

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA

FACULTAD DE INGENIERIA

Guatemala, Centro América.

ANALISIS Y DISEÑO DE LAS OBRAS DE BOCATOMA

DEL PROYECTO DE RIEGO LA CEBADILLA

TESIS

Presentada a la Junta Directiva de la

Facultad de Ingeniería

de la

Universidad de San Carlos de Guatemala

por

LUIS OCTAVIO ORDONEZ FRANCO

Al conferírsele el título de:

INGENIERO CIVIL

BIBLIOTECA CENTRAL-USAC
DEPOSITO LEGAL
PROHIBIDO EL PRESTAMO EXTERNO

Guatemala, noviembre de 1968.

PROPIEDAD DE LA UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
Biblioteca Central

DL
08
T(32)

JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERIA
DE LA

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA

Decano:	Ing. Amando Vides T.
Vocal Primero:	Ing. Otto E. Becker M.
Vocal Segundo:	Ing. Francisco Ubieta B.
Vocal Tercero:	Ing. Leonel Pinot L.
Vocal Cuarto:	Br. Rolando Llovera L.
Vocal Quinto:	Br. Víctor Hugo González W.
Secretario:	Ing. Jorge Luis Lazo M.

TRIBUNAL QUE PRACTICO EL EXAMEN

GENERAL PRIVADO

Decano:	Ing. Amando Vides T.
Vocal Segundo:	Ing. Francisco Ubieta B.
Examinador:	Ing. Pedro Cordón
Examinador:	Ing. Alfonso Cruz F.
Secretario:	Ing. Jorge Luis Lazo M.

DEDICO ESTE ACTO:

A Dios

A mi patria Guatemala

A mi madre:

María L. Franco v. de Castañeda

A mi esposa:

Rebeca Batres de Ordóñez

A mis hermanos:

Nery Alfonso Castañeda y Sra.

A La Facultad de Ingeniería

A mis amigos

A mis compañeros de estudio y de trabajo

A la División de Recursos Hidráulicos

Mis expresivos agradecimientos para los In
genieros de la División de Recursos Hidráulicos en especial a:

Ing. Víctor M. Contreras A.

Ing. Francisco Herrarte H.

Ing. Mario Vela D.

Por su valiosa información para este trabajo.

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR:

Cumpliendo con lo establecido por la ley de la Universidad de San Carlos de Guatemala, tengo el honor de desometer a vuestra consideración mi trabajo de tesis titulado:

**ANALISIS Y DISEÑO DE LAS OBRAS DE BOCATOMA
DEL PROYECTO DE RIEGO LA CEBADILLA**

Tema que me fue asignado por la Junta Directiva de la

Facultad de Ingeniería

CONTENIDO

	Pág.
Lista de Notaciones.	I
I) Introducción.	1
II) Descripción General del Proyecto la Cebadilla.	3
III) Descripción de la Zona de Captación.	7
IV) Objetivo de la Captación.	9
4.1 Clasificación de Presas.	9
4.2 Estudios.	12
V) Diseño Hidráulico.	15
5.1 Caudal de Diseño.	15
5.2 Partes componentes de la Captación.	16
5.3 Consideraciones Generales sobre los diversos tipos de Perfiles.	19
5.4 Caudal que pasa sobre la cresta del Vertedor.	24
5.5 Comportamiento Hidráulico en el pie del Cimacio.	26
5.6 Resalto Hidráulico.	28
5.7 Consideraciones Generales sobre los diversos tipos de Disipadores de Energía.	37
5.8 Canal de Limpieza.	40
5.9 Toma y Regulador de Entrada.	40
5.10 Desarenador.	41
VI) Diseño Estructural.	43

	Pág.
6.1 Generalidades.	43
6.2 Fuerzas que actúan sobre la Presa.	43
VII) Procedimiento de Cálculo.	49
7.1 Determinación del Caudal de Diseño.	49
7.2 Determinación de la Carga de agua sobre la Cresta.	50
7.3 Determinación del Perfil del Cimacio.	50
7.4 Determinación del Radio.	51
7.5 Determinación de la Curva de Calibración.	52
7.6 Determinación de las Características del Resalto.	52
7.7 Cálculo del Disipador de Energía.	55
7.8 Cálculo del Canal de Limpieza.	58
7.9 Cálculo de la Toma y Regulador de Entrada.	59
7.10 Cálculo del Canal de Derivación.	62
7.11 Cálculo del Desarenador.	65
7.12 Cálculo de la Subpresión.	69
VIII) Conclusiones y Recomendaciones.	71
Bibliografía.	73
Anexos.	

LISTA DE NOTACIONES

- A = Área hidráulica.
Ae = Área transversal de la estructura.
B = Ancho de la estructura.
Bo = Ancho del orificio rectangular.
b = Ancho de la plantilla en canales.
b' = Ancho del dissipador de energía.
C = Coeficiente.
Cf = Elevación o cota del fondo.
Ca = Cota del nivel del agua en la estructura.
De = Diámetro estimado de la partícula de arena.
d = Tirante de agua en canales.
dc = Tirante crítico en el canal.
d1 = Tirante de agua del conjugado menor.
d2 = Tirante de agua del conjugado mayor.
E = Energía específica o total.
Ec = Energía cinética.
Ep = Energía potencial.
F1 = No. de Froude en la sección antes del resalto.
F2 = No. de Froude en la sección después del resalto.
g = Aceleración de la gravedad.
H = Altura de la presa.
He = Altura del agua sobre el cimacio incluyendo la car
ga de velocidad.
Hd = Altura del agua sobre el cimacio excluyendo la car
ga de velocidad.
hf = Pérdida por fricción.
hv = Carga de velocidad.
h1 = Carga de agua sobre el borde superior del orificio
h2 = Carga de agua sobre el borde inferior del orificio
K = Parámetro para calcular el perfil del cimacio.
L = Longitud.
L' = Longitud del dissipador de energía.
m = Talud o relación entre distancia horizontal y altu

- ra vertical.
- n = Coeficiente de rugosidad de Manning.
 - P = Perímetro mojado.
 - p = Espesor del colchón de agua.
 - Q = Gasto o caudal.
 - Q_e = Gasto o caudal excedente.
 - q = Gasto o caudal por unidad de ancho.
 - R = Radio hidráulico.
 - S = Pendiente.
 - V = Velocidad de circulación.
 - V₁ = Velocidad en la sección 1.
 - V₂ = Velocidad en la sección 2.
 - V_v = Velocidad vertical de descenso de una partícula en agua en movimiento.
 - V_o = Velocidad de llegada.
 - w = Peso específico del agua.
 - X = Abcisa.
 - Y = Ordenada.
 - Z = Distancia vertical medida desde un punto de la superficie del agua y el fondo del disipador de energía.
 - θ = Angulo de inclinación.

0-o-0-o-0

I) INTRODUCCION

Las crecientes necesidades que en la actualidad se dejan sentir, son en parte el reflejo de una agricultura deficiente y mal encaminada, las cuales se ven agravadas con el mal uso de los recursos hidráulicos repercutiendo directamente en la depredación del Patrimonio Nacional.

Guatemala cuenta con grandes superficies las cuales puede ser utilizadas para la agricultura, pero desafortunadamente estas áreas agrícolas se ven inhabilitadas una parte del año debido a la escasez del agua durante la estación seca.

La habilitación de estas áreas, requiere proyectar cierto tipo de obras hidráulicas que comunmente son conocidos como Obras de Riego.

En Guatemala, la captación del agua para un Sistema de Irrigación es efectuada de tres formas:

- a. Por bombeo.
- b. Por gravedad.
- c. Por combinación de los dos anteriores.

En una captación por bombeo, el agua es elevada por medios mecánicos desde un nivel inferior al del área a regar hasta un nivel lo suficientemente superior, para poder efectuar el riego ya sea por gravedad o por aspersión.

