en cambio, el colchón disipador de las compuertas de limpia estará excavado parcialmente en roca y parcialmente en el cauce

erosionable y el colchón disipador del barraje estará totalmente cimentado sobre el cauce erosionable por lo que es aconsejable diseñar una protección adicional del cauce en las zonas más expuestas mediante un pavimento compuesto de grandes rocas de diámetro tal que no sean erosionados por la corriente.

Aplicando la fórmula de H. Albert Einstein para obtener el diámetro de partículas no erosionables:

$$D = 4.65 \left(\frac{S_s - S_f}{S_s} \right)^{-10/9} q^{2/3} S^{7/9}$$

y aplicándola para el cauce aguas abajo del canal de limpia, que tiene una capacidad de evacuación máxima de 1,600 m³/seg. con las compuertas de limpia totalmente abiertas cuando se producen en el río descargas de 3,500 m³/seg., se obtiene como diámetro de las rocas no erosionables $D = 2.00$ m. Para la protección del lecho aguas abajo del colchón disipador del barraje, que en las máximas avenidas del río de 3,500 m³/seg. evacuará solamente 1,900 m³/seg. si las compuertas de limpia está totalmente abiertas, se obtiene un diámetro de las rocas no erosionables de $D = 1.00$ m.

Esta protección se ha ensayado en el modelo representando las rocas de protección del cauce de 2.00 m. de diámetro con grava de diámetros comprendidos entre 1" 1/2 y 2" y las rocas de 1.00 m. con grava de 1" de diámetro, que se dispusieron conforme se indica en el croquis adjunto, habiéndola sometido a descargas de 500, 1000, 1500, 2000, 2500 y 3500 m³/seg. sin que se produzcan signos apreciables de erosión, como se muestra en las fotografías tomadas antes y después de la prueba.

CAPITULO 10

ESTUDIO DEL FUNCIONAMIENTO DEL CANAL DESRIPIADOR

10.1 .- DESCRIPCION DE LAS ESTRUCTURAS

Las estructuras destinadas a atrapar el material sólido grueso que hubiera podido pasar sobre el primer rebose consistieron, en el proyecto modificado de la bocatoma de Chao y Virú, en un canal de sección variable que transformaba durante la operación de limpia, el funcionamiento del primer rebose en un vertedero lateral, aprovechando la gran energía cinética que adquiere el agua al verter sobre el primer rebose para crear una fuerza tractiva capaz de vencer la resistencia al arrastre del material del canal, y el cambio de dirección de la lámina vertiente al chocar sobre el fondo del canal y sobre la pared opuesta, para mantener en suspensión el sedimento y evacuarlo fácilmente a través de la compuerta de purga del desripiador.

Para incrementar la velocidad de arrastre frente a las compuertas de toma más alejadas del barrage, se proyectó una abertura en forma de sifón que conectaba, el comienzo del canal de limpia con las aguas del río, mediante la cual se creaba una velocidad inicial en el primer tramo del canal lateral que debería contribuir a limpiar esta parte, que era la zona más difícil de limpiar.

En el extremo aguas abajo del canal desripiador se proyectó una compuerta de purga, de hoja deslizante, que cierra un vano de 5.00 m. x 5.00 m.

Aguas abajo de la compuerta de purga se proyectó un colchón amortiguador de energía con el solado en la cota 410.00 m.s.n.m., con la misma longitud que el colchón disipador de energía de las compuertas de limpia y un ancho de 5 m.

En la figura adjunta se muestran el perfil longitudinal y secciones transversales del canal desripador y sifón.

10.2.- CRITICA DEL FUNCIONAMIENTO DEL DESRIPIADOR

El modelo se sometió a prueba con diferentes gastos, observándose que funcionaba con eficiencia cuando la lámina vertiente sobre el primer rebose llegaba hasta el fondo del canal, sin haber perdido apreciable energía por el efecto de colchón que formaban las aguas en el mismo canal desripador, creándose en estas condiciones un vórtice de eje horizontal que mantenía en suspensión el sedimento, desarrollándose una enérgica llamada por la abertura de la compuerta de purga. Estas condiciones podían crearse abriendo las compuertas de limpia para que descendiese el nivel de las aguas del río y la lámina vertiente tuviese espesores de aproximadamente 1.00 cm. en el modelo. Se observó también que el efecto del vórtice era menos enérgico en el tramo inicial del canal que en el tramo final, y que existía la tendencia del material de adherirse en la esquina formada por el piso horizontal del canal y el paramento vertical del segundo rebose.

A pesar de crearse en la mayoría de los casos, escurrimiento supercrítico por la compuerta de purga, la evacuación de los sedimentos no era eficiente, pues existía la tendencia a formarse un resalto hidráulico, perdiendo las aguas su capacidad de transporte y depositando material en el colchón disipador, agravando progresivamente el problema.

10.3.- MODIFICACIONES AL DISEÑO

- a) Chablán de 45° entre el piso del canal y el paramento vertical del segundo rebose.

Con el objeto de mejorar la formación del vórtice horizontal y evitar la formación de una zona de estancamiento en la esquina entre el piso del canal y el paramento vertical del segundo rebose, donde existía tendencia del material a quedar sedimentado, se ensayó con resultados satisfactorios llenar esta esquina con un chablán a 45° que tendría 0.40 m. de altura en el prototipo.

- b) Eliminación del resalto hidráulico aguas abajo de la compuerta de purga.

Con el objeto de evitar la formación del resalto hidráulico e incrementar la capacidad de arrastre de las aguas evacuadas del canal desripador, se ensayaron dos alternativas distintas, la primera consistente en un canal de evacuación con pendiente de 0.001 en el fondo, que transportaba las aguas hasta el cauce del río; y la segunda alternativa, consistente en eliminar el muro que separaba el canal de evacuación del colchón disipador de las compuertas de limpia y hacer que las aguas del desripador se entreguen en el colchón disipador de energía de las compuertas de limpia, inmediatamente aguas abajo de los pilares.

Ensayada la primera alternativa mostró ser eficiente para caudales pequeños, sin embargo al entregar el canal de evacuación las aguas del desripador en el cauce del río después de haberse formado el resalto hidráulico de las aguas que pasaban por las compuertas de limpia, perdía su eficiencia, con tendencia a ahogarse por el nivel elevado de la superficie de las aguas en el extremo aguas abajo de las estructuras de disipación.

La segunda alternativa que entrega las aguas del desripador en el

colchón disipador de energía de las compuertas de limpia, antes que el resalto hidráulico se haya conformado completamente, mostró mayor eficiencia y capacidad de arrastre, además de ofrecer sustancial economía al reducir apreciablemente el volumen de la excavación en roca. Hidráulicamente presentaba también la ventaja de que el escurrimiento en dirección oblicua de las aguas del desripador, contribuía a fijar el salto en el colchón disipador del canal de limpia.