Este tipo de captación desde el punto de vista económico no es el mas recomendable, debido a que el equipo y los materiales a usar no son producidos en el

país representando su adquisición una fuga de divisas.

En una captación por gravedad, el agua es obtenida por medio de estructuras diseñadas convenientemente, encauzándola luego en la conducción. Este tipo de captación tiene la ventaja que el material usado en la construcción de las estructuras si es producido en el país, y que para la hechura de las mismas es necesario una mano de obra la cual puede ser suministrada por los habitantes de la localidad.

En la captación combinada existen dos casos generales que son:

- a. Por gravedad y bombeo.
- b. Por bombeo y gravedad.

La elección de uno de estas dos formas está basado en las características de la pendiente del terreno entre la captación y el área prevista para riego.

Este estudio trata sobre las estructuras que constituyen una captación por gravedad, analizándose un ejemplo real como es el Proyecto La Cebadilla el cual será empezado a construir a principios del año 1969, y siendo mi intención al efectuar este trabajo dar una guía para aquellas personas que deseen conocer los principios de hidráulica que rigen el diseño de este tipo de estructuras.

0-0-0-0-0

II) DESCRIPCION GENERAL DEL PROYECTO LA CEBADILLA.

El proyecto de riego La Cebadilla está localizado en la aldea que lleva ese mismo nombre, la cual se encuentra ubicada en el departamento de Guatemala, siendo sus coordenadas geográficas aproximadas de 14°39' de Latitud Norte y 90°23' de Longitud Oeste. Véase el anexo 1 que contiene la localización del proyecto.

Sus límites físicos lo constituyen: Al Norte, terrenos de la finca el Tesoro; al Sur, la aldea La Cebadilla; al Noroeste y Suroeste el río Bijagüe.

El clima dominante en el área del proyecto es semicálido con invierno benigno; su vegetación natural en los alrededores lo constituyen bosques de pino y encino.

En la zona de riego, en general puede decirse que los terrenos son ondulados, siendo esta una de las razones por las cuales fueron considerados potencialmente regables.

De análisis efectuados por la División de Suelos de la Dirección de Recursos Generales Renovables, se llegó a la conclusión de que únicamente eran aptas para el riego 35 Has. de terrenos de un total de 45 Has. consideradas con factibilidad física.

El tipo de riego que se contempló en el diseño, es el más antiguamente usado y que consiste en el riego por medio de canales abiertos en los cuales el agua se mueve por la acción de la gravedad debida a su propio peso.

Las partes constitutivas, en lo que respecta a obras físicas son las siguientes:

- a. Obras de Bocatoma.
- b. Canal Principal.
- c. Sifón No. 1.
- d. Sifón No. 2.
- e. Red de riego.

Obras de Bocatoma:

Consisten en una presa derivadora de mampostería y de concreto de 15.00 mts. de largo por 0.80 mts. de alto, construida con el objeto de poder derivar en verano 0.045 mts.³/seg., y en invierno dar paso a las crecientes máximas las cuales se han estimado en un orden de 15.00 mts.³/seg.

La presa está formada por cuatro partes principales que son las siguientes:

- a. El vertedor de demasías del tipo Creager con una capacidad máxima de desfogue de 15 mts.³/seg. y que tendrá por objeto elevar el nivel del agua del río Teocinté en 0.65 mts. de la cota 994.80 a la cota 995.45.
- b. El dissipador de energía localizado inmediatamente después del vertedor el cual tendrá 4.65 mts. de largo y 15.00 mts. de ancho y el cual se construirá con el objeto de absorber la energía producida por la caída del agua debido a la elevación del tirante del río.
- c. La cámara de limpieza localizada al lado izquierdo del vertedor, la cual estará constituida por

una compuerta deslizante colocada perpendicularmente al sentido de la corriente del río y cuyo objeto será la limpieza de la entrada del canal mediante la remoción del sedimento que se acumule.

- d. Los muros laterales, construidos para proteger las obras de toma debido a que la corriente máxima alcanza la cota 996.20 por lo que es necesario la construcción de estos. Los muros serán construidos de mampostería de 2.00 mts. y 1.60 mts. de alto colocados a ambos lados del vertedor y de la cámara de limpieza.

Canal principal:

El canal principal ha sido diseñado para conducir un caudal de 0.045 mts.³/seg. en todo su recorrido que es de 4526 mts. Este canal será revestido de concreto con refuerzo de malla de alambre.

El canal por diversas razones tendrá diferentes secciones de tal forma que en parte de su longitud, el agua circulará por tubería la cual hubo de proyectarse debido a problemas que se presentaron al pedir los vecinos de la aldea Los Planes que sus terrenos no fueran dañados.

Sifones:

En su recorrido, el canal encuentra dos obstáculos los cuales serán salvados con la construcción de dos sifones los cuales fueron diseñados de tal manera que llenen las especificaciones para este tipo de obra.

La sección de estos sifones será circular, usando

se para ellos tuberías de \emptyset 8", de asbesto cemento y estando sostenida, la tubería, sobre bases de concreto ciclópico.

Justificación:

Basados en los estudios realizados por la División de Recursos Hidráulicos se llegó a las conclusiones siguientes que justifican el proyecto:

- a. Incremento del producto agrícola en 100% durante el transcurso de los primeros años; adicionales al que pueda obtenerse si prevalecen las condiciones actuales.
- b. Mejoramiento de las condiciones existentes de vida, mediante un mayor ingreso bruto por familia.
- c. Se aprovechará durante todo el año la tierra de cultivo evitando directamente el desempleo que en la actualidad se deja sentir por épocas.

Es entonces una de las finalidades primordiales, perseguidas con la ejecución de este proyecto, el de mejorar las condiciones económicas y sociales de los habitantes de la aldea al aumentarse los rendimientos agrícolas actuales y la diversificación de sus cultivos.

0-o-0-o-0

III) DESCRIPCION DE LA ZONA DE CAPTACION DEL PROYECTO.

El sitio seleccionado como el más adecuado para la ubicación de la captación, es una zona del río Teocinte situada aproximadamente a 2500 mts. aguas arriba y al Sur del área de riego.

En este sitio existe una pequeña contracción de las márgenes del río Teocinte, en el cual del lado izquierdo aguas abajo, el terreno sube con una pendiente de uno vertical, a cinco horizontal, mientras que en el lado opuesto la pendiente es bastante suave.

Este sitio llena los requisitos mínimos para una buena localización, los cuales son enumerados a continuación:

- a. La presa está localizada en una zona en donde no existe la presencia de rápidos en el río.
- b. Está colocada en un estrechamiento reduciendo así la longitud de la presa lo cual va en beneficio del costo.
- c. La ubicación es tal de modo que durante la construcción el agua pueda ser desviada de una toma sencilla.
- e. Está localizada en un lugar de fácil acceso para poder llevar a cabo una construcción rápida de las obras.
- f. El terreno proporciona una capacidad soporte adecuada para una buena cimentación de la presa.

IV) OBJETIVO DE LA CAPTACION

El objetivo principal de la captación es obtener el agua suficiente para derivarla en una forma controlable para ser usada para diversos fines.

Es necesario poder captar el agua de alguna forma, que a un costo relativamente bajo, permita derivar el agua y pueda ser tomada sin que presente mayores problemas.

Una de las formas sencillas de lograrlo es levantar una obstrucción en el lecho del río, y diseñarla de cierta manera que permita el paso de la corriente cuando por ella pase una cantidad de agua mayor que la que se desee derivar.

Este tipo de obstrucciones levantadas en los ríos recibe el nombre de presas, las cuales pueden ser clasificadas de la siguiente manera:

- a. Por su uso.
- b. Por el diseño hidráulico.
- c. Por los materiales que la componen.

4.1 Clasificación de Presas

4.1.1 Por su uso.

Según este criterio, las presas pueden ser clasificadas de la siguiente forma:

- a. Presas de Almacenamiento.
- b. Presas de Derivación.
- c. Presas Reguladoras.

Presas de Almacenamiento:

Son obras casi siempre de grandes dimensiones, construídas con el propósito de retener y almacenar la mayor cantidad de agua posible para ser aprovechada para diversos fines tales como: Captación de agua potable, generación de energía eléctrica, irrigación, etc.

Presas de Derivación:

Son obras construídas con el objeto de elevar el nivel del agua del río, y poder desviar sus aguas hacia los canales de conducción.

Presas Reguladoras:

Son construídas con el objeto de retardar el escurrimiento de las avenidas, y disminuir el efecto nocivo de las crecidas ocasionales.

4.1.2 Por el diseño hidráulico.

Según el diseño hidráulico, las presas pueden ser clasificadas en:

- a. Presas Vertedoras.
- b. Presas no Vertedoras.

Presas Vertedoras:

Son diseñadas con el objeto de que el agua vierta sobre las crestas de ellas, debiendo ser construídas de materiales que no se erosionen debido a la velocidad relativamente alta del agua que circula sobre la presa.

Presas no Vertedoras:

Son diseñadas con el objeto que el agua no vierta sobre ellas, permitiendo esta característica poder ampliar la selección de los materiales con los cuales se construyen.

4.1.3 Por los materiales que la componen.

Según los materiales que la componen las presas pueden ser clasificadas de la siguiente manera:

- a. Presas de tierra.
- b. Presas de mampostería.
- c. Presas de concreto.

Presas de Tierra:

Son las más comunes debido a que el material tierra, requiriendo el mínimo de tratamientos y los requisitos para su cimentación son menos exigentes.

Presas de Mampostería:

Son construídas con materiales tales como ladrillo, roca de todos tamaños, etc. los cuales son unidos entre si por un ligante para proporcionar la suficiente impermeabilidad y rigidez.

Presas de Concreto:

Son construídas con concreto de alta calidad, con las proporciones adecuadas de cemento, arena, y pedrín, y el refuerzo necesario para poder absorber los esfuerzos de tensión que se produzcan.

4.2 Estudios

Para la mejor elección de la zona de captación y el tipo de presa a usar, es necesario recopilar la documentación existente y elaborar los siguientes estudios:

- a. Estudios Cartográficos.
- b. Estudios Hidrológicos.
- c. Estudios Geológicos.
- d. Estudios de Mecánica de Suelos.
- e. Estudios Topográficos.

4.2.1 Estudios Cartográficos.

Consiste en el estudio del material topográfico existente (mapas, fotografías aéreas, etc.) con el objeto de delimitar cuencas, localización aproximada de la zona de captación, pendiente promedio del río, o sea el de poder obtener una idea generalizada del conjunto.

Debe tenerse en cuenta el auxilio que prestan las fotografías aéreas, las cuales representan el medio más eficaz para el estudio del relieve terrestre.

La abundancia de detalles, acompañados de la información dada por los mapas cartográficos darán un conocimiento amplio de la región en un tiempo relativamente corto.

4.2.2 Estudios Hidrológicos.

Consisten en la observación e interpretación de los fenómenos hidrológicos tales como: la precipitación, temperatura, evaporación, escorrentía, etc.

La investigación de los datos hidrológicos es de suma importancia, ya que ellos pueden dar la pauta a seguir en la selección de la captación y sus dimensiones.

Para los datos hidrológicos necesarios, en la mayoría de casos es posible hacer uso de los datos proporcionados por el Observatorio Meteorológico Nacional de la Dirección General de Recursos Naturales Renovables.

Los anexos 2 y 3, contienen los datos hidrológicos usados en el proyecto.

4.2.3 Estudios Geológicos.

Consisten en el estudio de los factores externos e internos de la corteza terrestre que pueden cambiar la fisiografía de los mismos; por lo que el grado de desarrollo de las cuencas, la madurez o juventud alcanzada por los ríos, el tipo de drenaje de los mismos, son importantes para la localización de este tipo de obras hidráulicas para garantizar la factibilidad física de las construcciones proyectadas.

4.2.4 Estudios de Mecánica de Suelos.

Consisten estos estudios en el análisis de ciertas características del suelo tales como capacidad soporte, granulometría, filtración, ángulo de fricción interna, etc.

4.2.5 Estudios Topográficos.

Este estudio consiste en el levantamiento topográfico de la zona, abarcando una extensión aproximada de 100 mts. aguas abajo y aguas arriba de la sección considerada, y localizando la mayor cantidad de detalles posibles tales como:

- a. Señas dejadas por el agua en crecida máxima.
- b. El mayor número de puntos en el lecho del río.
- c. Localización de rocas de gran tamaño que se encuentren en el río.

V) DISEÑO HIDRAULICO

5.1. Caudal de Diseño.

La estimación de las avenidas extraordinarias que pueden presentarse con determinada frecuencia, tiene una importancia fundamental en el campo de la Ingeniería Hidráulica en relación con las obras de toma, pues el diseño de este tipo de obras está en función del volumen de agua que pasa por ellas.

Existen varios métodos para determinar la crecida, la cual se adoptará como el caudal de diseño. Estos métodos para su aplicación están diferenciados en el procedimiento que se utiliza y en los datos que se usen.

Entre estos métodos podemos mencionar los siguientes:

- a. Método Empírico.
- b. Método Estadístico.
- c. Método Hidrometeorológico.

El método utilizado para la determinación del caudal de diseño fue el método Empírico, debido a la carencia de datos de aforo, ya que para poder aplicar los otros métodos es necesario contar con este tipo de datos de una cantidad regular de años.

El método Empírico usado fue el de Sección y Pendiente el cual se describe a continuación:

De las secciones transversales trazadas en el levantamiento topográfico de la captación, se puede calcular el área, el perímetro mojado y una pendiente pro

medio del río.

Para obtener la velocidad, se hace uso de la fórmula de Manning que es la siguiente:

$$V = (1/n) \cdot R^{2/3} \cdot S^{1/2}$$

V = velocidad en mts./seg.

n = coeficiente de rugosidad.

R = radio hidráulico promedio (A/P)

S = pendiente promedio de la línea de crecienta máxima.

El valor del coeficiente de rugosidad puede ser fácilmente determinado, de los datos de aforos efectuados en estiaje y en invierno. Para esto, en la misma fórmula, conocidos el caudal, la velocidad, el radio hidráulico y la pendiente del río, el valor de n puede encontrarse por simple substitución de estos términos en dicha ecuación.

Conociendo ya la velocidad, se procede a determinar el valor del caudal por la fórmula dada por el principio de continuidad:

$$Q = A \cdot V$$

5.2. Partes Componentes de la Zona de Captación.

Las partes componentes de la zona de captación son las siguientes:

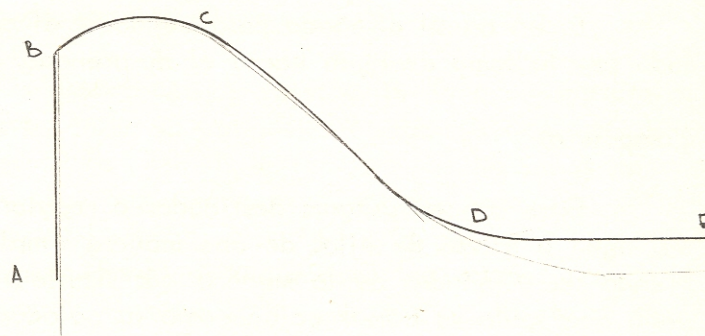
- a. Presa de Derivación.
- b. Disipador de Energía.
- c. Regulador y toma de agua.
- d. Canal de Derivación.

- e. Compuertas.
- f. Canal de Derivación.
- g. Desarenador.
- h. Muros.