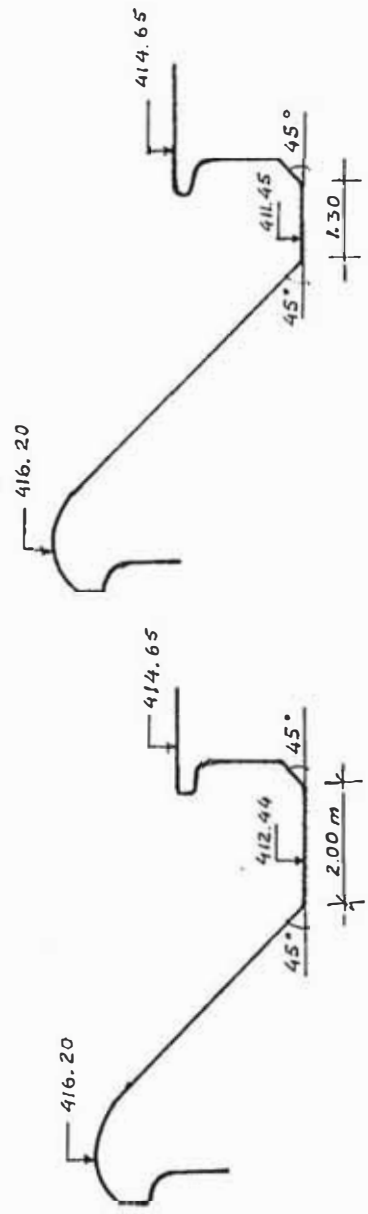
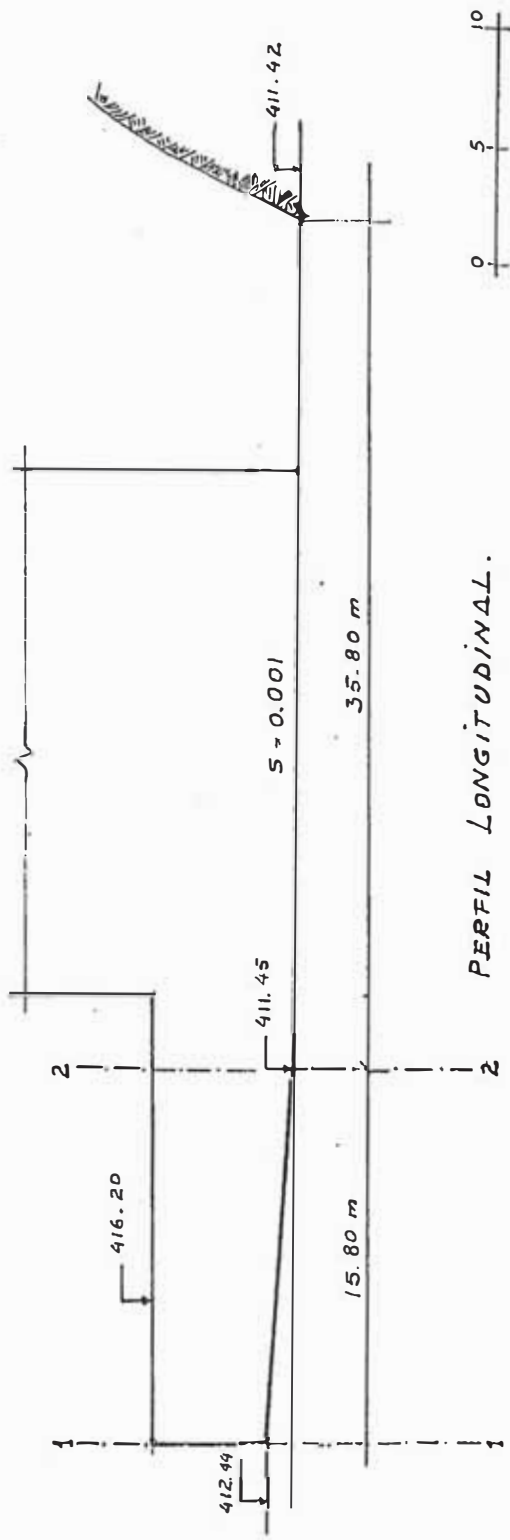
En las fotografías adjuntas se muestran distintos aspectos del funcionamiento del canal desripador.

10.4.- FUNCIONAMIENTO DEL SIFON

Con el objeto de crear una velocidad inicial en la dirección de la compuerta de purga, en el tramo superior del canal desripador, se proyectó una abertura en forma de sifón curvo que conectaba este tramo directamente con el río a través del muro de encauzamiento de la margen derecha; sin embargo, al suprimir una de las compuertas de toma, se empalmó el muro de encauzamiento con la pared derecha del canal de aducción, mediante una transición abocinada, que proporciona a las aguas que vierten en el tramo superior del primer rebose, una componente de velocidad en el sentido longitudinal del canal desripador, cumpliendo de este modo la misma función que la abertura en forma de sifón. En esas circunstancias era aconsejable verificar nuevamente la eficiencia del sifón para justificar la existencia de esta estructura, haciéndose estudios comparativos del funcionamiento del canal desripador con ayuda del sifón y sin ella.

Los ensayos se realizaron depositando artificialmente 850 gramos de grava fina de granulometría entre 3 y 13 mm. en el tramo superior del canal desri-

CANAL DESRIPIADOR



22.5

piador que es la zona más difícil de limpiar y comparando el tiempo requerido en cada una de estas alternativas para eliminar totalmente el material, con diferentes caudales de limpia, obteniéndose los siguientes resultados:

Caudal de limpia (m ³ /seg.)	ENSAYOS CON SIFON		ENSAYOS SIN SIFON	
	Tiempo (segundos)	% de limpia	Tiempo (segundos)	% de limpia
100	360	70	360	70
75	360	70	360	70
50	193	100	217	100
30	24	100	19	100

Como se puede ver de los resultados anteriores, la limpia es más efectiva sin el sifón, debido a que las aguas que ingresan por dicha estructura provenientes del río, forman en el canal desripiador un colchón que sirve de amortiguador a la lámina vertiente del primer rebose, dificultando la creación del vórtice y en consecuencia no se justifica la construcción de esta estructura.

10.5.- EFICIENCIA DEL CANAL DESRIPIADOR

Como ya se ha dicho anteriormente el canal desripiador funciona con eficiencia cuando la lámina vertiente sobre el primer rebose llega hasta el fondo del canal con energía suficiente para formar un vórtice de eje horizontal, capaz de levantar el material depositado. Para poder limpiar el material que se deposita en el tramo inicial del desripiador, es necesario que este vórtice sea muy enérgico. La serie de ensayos comparativos del funcionamiento del canal desripiador con el sifón y sin él, muestra también en términos relativos que la acción

de limpia de la lámina vertiente requiere menos tiempo, y en consecuencia es más eficiente cuando los caudales que se vierten sobre el primer rebose son del orden de 30 m³/seg. Estos caudales pueden lograrse en la mayoría de los casos deprimiendo el nivel de las aguas sobre el río al abrir suficientemente las compuertas de limpia.