Presa de Derivación:

Es la construcción que se levanta en el lecho del río, para detener el agua, produciendo una elevación de la misma y estando la estructura dispuesta para que el agua pueda verter por encima de ella.

El perfil transversal de una presa de derivación consta de:



- AB = Frente o cara aguas arriba.
- BC = Cresta.
- CD = Perfil o cimacio.
- DE = Disipador de energía.

Disipador de Energía:

Es una estructura dispuesta con el fin de que el agua que cae del cimacio, pueda ser descargada en el río sin erosiones o socavaciones peligrosas en el pie de la presa, evitando así el posible daño de las estructuras

adyacentes.

Regulador y Toma de Agua.

El regulador y toma de agua consiste en un orificio circular, rectangular, etc. colocado en uno de los muros que se encuentran situado a un lado y aguas arriba de la presa.

Esta sección está regulada por una compuerta que puede graduarse para limitar el paso del agua hacia el canal de derivación.

Canal de Derivación:

Es un canal diseñado para conducir el agua captada por la toma de agua hacia el desarenador.

Compuertas:

Estas son estructuras destinadas a regular el paso del agua a través de ellas de una manera simple, debiendo ser diseñadas de la manera más simple posible, para que tanto su construcción como su colocación pueda ser fácilmente realizable.

Canal de Limpieza:

A fin de facilitar la separación de los sedimentos depositados por el agua o por los deslaves producidos por la lluvia, conviene disponer un canal de limpieza por el cual circule el agua facilitando el ser removidos los sedimentos por la mano del hombre o por el mismo arrastre del agua con el fin de mantener limpio de sedimentos la compuerta de toma.

Desarenador:

Esta es una estructura destinada a separar el material sólido que ha entrado al canal de derivación por medio de la sedimentación. Esto se consigue al bajar la velocidad del agua a su paso a través de la estructura.

Muros:

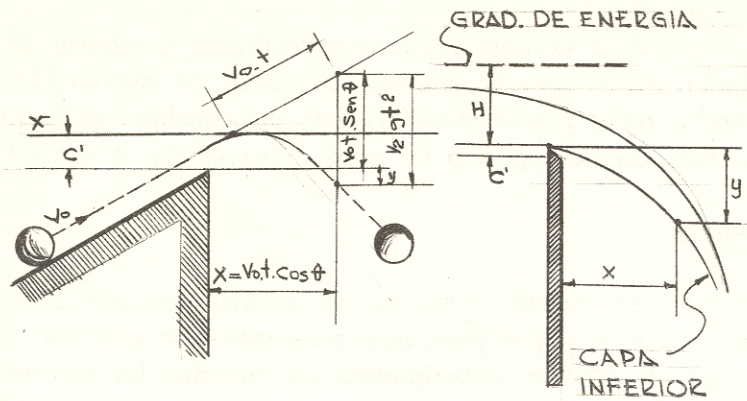
Los muros laterales son construídos con el fin de encauzar el agua para que pase sobre la presa y pueda caer al colchón amortiguador sin inundar los terrenos ve
cinos.

5.3 Consideraciones Generales sobre los Diversos Tipos de Perfiles.

La selección del tipo de perfil tiene una importancia fundamental, ya que mientras mas se aproxime este a la superficie inferior de la capa de agua que vierte sobre el se obtendrá una descarga máxima.

Debe tenerse en cuenta también, que la presa y el perfil adoptado deben resistir las fuerzas estáticas y dinámicas que actúan sobre ella.

El perfil del vertedor tiene su forma basada en la trayectoria que forma el agua al caer al vacío desde una plano horizontal por el cual está circulando la misma con una velocidad que se asume que es constante.



En un tiempo t , una partícula de agua en la superficie inferior de la capa de agua ha recorrido una distancia horizontal X considerada desde el origen; esta distancia es:

$$X = V_0 \cdot t \cdot \cos \theta$$

V_0 = velocidad de la partícula en el punto considerado.

θ = ángulo de inclinación de la velocidad V_0 con la horizontal.

En el mismo tiempo t , la partícula a recorrido la distancia vertical Y considerada también desde el origen, la cual es:

$$Y = -V_0 \cdot t \cdot \sin \theta + \frac{1}{2} \cdot g \cdot t^2 + C'$$

Eliminando t de las dos ecuaciones, dividiendo cada término por la altura del agua sobre la cresta del vertedor H la cual incluye la velocidad de llegada, y

expresando la ecuación en una forma general se obtendrá la ecuación de la superficie inferior de la capa de agua, la cual es:

$$Y/He = A.(X/He^2) + B(X/He) + C$$

$$A = g.He / (2Vo^2 . \cos^2 \theta)$$

$$B = -tg \theta$$

$$C = C'/He$$

Suponiendo que en el punto considerado el espesor de la capa es constante, para obtener el valor de la ecuación de la superficie superior solo basta sumarle el término $D = d/He$ a la ecuación anterior. Entonces la ecuación general de la superficie superior de la capa de agua es:

$$Y/He = A.(X/He^2) + B. (X/He) + C + D$$

Es fácil notar que las ecuaciones anteriores que nos proporcionan la superficie superior e inferior de la capa de agua, son cuadráticas, suponiendo entonces que dichas superficies tienen forma parabólica.

Numerosas pruebas se han hecho para determinar el valor de las constantes y ponerlas en función de parámetros conocidos, deduciéndose por lo tanto varios tipos de perfiles de los cuales los más conocidos son enumerados a continuación:

- a. Perfil Creager.
- b. Perfil Creager Modificado.
- c. Perfil Lane Davis.
- d. Perfil Scimemi.
- e. Perfil Smetana.
- f. Perfil U.S.B.R.

De todos estos perfiles, el Creager y el de la U.S.B.R. son los mas usados en nuestro pais, razón por la cual se describen a continuación:

Perfil Creager:

W. P. Creager partiendo de la experiencia de Bazin, ha fijado los puntos del filete líquido de la capa de agua y determinado el parámetro de la parábola y la posición de su vértice.

Este tipo de perfil suele dar mayores anchuras que las que se necesitan en las zonas superiores del cimacio para asegurar su estabilidad.

Para obtener las coordenadas de este tipo de perfil, se han tabulado las coordenadas del cimacio para dos tipos de presas vertedoras: Con el talud de la cara aguas arriba de la presa vertical, y con el talud de la cara aguas arriba a 45°. Véase el anexo 4.

Para valores de carga diferentes a 1 mts., basta multiplicar los valores dados en la tabla por la carga de diseño.

Perfil de la U.S.B.R.

Este tipo de perfiles puede ser representado por la siguiente ecuación:

$$X^n = K \cdot H d^{n-1} \cdot Y$$

K y n = parámetros que dependen de la carga de agua, aguas arriba.

Los valores de K y n pueden ser tabulados de la siguiente manera:

Pendiente de la cara aguas arriba	K	n
Vertical	2.000	1.850
3:1	1.936	1.836
3:2	1.939	1.810
3:3	1.873	1.776

Si se desean obtener valores de K y n para pendientes intermedias, solo basta con plotear los datos de la tabla anterior y deducirlos de la curva resultante.

El anexo 5 proporciona los valores usados para obtener las coordenadas de este tipo de perfil; y el anexo 6 las características principales de la cresta dependiendo de la inclinación de la cara aguas arriba.

Para evitar las fuertes presiones y erosiones que se producirían sobre la base como consecuencia de un cambio brusco de la pendiente, es conveniente unir el perfil del cimacio con la base mediante un arco de curva circular.

Para la determinación del radio de la curva circular se recomienda el uso de las fórmulas siguientes:

a. Si $H_d > H/2$

$$r = 1.5H_d$$

b. Si $H_d < H/2$

$$r = H + H_d$$

r = radio de la curva.

H_d = Carga de agua sobre la cresta del cimacio.

H = altura de la presa.

5.4 Caudal que pasa sobre la Cresta del Vertedor.

El caudal que pasa sobre la cresta del vertedor, puede ser calculado por la ecuación general dada por:

$$Q = C \cdot L \cdot H_e^{3/2}$$

Q = gasto.

C = coeficiente de descarga.

L = longitud de la cresta.

H_e = carga de agua sobre el cimacio incluyendo la velocidad de llegada.

El coeficiente de descarga C , es influenciado por numerosos factores entre los que se cuentan, la altura de velocidad de llegada, pendiente de la cara aguas arriba, interferencias que suceden en el rio aguas arriba, etc.

Efecto de la Velocidad de Llegada:

Pruebas hechas en vertederos han demostrado que el efecto de la carga de velocidad de llegada, pueden ser despreciado cuando la altura H de la presa sea un 33% mayor que el valor de la carga de agua sobre el

cimacio, sin incluir la velocidad de llegada.

Cuando $H/H_d = 1.33$, $H_e = H_d$, y el valor del coeficiente de descarga puede ser tomado como 4.03 en el sistema Ingles y 2.18 en el sistema Métrico.

En presas vertedoras pequeñas, con la relación de H/H_d menor de 1.33, la velocidad de llegada puede llegar a tener efectos despreciables causando variaciones sobre el coeficiente C y por consiguiente sobre el tirante de agua.

Las variaciones del coeficiente C que dependen del efecto provocado por la velocidad de llegada son mostrados en los anexos 7 y 8.

Efecto de la Pendiente de la Cara Aguas Arriba:

Cuando la relación entre la altura del cimacio y la carga de agua sobre el mismo es pequeña, la inclinación de la cara aguas arriba produce un aumento del coeficiente de descarga; siendo lo contrario para las relaciones grandes de la altura del cimacio y la carga de agua.

El anexo 7 muestra las variaciones del coeficiente C .

Es de interés al estar construída la presa conocer el caudal que está pasando sobre la cresta del vertedor en un instante determinado.

El procedimiento para determinar este caudal que está pasando sobre la cresta del vertedor en un instante determinado.

El procedimiento para determinar este caudal con

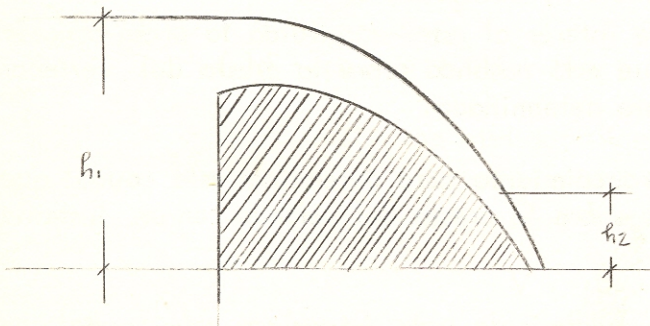
siste en medir la altura de agua sobre la cresta en ese instante y calcular por la fórmula apropiada el gasto que corresponde a dicha altura.

Para simplificar parte de estos trabajos, es conveniente calcular para varias alturas el gasto correspondiente y seguidamente plotear los valores así obtenidos, representando la unión de estos puntos la llamada curva de Calibración.

5.5 Comportamiento Hidráulico en el Pie del Cimacio.

Inmediatamente después de pasar el agua por la cresta del vertedor se inicia el escurrimiento gradualmente variado, estableciéndose el régimen supercrítico en el cual las velocidades son mayores y las profundidades menores que la crítica.

Si se desea encontrar el valor de la velocidad en un punto determinado sobre el perfil, basta aplicar el teorema de Bernoulli entre la parte alta de la superficie del agua y el punto considerado, con el criterio de que en la sección considerada la velocidad del agua es constante.



Aplicando el teorema de Bernoulli entre el punto 1 y el punto 2:

$$\frac{V_1}{2g} + \frac{p_1}{w} + h_1 = \frac{V_2}{2g} + \frac{p_2}{w} + h_2 + h_f$$

Pasando el plano de referencia por el punto 2 tendríamos que:

$$h_2 = 0$$

Como la presión es la misma que la presión atmosférica por lo que:

$$p_1 = p_2$$

Sustituyendo estos valores en la ecuación de Bernoulli y despejando el valor de la velocidad obtendremos:

$$V^2 = 2.g (h_1 - h_f)$$

Al pie del cimacio la capa de agua tendrá el mínimo espesor el cual podría ser determinado aplicando nuevamente el teorema de Bernoulli.

Para el caso de que se tome en cuenta el colchón p , la ecuación simplificada sería:

$$V^2 = 2.g (H + H_d + p - d_1 - h_f)$$

Para simplificar esta ecuación:

$$Q = A \cdot V$$

$$Q = L \cdot d_1 \cdot V$$

$$\frac{Q}{L} = d_1 \cdot V = q$$

$q =$ gasto por unidad de ancho.

Despejando el valor de la velocidad y elevando al cuadrado la expresión se tiene que:

$$V^2 = (q/d_1)^2$$

Sustituyendo esta expresión en la anterior de la velocidad y despejando el valor de d_1 :

$$d_1 = \frac{q^2}{2.g (H + Hd + p - d_1 - hf)}$$

Con suficiente aproximación, el valor de la altura d_1 puede ser calculado por la siguiente expresión:

$$q^2 = 2.g.\phi (H + Hd + p - hf - d_1) d_1^2$$

$\phi =$ coeficiente cuyo valor varía entre 0.90 y 1.00.

La pérdida de carga debida al rozamiento a lo largo del parámetro del perfil, puede ser calculada en una forma aproximada por la siguiente ecuación:

$$hf = \frac{n^2 \cdot V^2 \cdot H}{Hd}$$

5.6 Resalto Hidráulico.

5.6.1 Generalidades.

Cuando el agua cae desde cierta altura, su Ener-

gía Potencial se transforma en Energía Cinética. Este incremento de Energía Cinética produce el denominado Resalto Hidráulico, el cual no es más que una manifestación del paso del régimen rápido al régimen lento, cambiándose bruscamente el tirante de uno menor que el crítico a uno mayor con pérdida de carga en el gradiente de energía.

El resalto puede esperarse que se forme en las siguientes condiciones:

- a. En un ensanchamiento en la conducción de agua donde las velocidades rápidas son reducidas a velocidades lentas o subcríticas.
- b. En la base de una estructura hidráulica, cuando el agua fluyendo en escurrimiento rápido sufre un cambio brusco en el gradiente de energía.

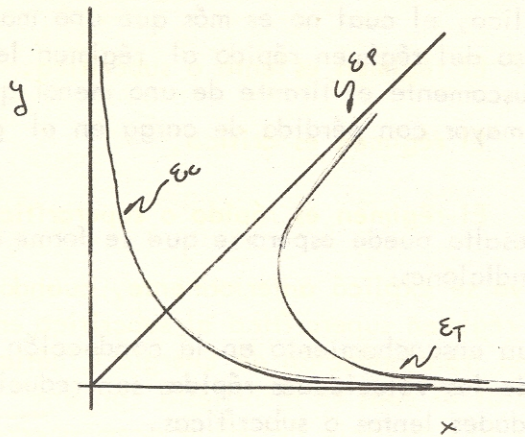
Si se analiza una corriente de agua con régimen permanente la cual escurre con un tirante de agua d , se puede calcular la energía referida al fondo del canal, por las siguientes ecuaciones:

$$E_p = d$$

$$E_c = \frac{V^2}{2g}$$

$$E_t = d + \frac{V^2}{2g}$$

La representación gráfica de esas ecuaciones está dada en la figura a continuación:



En la curva de la energía total, cada punto de dicha curva representa un estado de escurrimiento el cual es expresado por el llamado Factor de Escurrimiento Cinético. ()

$$= 2 \cdot \frac{E_c}{E_p}$$

Sustituyendo los valores de ambas energías en la ecuación y eliminando términos queda:

$$= \frac{V^2}{g \cdot d}$$

Si a este término se le extrae la raíz cuadrada y se representa su valor por la letra F se tendrá que:

$$F = \frac{V}{(g \cdot d)^{\frac{1}{2}}}$$

F = número de Fraude.