10.6.- EVACUACION DE LOS MATERIALES

La capacidad de arrastre del canal de evacuación del desripador, es función directa de la velocidad de las aguas en este canal, la cual a su vez es función directa del gasto, y en consecuencia, cuanto mayor sea el caudal de aguas evacuadas, mayor será su capacidad de arrastre de sedimentos sólidos. Por otro lado, la eficiencia de limpieza del vórtice horizontal en el canal desripador es como se ha visto anteriormente, función inversa del gasto, en consecuencia la operación conjunta del sistema es el resultado de dos funciones opuestas. Esta situación determina un rango de gastos en el cual todo el sistema es adecuadamente eficiente y el material extraído del desripador puede ser fácilmente evacuado hacia el canal de limpia, sin embargo, para gastos muy pequeños se nota la tendencia del material a sedimentarse en el canal de evacuación cuando el vórtice horizontal ha desaparecido.

Los materiales sedimentados pueden ser fácilmente evacuados incrementando el caudal de purga después de terminada la limpieza del desripador.

CAPITULO 11

ALTURAS DE LOS MUROS DE ENCAUZAMIENTO Y PILARES

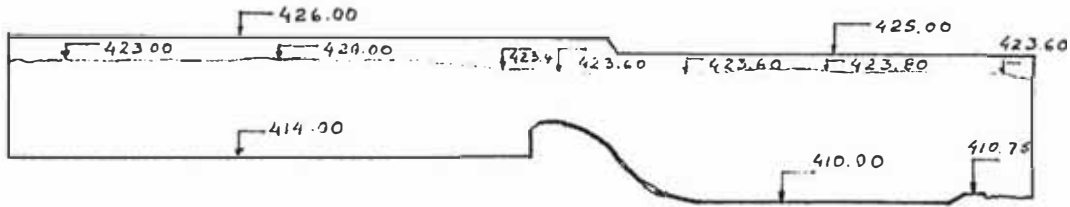
11.1.- GENERALIDADES

Con el objeto de determinar las alturas de los muros de encauzamiento y de los pilares de las compuertas de limpia, se han medido en el modelo las curvas que representan las envolventes de la suma de las alturas de los niveles de agua más las alturas de las olas que se forman con descargas que representan avenidas de 3,500 m³/seg. en el río Santa. Esta descarga corresponde a la punta que a determinada hora del día puede producirse en la avenida que tiene una probabilidad de presentarse una vez cada 300 años según los estudios hidrológicos realizados por la Corporación Peruana del Santa.

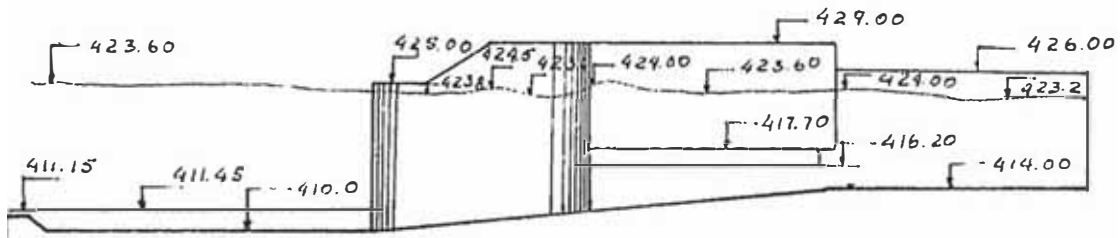
Para la determinación de los niveles se ha colmatado de sedimento el embalse aguas arriba del barraje hasta la altura de su coronación y se ha permitido el paso de la avenida con las dos compuertas de limpia totalmente abiertas.

En las figuras y fotografías adjuntas se muestran las alturas de las curvas envolventes y el bordo libre que se sugiere para los muros de encauzamiento aguas arriba y aguas abajo del barraje, para la plataforma de operación detrás de la pantalla frontal contra cuerpos flotantes y para los pilares de las compuertas de limpia.

ENVOLVENTE DE LAS ALTURAS MAXIMAS ALCANZADAS
 POR EL AGUA EN LOS MUROS DE ENCAUZAMIENTO PARA
 DESCARGAS DE 3500 m³/seg.

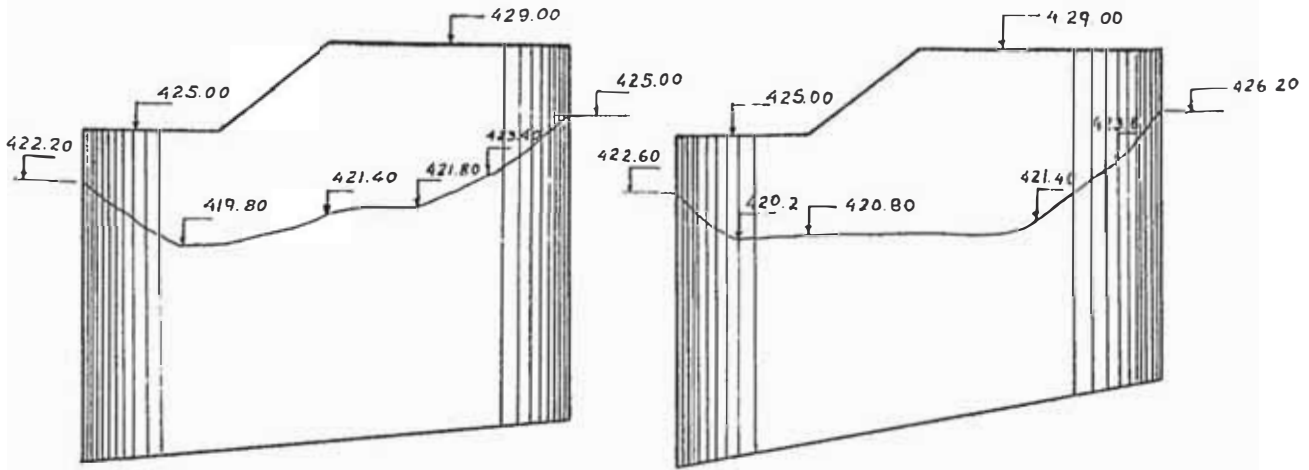


MURO DE ENCAUZAMIENTO DE LA MARGEN
 IZQUIERDA.

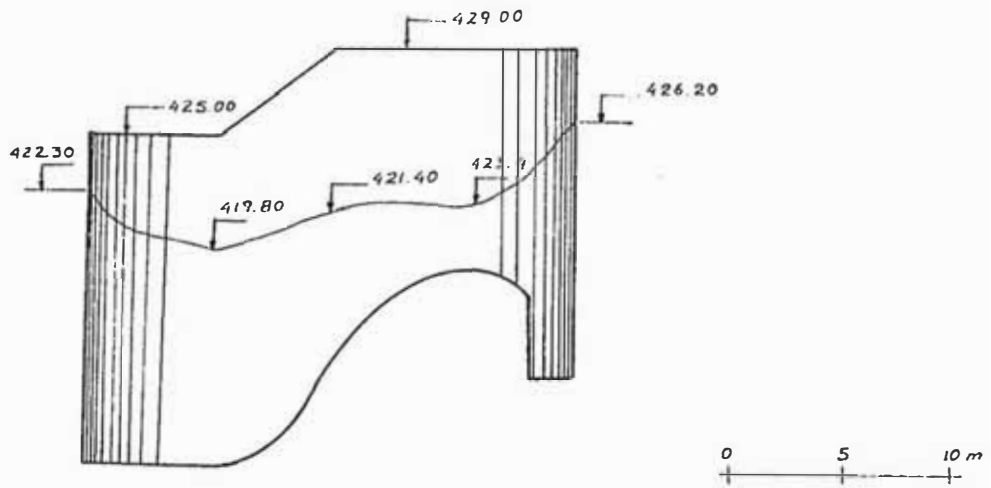


MURO DE ENCAUZAMIENTO DE LA MARGEN DERECHA,
 PANTALLA FRONTAL Y PARAMENTO DE LA PRIMERA
 COMPUERTA DE LIMPIO

ENVOLVENTES DE LAS ALTURAS MÁXIMAS ALCANZADAS.
 POR EL AGUA EN LOS PILARES PARA DESCARGAS DE
 3500 m³/seg



PARAMENTOS DE LA SEGUNDA COMPUERTA DE LIMPIO



PARAMENTO DEL PILAR SOBRE EL BARRAJE.

CAPITULO 12

ENSAYOS DE LA BOCATOMA PARA DETERMINAR SU EFICIENCIA

EN LA ELIMINACION DE MATERIAL DE ARRASTRE

12.1.- GENERALIDADES

Habiéndose resuelto en el modelo los principales problemas referentes a la forma del ingreso del agua a la bocatoma, de su escurrimiento sobre el barraje y a través de las compuertas de limpia, de la disipación de su energía y de su capacidad de arrastre de sedimentos, se procedió a hacer una serie sistemática de ensayos para determinar la eficiencia de su captación para derivar la corriente líquida, dejando pasar el caudal sólido. Los ensayos se realizaron para gastos que representaban descargas de 200, 500, 1000 y 1500 m³/seg. en el río Santa, seleccionando la granulometría de los materiales sólidos de acuerdo con la capacidad de arrastre de cada caudal.

12.2.- MATERIALES EMPLEADOS

Para realizar las pruebas se prepararon seis tipos de materiales, de diferente granulometría, compuestos por partículas de gravedad específica relativa comprendida entre 2.67 y 2.70, que es similar a la gravedad específica de las partículas en suspensión y como carga de fondo, que transporta el río Santa.

Las características granulométricas de cada material son las siguientes:

Material A:

Arena fina de origen eólico, cuya curva granulométrica se muestra en el gráfico correspondiente, muy uniforme, con coeficiente de uniformidad de 1.6 y $D_{35} = 0.108$ mm.

Material B:

Arena fina de río, cuya curva granulométrica se muestra en el gráfico correspondiente, de muy buena graduación con coeficiente de uniformidad de 29.5 y $D_{35} = 0.122$ mm.

Material C:

Arena fina, especialmente preparada, cuya curva granulométrica se muestra en gráfico adjunto, regularmente uniforme, con coeficiente de uniformidad de 4.2 y $D_{35} = 0.73$ mm.

Material D:

Arena gruesa, de la Molina, bien graduada, cuya curva granulométrica se muestra en la figura correspondiente, con coeficiente de uniformidad de 7.5 y $D_{35} = 0.8$ mm.

Material E:

Arena gruesa, preparada con el material que pasa la malla N° 4 y queda retenido por la malla N° 10, muy uniforme, con coeficiente de uniformidad de 1.41 y $D_{35} = 2.57$ mm. La curva granulométrica se muestra a continuación.

Material F:

Grava fina, preparada con material que pasa la malla de 1/2" y queda retenida en la N° 4, con la curva granulométrica que se muestra a continuación; muy uniforme, con coeficiente de uniformidad de 1.5 y $D_{35} = 7.8$ mm.

12.3.- SELECCION DE MATERIALES PARA DIFERENTES GASTOS

El tamaño del material que puede ser transportado por acción de una corriente de agua, es función del gasto unitario, de acuerdo con las ecuaciones de la intensidad de transporte de Einstein:

$$D = 2.91 \left(\frac{S_s - S_f}{S_s} \right)^{-10/9} q^{2/3} S^{7/9}$$

$$\psi = \frac{S_s - S_f}{S_f} \frac{D}{d S} = 25$$

De la aplicación de estas ecuaciones resultan los siguientes diámetros máximos de las partículas que pueden ser transportadas para diferentes caudales:

<u>Q m3/seg.</u>	<u>D max. (mm.)</u>	<u>Material Empleado</u>
200	3	A, B
500	6	C, E
1000	9	D, E, F
1500	12	F

12.4.- CAUDAL SOLIDO TRANSPORTABLE EN EL MODELO

La máxima capacidad de transporte de materiales sólidos en el modelo se determinó experimentalmente para cada gasto y para cada material, obteniéndose los siguientes valores:

Q m ³ /seg.	Material	Q _s lts/min.
200	A	14.0
200	B	9.0
500	E	13.5
500	C	9.0
1000	F	13.0
1000	E	9.0
1000	D	9.0
1500	F	14.0

Inicialmente se intentó aplicar el método de Einstein para determinar el caudal sólido que pudiese transportar cada descarga en función del diámetro de las partículas D_{35} . Este método se aplica con el auxilio de dos parámetros adimensionales cuyas ecuaciones son las siguientes:

$$\phi = \frac{q_s}{w_s g^{1/2} D_{35}^{3/2}} \sqrt{\frac{w_f}{w_s - w_f}}$$

que es función de:

$$\psi = \frac{w_s - w_f}{w_f} \frac{D_{35}}{S_e R_b}$$

siendo:

q_s = caudal sólido expresado en peso seco por unidad de tiempo y por unidad de ancho.

w_s = peso por unidad de volumen de sólidos.

w_f = peso por unidad de volumen del fluido.

g = aceleración de la gravedad.

D_{35} = diámetro de la partícula que es mayor que el 35% en peso de las partículas del material.

S_e = pendiente de la línea de energía.