V = velocidad.

g = aceleración de la gravedad.

d = tirante de agua.

Las características del número de Froude son las siguientes:

$F < 1$ El régimen es lento o subcrítico.

$F = 1$ El régimen es crítico.

$F > 1$ El régimen es rápido o supercrítico.

Como ya se explicó anteriormente, cuando existe un cambio de régimen supercrítico al subcrítico en el agua, existe una transformación de Energía Cinética en Energía Potencial la cual se manifiesta con una elevación brusca de la superficie del agua acompañada de remolinos con espuma en la superficie.

Para la determinación del nivel del agua que se alcanzará con el resalto su determinación es la siguiente:

La diferencia de presiones hidrostáticas es:

$$P_2 - P_1 = \frac{1}{2} \cdot w (d_2^2 - d_1^2)$$

El cambio de cantidad de movimiento es:

$$M_1 - M_2 = \frac{w \cdot q}{g} (V_1 - V_2)$$

Pero se sabe que la diferencia de presiones es igual a el cambio de cantidad de movimiento; igualando las ecuaciones anteriores:

$$P_2 - P_1 = M_1 - M_2$$

$$\frac{w}{g} \cdot (d_2^2 - d_1^2) = \frac{w \cdot q}{g} (V_1 - V_2)$$

Efectuando operaciones:

$$\frac{2 \cdot q}{g} = \frac{(d_2 + d_1) \cdot (d_2 - d_1)}{V_1 - V_2}$$

Sustituyendo el valor de las velocidades por el gasto y el área:

$$\frac{2 \cdot q^2}{g} = d_2 \cdot d_1 (d_2 + d_1)$$

Esta ecuación es de segundo grado la cual puede ser transformada en una más general:

$$d_2 = -d_1/2 + (d_1^2/4 + 2 \cdot d_1 \cdot V_1^2/g)^{1/2}$$

Existen además ciertas fórmulas prácticas aproximadas que dan el valor de d_2 de una manera más rápida las cuales son enumeradas a continuación:

Merriman:

$$d_2 = 2 \cdot q / (2 \cdot g \cdot d_1)^{1/2}$$

Sapranetz:

$$d_2 = 0.435 q/d_1$$

Partiendo de la ecuación que da el valor de d_2 y sustituyendo valores es posible determinar el valor de d_2 en función del número de Froude:

$$d_2 = \frac{1}{2} \cdot d_1 (1 + 8 F_1^2 - 1)$$

El anexo 9 da un gráfico para determinar el valor de d_2 en función del número de Froude.

Debe de hacerse ver que el tirante conjugado d_2 no es el mismo que el tirante en el río aguas abajo, siendo uno independiente del otro completamente.

Las posiciones relativas que existirán entre estos dos niveles de agua serán:

a. $d_2 < d_n :$

En este caso lo que sucede es que en un principio el agua se desliza a altas velocidades, pudiendo llegar a socavar el fondo del río hasta que se complete la conjugación de niveles.

Es recomendable en estos casos subir la solera del fondo de tal manera que la conjugación de niveles se haga inmediatamente para evitar los daños en la estructura.

b. $d_2 = d_n :$

Este representa las condiciones ideales, pero casi nunca se obtienen y es en el cual el resalto se produce en la solera.

c. $d_2 > d_n :$

Este es el caso mas común que se presenta, siendo mas indicado en estos casos colocar un dissipador de energía para lograr la conjugación de niveles.

La altura del colchón del dissipador es:

$$p = d_2 - d_n$$

En la práctica, es conveniente el uso de un factor de seguridad que puede variar de 1.00 a 1.20.

$$p = f (d_2 - d_n)$$

La longitud del resalto, la cual puede ser definida como la distancia medida desde la sección en la cual el salto se inicia hasta la sección en la cual el agua ya no presenta turbulencia, no puede ser determinada teóricamente con facilidad; debido a esto se han hecho muchas investigaciones experimentales las cuales han dado valores empíricos para determinar dicha longitud.

En este trabajo, se enuncian a continuación las principales fórmulas y gráficas más comunes de emplear:

Lindquist:

$$L = 5 (d_2 - d_1)$$

Safranez:

$$L = 6 \cdot d_1 \cdot V_1 / (gd_1)^{1/2}$$

Schoklitsch:

$$L = \frac{2}{3} \cdot H$$

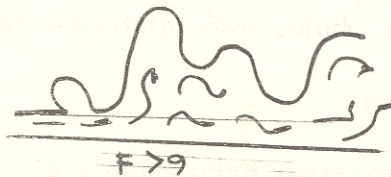
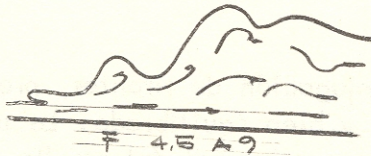
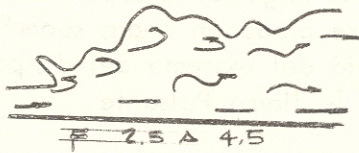
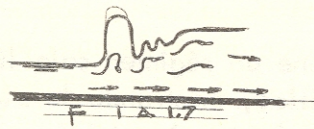
H = altura de la presa.

En el anexo 10 se dan gráficas que proporcionan la longitud del resalto en función de la altura conjugada

y del número de Froude.

5.6.2 Tipos de Resalto.

El resalto hidráulico puede ser de distintos tipos los cuales según el U.S.B.R. pueden ser clasificados de acuerdo con el número de Froude como se muestra en la figura:



Existen ciertas condiciones prácticas las cuales son enumeradas a continuación basadas en el número de Froude:

$F = 1$:

El régimen es crítico y el resalto no puede formarse.

$F =$ de 1 a 1.7

La circulación tiene un régimen solo ligeramente inferior al del tirante crítico, mostrando la superficie del agua pequeñas ondulaciones. A este tipo de resalto se le denomina Oscilante.

$F =$ de 2.5 a 4.5

El chorro que entra corre alternativamente cerca del fondo y luego a lo largo de la superficie del río o canal aguas abajo y se producen ondas superficiales que pueden llegar mas allá del extremo del dissipador. A este tipo de resalto se le llama Pulsante.

$F =$ de 4.5 a 9

Ocurre la conjugación de tirantes, produciéndose un resalto estable y bien equilibrado. La turbulencia está al final del cuerpo principal del resalto y la superficie del agua aguas abajo, está relativamente pareja.

$F =$ de 9 en adelante

Se produce excesiva turbulencia y el tirante de aguas bajo se elevará muy por encima del conjugado aguas arriba.

Es de hacer notar que los límites del número de Froude expuestos anteriormente para varios tipos de resalto no son rigurosamente exactos, ya que la exactitud depende de múltiples factores.

5.7 Consideraciones Generales sobre los Diversos Tipos de Disipadores de Energía.

Cuando la energía del flujo en un vertedor deba disiparse antes de la descarga al cauce del río aguas abajo, los disipadores de energía para la formación de un resalto hidráulico son un medio efectivo para reducir la velocidad de salida a un estado tranquilo.

El resalto que se forme en un disipador de energía, tendrá características muy especiales tomando una forma definida la cual depende de la energía de la corriente que deba disiparse en relación al tirante de agua.

Como se citó con anterioridad, la forma del resalto y de las características de su régimen se pueden relacionar con el número de Froude, llegándose a obtener después de muchos ensayos ciertas formas de disipadores de energía relacionados con dicho número.

F menor de 1.7 :

Cuando esto suceda, las relaciones entre las alturas conjugadas y las velocidades antes y después del resalto son muy pequeñas no existiendo la necesidad del uso de disipadores de energía.