R_b = radio hidráulico del cauce.

La aplicación de estas fórmulas dió valores mucho mayores que los encontrados experimentalmente, y los intentos de usarlos sólo produjeron gran acumulación de material, que represaba el caudal del río y alteraba completamente su régimen normal.

12.5.- MEDIDAS DE LOS CAUDALES SOLIDOS DERIVADOS POR LA BOCATOMA

El material sólido fue transportado en dos formas principales, como material en suspensión y como carga de fondo.

Se tomaron muestras para determinar las concentraciones del material fino en suspensión de las aguas en el cauce del modelo y de las aguas captadas por la bocatoma en el extremo del túnel de derivación, no encontrándose diferencias apreciables en las concentraciones de sólidos en estas muestras.

La razón fundamental por la que la eliminación de los materiales en suspensión es casi nula, puede deberse a la excesiva turbulencia de las aguas en el río, y a la gran pendiente del cauce, y a su estrechez que no permiten formar un remanso lo suficientemente tranquilo en el embalse de la represa. Resulta aconsejable proporcionar al túnel de derivación una adecuada velocidad de transporte y disponer de desarenadores adecuados para eliminar los materiales sólidos que pudiesen provocar abrasión de las turbinas o el atarquinamiento de los canales.

Igualmente se midieron los caudales sólidos que pasaron por las

compuertas de limpia, y los que fueron captados en el túnel aductor, obteniéndose las siguientes proporciones:

Q. m ³ /seg.	Material	% Q		% Q _s	
		Compuertas de limpia	Túnel	Compuertas de limpia	Túnel
200	B	60	40	91.67	8.33*
500	E	84	16	100.00	0.00
500	C	84	16	99.34	0.66
1000	F	92	8	100.00	0.00
1000	E	92	8	100.00	0.00
1000	D	92	8	100.00	0.00
1500	F	95	5	100.00	0.00

Nota* .- El material fue muy fino y se introdujo en el túnel principalmente en suspensión.

CAPITULO 13

RECOMENDACIONES PARA LA OPERACION DE LA BOCATOMA

13.1.- OPERACION DE LA BOCATOMA PARA DESCARGAS NORMALES DEL RIO SANTA

La curva de duración del río Santa, que figura en la Memoria del Proyecto de la Irrigación de Chao, Virú, Moche y Chicama, preparada por la Corporación Peruana del Santa, muestra que las descargas mínimas registradas en este río han sido de 30 m³/seg. y que en un 50% del tiempo se registran descargas menores de 90 m³/seg. Para estas condiciones el funcionamiento más eficiente de la bocatoma se obtendría de acuerdo con los ensayos en el modelo, mediante el siguiente sistema de operación:

a) Captación Normal .-

- 1.- Las compuertas de toma deberán estar totalmente abiertas.
- 2.- La compuerta de purga del desrpiador debe mantenerse cerrada.
- 3.- Las compuertas de limpia deben cerrarse lo suficiente para permitir el ingreso por la toma del caudal que se desee derivar.

b) Operación de las Compuertas de Limpia .-

Cuando el banco de sedimentos que se deposita delante del primer rebose aumenta de espesor hasta alcanzar alturas que permiten el ingreso de excesivas cantidades de material sólido al canal desrpiador, debe procederse a su evacuación según el siguiente procedimiento:

- 1.- Cerrar las compuertas de toma manteniendo cerrada la compuerta de purga del desrpiador.

2. = Abrir la compuerta de limpia próxima al barraje.
3. = Abrir la compuerta de limpia próxima a la toma.
4. = Si parte del material de arrastre quedase depositado en el colchón disipador de energía del canal de limpia, cerrar alternativamente cada una de las compuertas de limpia, manteniendo la otra abierta para provocar la limpieza en esta estructura.

c) Operación del Desripiador. =

1. = Cerrar las compuertas de toma.
2. = Evacuar el material depositado delante del primer rebose maniobrando las compuertas de limpia.
3. = Abrir totalmente la compuerta de purga del desripiador.
4. = Operar las compuertas de limpia de manera de permitir el ingreso de unos 30 m³/seg. por el primer rebose, que se obtiene con una lámina vertiente de aproximadamente 0.40 m. de espesor sobre la coronación, hasta que todo el material depositado en el desripiador haya sido arrastrado.
5. = Si la velocidad de las aguas por el canal de purga no permite entregar todo el material de arrastre en el colchón disipador del canal de limpia, cerrar progresivamente las compuertas de limpia para incrementar el caudal del canal de purga.
6. = Para cesar la limpia abrir las compuertas en el orden inverso al orden en que se cerraron.

13.2.- OPERACION DE LA BOCATOMA PARA DESCARGAS DEL RIO ENTRE 90 M³/SEG. Y 500 M³/SEG

Este rango de descargas se produce en el río Santa en períodos de crecidas y de acuerdo con la curva de duración de sus descargas, tiene una persistencia de 49%. En estos casos la operación más eficiente de la bocatoma de acuerdo con las investigaciones en el modelo, se realiza en la siguiente forma:

a) Captación Normal:

- 1.- Abrir uniformemente las compuertas de toma lo suficiente para captar el caudal deseado.
- 2.- Mantener cerrada la compuerta de purga del canal desripador.
- 3.- Abrir uniformemente las compuertas de limpia, lo suficiente para mantener el nivel de las aguas a la altura de la coronación del barrage.

b) Operación de las Compuertas de Limpia.-

- 1.- Cerrar las compuertas de toma y mantener cerrada la compuerta de purga del desripador.
- 2.- Abrir totalmente la compuerta de limpia próxima al barrage.
- 3.- Abrir totalmente la compuerta de limpia próxima a la toma.
- 4.- Si parte del material de arrastre quedase depositado en el colchón disipador de energía del canal de limpia, cerrar alternativamente cada una de las compuertas de limpia, manteniendo la otra abierta, para provocar así la limpia.

c) Operación del Canal Desripador.-

- 1.- Cerrar las compuertas de toma.
- 2.- Realizar la limpieza de los materiales depositados delante del primer rebose, operando las compuertas de limpia.

- 3.- Abrir totalmente la compuerta de purga del canal desripador.
- 4.- Operar las compuertas de limpia de manera de permitir el ingreso de unos 30 m³/seg. por el primer rebose, hasta que todo el material depositado en el desripador haya sido arrastrado.
- 5.- Para cesar la limpia abrir las compuertas en el orden inverso en que se cerraron.

13.3.- OPERACION DE LA BOCATOMA PARA DESCARGAS MAYORES DE 500 M³/SEG.

Estas descargas se producen en períodos de avenidas excepcionales, con menos de 1% de persistencia según la curva de duración.

a) Captación Normal.-

- 1.- Abrir totalmente las compuertas de limpia.
- 2.- Abrir uniformemente las compuertas de toma para permitir el ingreso solamente del caudal deseado.
- 3.- Mantener cerrada la compuerta de purga del canal desripador.

b) Operación del Desripador.-

- 1.- Cerrar las compuertas de captación.
- 2.- Abrir la compuerta de purga del canal desripador.

La eficiencia del desripador disminuye notablemente para descargas mayores de 2,000 m³/seg.

13.4.- OPERACION DE LA BOCATOMA DURANTE AVENIDAS EXTRAORDINARIAS

Para crecidas superiores a 2,000 m³/seg. que arrastren gran cantidad de material sólido, es recomendable abrir totalmente las compuertas de limpia y mantener cerradas las compuertas de toma y las de purga del desripador mientras dure la ola de crecida. El cierre de la bocatoma por estas causas será muy poco probable de que ocurra, pues en más de 40 años de registros de las descargas del río Santa no se ha registrado ninguna crecida que alcance 2,000 m³/seg., sin embargo, en determinados años de precipitación muy irregular podrían producirse inmediatamente aguas arriba de la bocatoma, caída de "huaycos" de muy alta concentración de sedimento sólido que podrían aconsejar el cierre momentáneo de las compuertas de toma.

CAPITULO 14

MODIFICACIONES QUE SE PROPONEN AL PROYECTO DE LA BOCATOMA DE CHAO Y VIRU

14.1.- DISPOSICION DE LA PLANTA

La orientación general de la planta se ha modificado de tal modo que la coronación del barraje tiene un rumbo de N 16°30'E, con el Norte geográfico.

14.2.- ESTRUCTURA DE CAPTACION

Las estructuras de captación constan de:

- a) -Un primer rebose de 24.00 m. de longitud con su coronación en la cota 416.20 m.s.n.m., provisto en el borde superior de un alero horizontal en toda su longitud de 0.60 m. de ancho. El paramento aguas arriba del primer rebose es vertical y el de aguas abajo tiene un talud de 1:1. El primer rebose tiene alturas variables sobre el solado del canal de limpia y sobre el piso del canal desripador.
- b) -Una pantalla contra cuerpos flotantes de 27.00 metros de longitud y 11.30 metros de altura con inclinación 1:10, cuyo borde inferior se encuentra en la cota 417.70 m.s.n.m. dejando una abertura de 1.50 metros de altura sobre la coronación del primer rebose.
- c) -Rejillas contra cuerpos flotantes, formadas por barras de 2" de diámetro separadas 10" entre ejes, colocadas en la abertura entre el primer rebose y la pantalla contra cuerpos flotantes.
- d) -Un segundo rebose, o umbral de toma, de 19 metros de longitud, con la corona-

ción en la cota 414.65 m.s.n.m., de paramento aguas arriba vertical y provisto de un alero horizontal en toda su longitud, a la altura de la coronación de 0.60 m. de ancho. El umbral de toma está dividido por tres muros de 1.00 m. de espesor.

- e) - Cuatro aberturas de toma rectangulares, de 4.00 m. de ancho y 3.00 m. de alto, con techo convergente, para formar aberturas de 1.50 m. de alto, 5 metros aguas abajo del paramento vertical del segundo rebose. Las aberturas de toma dispondrán de rejillas formadas por platinas metálicas verticales de 3/4" x 6" separadas 4" entre ejes con luces libres de 3 1/4", para utilizarlas los días que el río transporte abundante material flotante pequeño.
- f) - Cuatro compuertas de toma, del tipo radial, para obturar aberturas de 4.00 m. de largo por 1.50 m. de alto, y que puedan soportar presiones hidrostáticas hasta de 10.00 m. de altura.
- g) - Cuatro rápidas en curva de diferentes longitudes con pisos que descienden de la cota 414.64 m.s.n.m. a la cota 411.00 m.s.n.m.
- h) - Un colchón dissipador de sección irregular con el piso en la cota 411.00 m.s.n.m. en la entrada y 410.94 m.s.n.m. en la salida, con muros verticales de 6.00 m. de altura.
- i) - Una transición entre el colchón y el talud de 4.00 m. de longitud.
- j) - Un túnel aductor de sección en "horse-shoe" de 5.10 m. de diámetro y 0.0023 de pendiente.

14.3.- ESTRUCTURAS DE LIMPIA

La eliminación del material de arrastre en la bocatoma, se realizará en el cauce del río y después del primer rebose.

En el cauce del río se realizará a través de una rampa con 10% de pendiente en el solado frente al primer rebose, de dos compuertas radiales de limpia de 7.25 m. de ancho y 6.50 m. de altura cada una, que son sostenidas por un puente de maniobras en la cota 429.00 m.s.n.m., apoyado sobre tres pilares de 2.00 m. de ancho y 22.00 m. de longitud y de un colchón disipador de energía de 35.40 m. de longitud y 16.50 m. de ancho, con el solado en la cota 410.00 m.s.n.m. que termina en un dentellón con talud 2:1 y coronación en la cota 411.15 m.s.n.m.

El material sólido que logre penetrar por el primer rebose, podrá ser eliminado por el canal desripador, de sección variable que es accionado por una compuerta de purga que podrá ser deslizante o radial y que obturará una abertura de 5.00 m. x 5.00 m. y conducido hasta el colchón disipador de las compuertas de limpia, por un canal de purga de 5.00 m. de ancho.

14.4.- PRESA DE DERIVACION

Está formada por un barraje fijo, con perfil transversal Creager, que tiene su coronación en la cota 418.00 m.s.n.m. y una longitud de 51.50 m., con un solado horizontal aguas arriba de 54.50 m. de longitud y de 70 m. de ancho en la cota 414.00 m.s.n.m. excepto en el tramo de la rampa de las compuertas de limpia, que tiene 10% de pendiente y una transición de planta triangular que empalma esta rampa con el resto del solado. Aguas abajo del barraje existe un colchón disipador de energía de 32.00 m. de longitud y 51.50 m. de ancho, con el solado en la cota 410.00 m.s.n.m. con un dentellón en talud 2:1 que tiene su coronación en la cota 410.75 m.s.n.m. Este colchón está separado de la poza disipadora de las compuertas de limpia, por un muro de 35.40 m. de longitud desde el extremo aguas

abajo del pilar, que tiene su coronación en la cota 415.00 m.s.n.m.

14.5.- PROTECCION DEL CAUCE

Será conveniente proteger la parte erosionable del cauce aguas abajo del colchón disipador de las compuertas de limpia, con un pavimento compuesto de grandes rocas de 2.00 m. de diámetro mínimo en una longitud aproximada de 40.00 m. y aguas abajo del colchón disipador del barraje con rocas de 1.00 m. de diámetro mínimo.