F mayor de 1.7 y menor de 2.5:

En este tipo de resalto, las corrientes que se forman no están acompañadas de una turbulencia muy gran

de no existiendo tampoco la necesidad de los disipadores de energía.

F mayor de 2.5 y menor de 4.5:

Ya se vió con anterioridad que cuando los factores de la corriente tienen números de Froude que varían entre 2.5 y 4.5, el resalto llega a formarse verdaderamente.

El tipo de disipador aconsejado para este caso, es designado con el nombre de Disipador Tipo I, teniendo relativa efectividad para disipar la mayor parte de la energía de la corriente.

En el anexo 11 se detallan las principales características de este tipo de disipador.

F mayor de 4.5:

Cuando el número de Froude es mayor de 4.5, se forma un tipo de resalto estable y bien equilibrado - siendo el disipador más adecuado, el designado como Disipador Tipo II.

En este tipo de disipador, las instalaciones de dispositivos a lo largo del piso del disipador producen un efecto estabilizador en el resalto, lo que permite acortar la longitud del resalto, proporcionando un factor de seguridad.

Cuando las velocidades en el pie del cimacio son mayores de 15 mts/seg. o más, o no se desée usar dados amortiguadores, es posible el uso del Disipador Tipo III.

Los anexos 12 y 13 proporcionan las característi-

cas de estos tipos de disipadores.

En algunas ocasiones la altura del agua al pie del cimacio es demasiado grande para la formación del resalto hidráulico, siendo conveniente entonces para la disposición de la energía de la corriente, usar el denominado Disipador de Trampolín Sumergido.

El funcionamiento hidráulico de este tipo de disipadores se manifiesta por la formación de remolinos, uno en la superficie y otro de sentido contrario, en el piso.

El problema que se presenta con este tipo de disipadores es el desgaste que se produce en la superficie, causado por el material que se regresa a lo largo del borde del disipador debido al remolino del fondo.

En el anexo 14 se ilustra el tipo de disipadores de Trampolín Sumergido.

Es necesario para el buen funcionamiento hidráulico de todos estos tipos de disipadores, que las paredes laterales sean verticales o lo mas verticales que se pueda.

Muchas veces es discutido el uso de disipadores trapezoidales ya que la economía favorece la construcción de un revestimiento inclinado con respecto a la construcción de una pared vertical. Sin embargo las pruebas han demostrado que el funcionamiento del resalto hidráulico en un disipador trapezoidal es menos completo que el que se produce en un disipador rectangular.

En el disipador trapezoidal, el agua de las zonas triangulares que quedan de los lados del resalto, no se oponen al chorro que llega con gran velocidad; en

consecuencia, el resalto se formará solamente en la porción central del dissipador, mientras que las zonas laterales estarán ocupadas por corrientes que corren hacia arriba y que desbaratan el resalto.

5.8 Canal de Limpieza.

El canal de limpieza, es una estructura creada con el objeto de facilitar la separación de los sedimentos depositados por el agua o por los deslaves provocados por la lluvia al caer por las laderas y vertientes al río, y tiene por objeto principal mantener limpias las compuertas de toma.

El caudal para el cual se diseña este canal es aproximadamente el 30% del caudal de diseño, y esto es debido a que al diseñarse para un caudal menor podrán efectuarse las limpiezas con mayor regularidad debido a que el caudal máximo no se sucede con frecuencia.

El paso del agua por la cámara de limpieza está regulado por una compuerta colocada en sentido perpendicular al de la corriente y situada del lado de las compuertas de toma.

5.9 Toma y Regulador de Entrada.

En lo que a hidráulica compete, el diseño de la toma de agua es bastante sencillo ya que solo consiste en el diseño de un orificio.

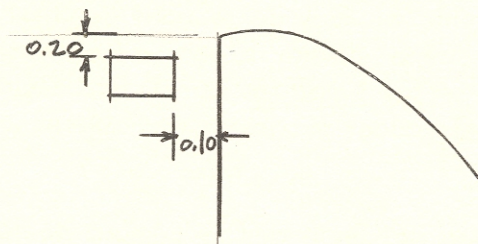
Para calcular las dimensiones que deberá tener el orificio que permite el paso del caudal para riego, se hace uso de la siguiente fórmula:

$$Q = \frac{2}{3} \cdot C \cdot B_o \cdot (2g)^{\frac{1}{2}} (h_2^{1.5} - h_1^{1.5})$$

Sustituyendo valores, esta fórmula puede ser expresada por:

$$Q = 1.78 B_o (h_2^{1.5} - h_1^{1.5})$$

Es conveniente por razones prácticas, colocar el orificio a una distancia no menor de 0.10 mts. de la cara aguas arriba del cimacio y a una profundidad de la parte alta del cimacio no menor de 0.20 mts. tal como se muestra en la figura:



5.10 Desarenador

Como se explicó anteriormente, el desarenador es una estructura que se construye con el propósito de retener el material que penetró al canal; este propósito es logrado por medio de la sedimentación.

Para calcular las dimensiones del desarenador, debe de deducirse el valor de las velocidades horizontales y verticales de descenso de las partículas, para lo cual puede hacerse uso de las curvas proporcionadas en Manual de Hidráulica General de Armando Lencastre.

VI) DISEÑO ESTRUCTURAL

6.1 Generalidades.

En lo que respecta al diseño estructural de las partes componentes de la captación, la que mayor problema presentaría es el cálculo de la presa debido a lo complejo de la estructura.

Para simplificar el cálculo, es conveniente diseñar separadamente el cimacio con el dissipador de energía, lo que se logra si en la garganta que los une se construye una junta lo cual evita la posible fractura que se produciría, y permite analizar separadamente las estructuras.

6.2 Fuerzas que actúan sobre la Presa.

Las fuerzas que actúan sobre la presa son las siguientes:

a. Presión Hidráulica (P_h):

Esta es una fuerza horizontal provocada por la presión hidrostática sobre el paramento aguas arriba de la presa.

Es necesario considerar para el diseño la situación más crítica o sea cuando la presión hidráulica es máxima lo cual sucede cuando sobre la presa está pasando el caudal máximo.

b. Presión de los Sedimentos (P_s):

Casi todas las corrientes llevan una cantidad apre

ciable de limo tanto en sus gastos normales como en sus crecidas.

Estos sedimentos al encontrar el obstáculo que representa la presa, tienden a depositarse pudiendo llegar a tener cierta influencia como fuerza si se llega a tener una cantidad de ellos acumulada.

Si se supone una altura de sedimentos h , producirán estos una componente P_{sv} vertical favorable a la resistencia de la presa que puede ser despreciada, y otra componente horizontal que puede ser obtenida por la fórmula de Rankine:

$$P_{sh} = (w_s \cdot h^2/2) \frac{ (1 - \text{Sen}\theta) }{ (1 + \text{Sen}\theta) }$$

θ = ángulo que forman con la horizontal el talud natural de los sedimentos debajo del agua.

w_s = peso unitario de los sedimentos.

Los pesos unitarios de los sedimentos más comúnmente usados son los siguientes:

Material	w_s
grava	1770 Kgs/mt ³
arena	1780 "
arcilla	1820 "

Comúnmente esta fuerza provocada por los sedimentos es despreciable, debido a que el material depositado será algo impermeable y ayudará a disminuir el va-

lor de la fuerza de subpresión debajo de la presa, y como lo que se desea es la situación mas desfavorable se toma toda la subpresión.

c. **Presión provocada por el choque de cuerpos flotantes:**

No se toma en cuenta por lo difícil que sería preveer su importancia.

d. **Peso propio de la estructura: (Pp)**

Esta es una fuerza vertical la cual incluye el peso del concreto mas la de los accesorios.