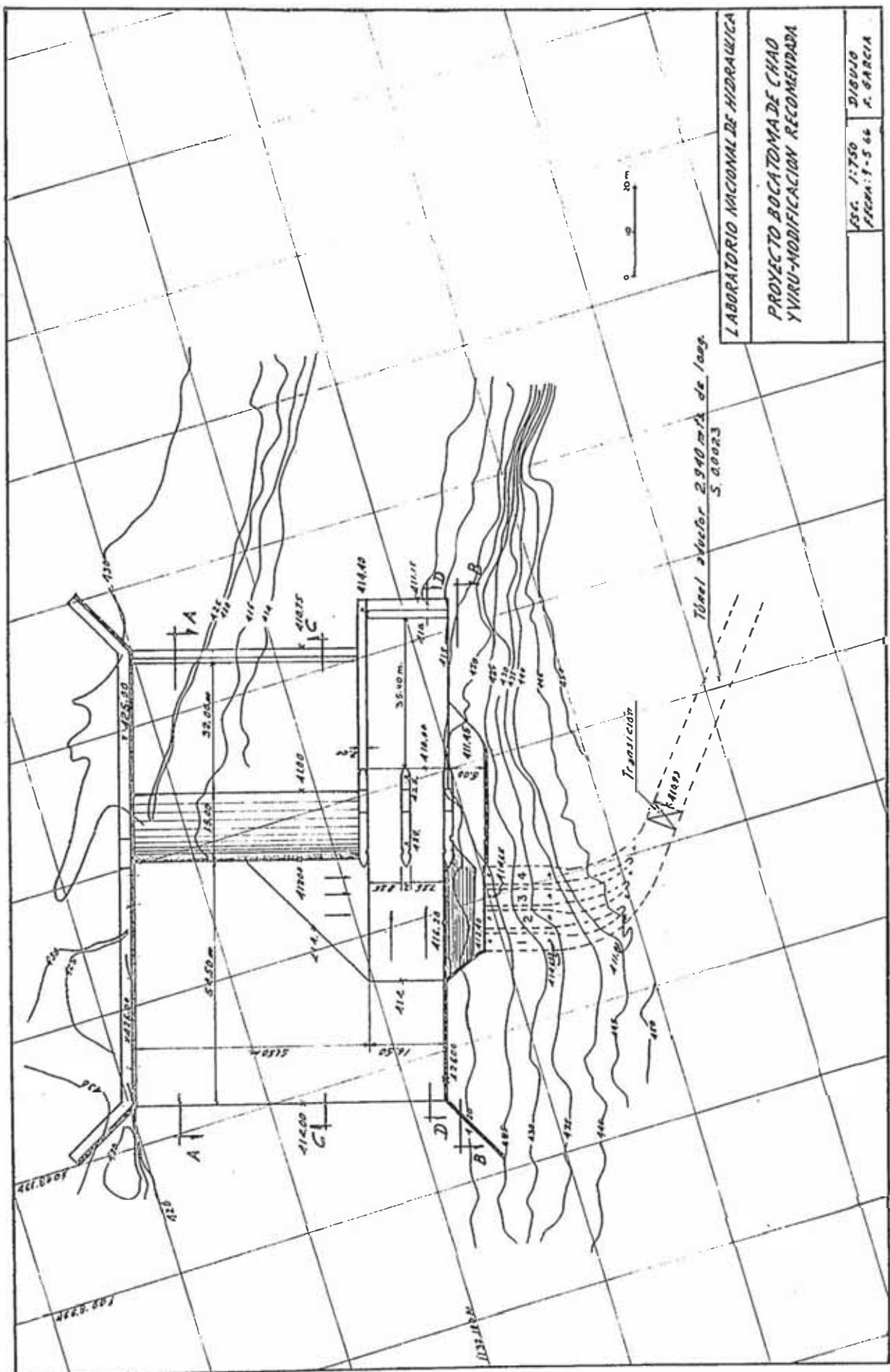
14.6.- MUROS DE ENCAUZAMIENTO

a) Margen izquierda.-

El muro de encauzamiento de esta margen tiene 102.00 m. de longitud con una dirección en planta en ángulo recto con el barraje y dos transiciones, una de entrada y otra de salida, de tramos rectos con direcciones en planta a 45° de la anterior. El tramo aguas arriba del barraje tiene su coronación en la cota 426.00 m.s.n.m. y el tramo aguas abajo, su coronación en la cota 425.00 m.s.n.m.

b) Margen derecha.-

En esta margen el muro de encauzamiento tiene una longitud de 27.00 m. en un tramo paralelo al muro de la margen izquierda y aguas arriba del primer rebose y una transición recta a 45° de la anterior, con su coronación en la cota 426.00 m.s.n.m.



LABORATORIO NACIONAL DE HIDRAULICA

PROYECTO BOCATOMA DE CHAO

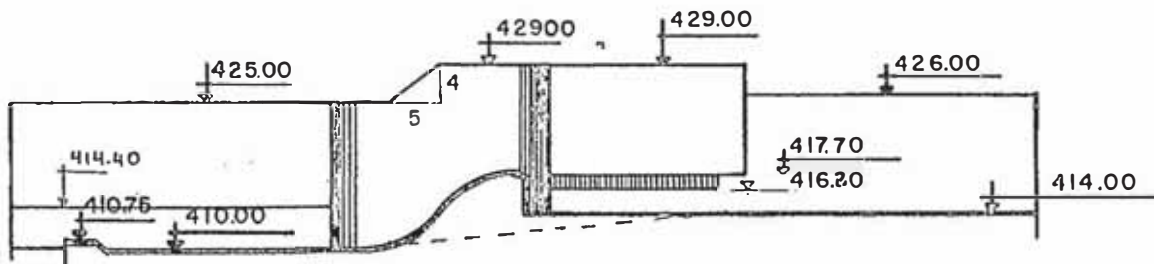
YVIRU-MODIFICACION RECOMENDADA

ESCALA: 1:750	DIBUJO
FECHA: 1-5-64	A. GARCIA

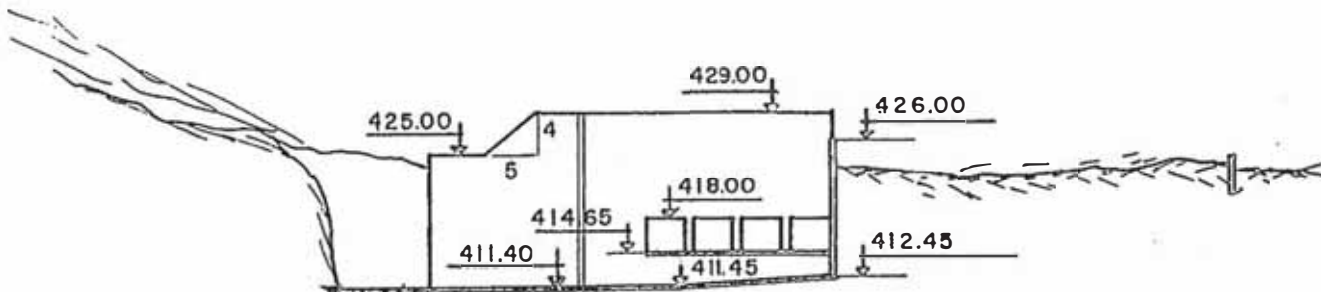
Túnel abductor 2,940 m² de long. 5.000m



Transición



SECCION A-A



SECCION B-B

0 10 30 m.

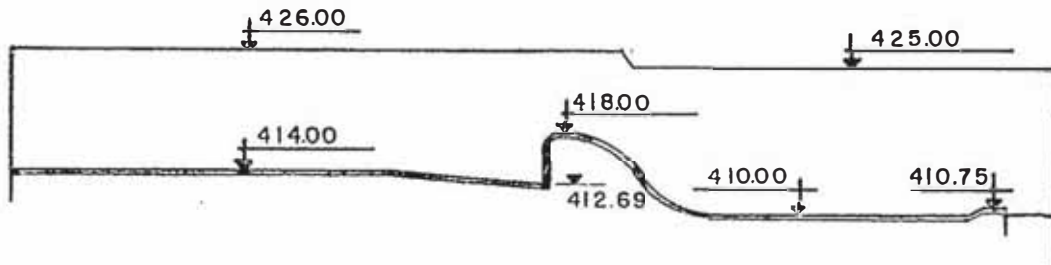
LABORATORIO NACIONAL DE HIDRAULICA

PROYECTO BOCATOMA DE CHAO Y VIRU
MODIFICACIONES RECOMENDADAS

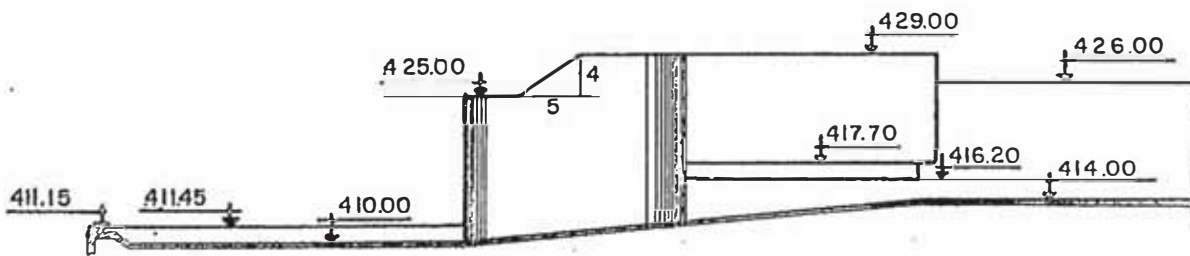
ESCALA
1:750

FECHA
6-5-1966

DIBUJO
F. GARCIA A.



SECCION C-C



SECCION D-D



LABORATORIO NACIONAL DE HIDRAULICA		
PROYECTO BOCATOMA DE CHAO Y VIRU MODIFICACIONES RECOMENDADAS		
E SCALA 1: 750	FECHA 6-5-1966	DIBUJO F. GARCIA A.

14.7.- CONCLUSION

El estudio en modelo hidráulico del funcionamiento del Proyecto de Bocatoma para la Irrigación de Chao, Virú, Moche y Chicama, ha permitido modificarlo, obteniéndose los siguientes resultados:

- a) - Eliminación mucho más efectiva de los materiales de arrastre de fondo en distintas descargas del río y caudales de captación.
- b) - Prolongación de la vida útil de la estructura al eliminar vórtices y turbulencias que hubieran provocado intensa erosión.
- c) - Eliminación más efectiva de cuerpos flotantes.
- d) - Economía muy apreciable en el costo total de la bocatoma y especialmente en el barraje de derivación, en el colchón dissipador de energía, cuya longitud se ha reducido notablemente, en las compuertas de captación cuyo número se ha reducido a cuatro y cuyas dimensiones se han disminuído considerablemente y en los muros de encauce cuya longitud y altura ha sido también reducida.

Lima, 14 de Mayo de 1966.

BIBLIOGRAFIA

- "Proyecto de la Irrigación de Chao, Virú, Moche y Chicama". Corporación Peruana del Santa.
- "Estudios en Modelo Hidráulico de la Bocatoma del Proyecto de Chao y Virú" Informes Progresivos N° 1, 2, y 3. Laboratorio Nacional de Hidráulica.
- "Estudio sobre Modelo Hidráulico de la Bocatoma del Proyecto de Chao y Virú". Informes de Asesoría N° 1 y 2 - Dr. Enzo Levi. Laboratorio Nacional de Hidráulica.
- "Hydraulic Laboratory Practice" - U.S. Bureau of Reclamation.
- "Hydraulic Laboratory Practice" - John R. Freeman.
- "Mecánica de los Fluídos. Introducción Teórica a la Hidráulica Moderna" Dr. Enzo Levi.
- "Dimensional Analysis and Theory of Models" Henry L. Langhaar.
- "Mecánica de los Fluídos" - Victor L. Streeter.
- "Handbook of Applied Hydrology" - Ven Te Chow, Ph. D.
- "Open Channel Hydraulics" - Ven Te Chow, Ph. D.
- "Introducción a la Hidráulica Fluvial" - Serge Leliavsky.
- "Estudio Crítico del Método de Einstein" - Tesis de Maestría en Hidráulica - Ing°. Rolando Springall G., México, D.F. - 1965.
- "Simplified Methods for Computing Total Sediment Discharge with the Modified Einstein Procedure" - Geological Survey. B.R. Colby and D.W. Hubbell.
- "Engineering Hydraulics" - Hunter Rouse.
- "Handbook of Applied Hydraulics" - Calvin Victor Davis.
- "Estudio Experimental del Cauce de Alivio al Río Bravo en San Rafael, Tamps" Tesis Profesional, Ing°. Raúl Villa Zertuche - México, D.F. - 1964.
- "Hydraulic Design Criteria" - U.S. Corps of Engineers.

- ≈ "Saltos de Agua y Presas de Embalse" ≈ José Luis Gómez Navarro y José Juan Aracil.
- ≈ "Low Dams" ≈ National Resources Committee - Washington, D.C.
- ≈ "Hydraulic Energy Dissipators" ≈ E.A. Elevatorsky.
- ≈ "Hydraulic Design of Stilling Basins and Energy Dissipators" ≈ U.S. Bureau of Reclamation.
- ≈ "Barrages Mobiles et Prises D'Eau en Riviere" ≈ M. Bouvard.
- ≈ "Traite D'Irrigation" ≈ V. Bauzil.
- ≈ "Irrigation and Hydraulic Design" ≈ Serge Leliavsky.