Esta fuerza actúa en el centro de gravedad de la sección transversal pudiendo considerarse el peso unitario de la mampostería de 2400 Kgs/mt³.

e. **Peso del agua sobre la estructura (Pa):**

Esta es una fuerza vertical la cual es favorable a la estabilidad de la presa y por ser pequeña no se toma en cuenta.

f. **Subpresión (Sp):**

Cuando una presa es construída sobre una superficie permeable, es necesario considerar una presión hidráulica ejercida de abajo hacia arriba y que actúa sobre la base de apoyo de la presa; esta fuerza es provocada por el agua que se infiltra por debajo de la misma y que recibe el nombre de Subpresión.

La magnitud de esta fuerza depende de varios factores entre los que se cuentan; el carácter del material

de la cimentación, medidas que se hayan tomado para evitar la filtración y los métodos de construcción por emplear.

Para la determinación de la magnitud de la Subpresión existen varios métodos, pero por considerar que la fórmula mas razonable es la de Bligh, se describirá a continuación:

Esta fórmula tiene el criterio de que la subpresión en un punto cualquiera está en función del desnivel total existente entre la superficie libre del agua y el punto en donde se desea encontrar la subpresión.

La fórmula dada es la siguiente:

$$Sp = w \cdot C \left(h + h' - \frac{h}{L} \cdot X \right)$$

- Sp = subpresión unitaria en Kgs./m².
- w = peso específica del agua en Kgs./m³.
- C = coeficiente.
- h = carga hidrostática sobre la superficie del terreno en el punto inicial de recorrido en mts.
- h' = desnivel entre el punto considerado y la superficie del terreno en mts.
- L = longitud total de recorrido en mts.
- X = recorrido de la filtración hasta el punto considerado.

Para disminuir la magnitud de la fuerza de subpresión, es conveniente la instalación de drenajes y la construcción de los llamados dentellones, los cuales su efecto es aumentar la longitud del recorrido del agua lo cual se traduce en la disminución de las fuerzas ejercidas hacia arriba.

Por considerar que el análisis estructural se puede encontrar en cualquier libro de texto, no se hará en este trabajo y solamente se detallará el cálculo de la Subpresión.

0-o-0-o-0

VII) PROCEDIMIENTO DE CALCULO

7.1 Determinación del Caudal de Diseño.

De los datos proporcionados por las secciones transversales, el área, perímetro mojado y pendiente promedio son las siguientes:

$$A = 6.00 \text{ m}^2.$$

$$P = 15.80 \text{ m.}$$

$$S = 0.03$$

Aplicando valores a la ecuación dado por Manning:

$$V = (1/n) \cdot R^{2/3} \cdot S^{1/2}$$

$$V = (1/0.045) \cdot (6.0/15.8)^{2/3} \cdot (0.03)^{1/2}$$

$$V = 2.00 \text{ mts./seg.}$$

Aplicando la ecuación de continuidad:

$$Q = A \cdot V$$

$$Q = 6.00 \times 2.00$$

$$Q = 12.00 \text{ mts}^3\text{./seg.}$$

Incrementándose por razones de seguridad este valor en un 25%, obtenemos finalmente un caudal de:

$$Q = 15.00 \text{ mts}^3\text{./seg.}$$

7.2 Determinación de la Carga de Agua sobre la Cresta.

Caudal de diseño : 15.00 mts³./seg.

Longitud de la presa : 15.00 mts.

Altura de la presa: 0.80 mts.

Suponiendo un valor como primer tanteo para el coeficiente de descarga $C = 2.18$:

$$Q = C \cdot L \cdot He^{1.5}$$

Sustituyendo valores:

$$15.00 = 2.18 \times 15.0 \times He^{1.5}$$

Despejando el valor de He, y efectuando operaciones queda:

$$He = 0.597 \text{ mts.}$$

Verificando el uso correcto de Cd :

$$0.80 / 0.597 = 1.328$$

Este valor de 1.328 puede ser tomado como 1.33, razón por la cual no se hace necesario tomar en cuenta la velocidad de llegada, y el valor de C puede ser tomado como 2.18.

Bajo estas condiciones, $He = Hd$.

7.3 Determinación del Perfil de Cimacio.

Para obtener el valor de las coordenadas del perfil del cimacio, se hará uso de la tabulación dada para el perfil Creager en el anexo 4; bastando solamente mul

tiplicar los valores dados en dicho anexo por la carga de agua sobre el cimacio He.

En el siguiente cuadro se presenta a continuación la tabulación de los trabajos:

X	Y
0.00	0.075
0.06	0.002
0.12	0.001
0.18	0.000
0.24	0.001
0.36	0.036
0.48	0.085
0.60	0.154
0.72	0.237
0.84	0.338
1.02	0.520
1.20	0.730
1.50	1.150

En el anexo 15, se muestra el perfil ya ploteado con las coordenadas de la tabla anterior.

7.4 Determinación del Radio.

Primeramente se chequearán las condiciones descritas en el numeral 5.3.

$$\begin{aligned}
 H_d &= H_e = 0.597 \text{ m.} \\
 H &= 0.80 \text{ m.} \\
 \therefore 0.597 &= 0.80/2 \\
 \therefore r &= H + H_d \\
 r &= 0.597 + 0.800 \\
 r &= 1.397
 \end{aligned}$$

Adoptar como radio $r = 1.40$ mts.

7.5 Determinación de la Curva de Calibración.

Para la determinación de la curva de calibración se tomaron variaciones de He/Hd con intervalos de 0.10 determinándose luego el caudal correspondiente a cada altura He.

La siguiente tabulación da los trabajos efectuados:

He/Hd	He	C/Cd	C	CL	$He^{\frac{1}{2}}$	Q
0.10	0.06	0.75	1.635	24.525	0.015	0.368
0.20	0.12	0.81	1.766	26.490	0.041	1.086
0.30	0.18	0.87	1.900	28.500	0.076	2.166
0.40	0.24	0.90	1.962	29.430	0.118	3.473
0.50	0.30	0.932	2.027	30.405	0.165	5.017
0.60	0.36	0.95	2.071	31.065	0.216	6.710
0.70	0.42	0.96	2.106	31.590	0.272	8.592
0.80	0.48	0.97	2.126	31.890	0.334	10.651
0.90	0.54	0.98	2.141	32.115	0.397	12.750
1.00	0.59	1.00	2.180	32.700	0.459	15.000

En el anexo 16 se muestra la curva de calibración de la presa.

7.6 Determinación de las Características del Resalto.

Cálculo de la Profundidad Normal del Río.

Datos:

$$Q = 15.00 \text{ mts}^3/\text{seg.}$$

$$n = 0.045$$

$$S = 0.030$$

$$Q = A \cdot (1/n) \cdot R^{2/3} \cdot S^{1/2}$$

$$\text{Despejando el valor de } \frac{Q \times n}{S^{1/2}} = \frac{15.0 \times 0.045}{0.173}$$

Suponiendo el río como un caudal rectangular cu
ya base es de 15.00 mts. :

$$3.90 = \frac{A^{5/3}}{p^{2/3}}$$

$$3.90 = (15 \text{ dn})^{5/3} / (15 + 2\text{dn})^{2/3}$$

Solución por tanteos:

$$\text{dn} = 0.45 \text{ mts.}$$

**Cálculo de la Profundidad del Disipador de Ener
gía.**

Empleando la fórmula descrita en la página .

$$q^2 = 2 g \varnothing (H + H_d - d_1) d_1^2$$

Para el uso de esta fórmula, el valor desconoci-
do es el de d_1 y siendo esta ecuación una ecuación cúbica se resolverá por tanteos:

$$\frac{15^2}{15} = 2 \times 9.8 \times 0.92 (0.80 + 0.597 - d) d^2$$

Solución por tanteos:

$$d_1 = 0.20 \text{ mts.}$$

Conocido el valor de d_1 es fácilmente determina-
ble el valor de la velocidad:

$$V = Q/A$$

$$V = 15/0.2 \times 15.0$$

$$V = 5.0 \text{ mts. / seg.}$$

Es necesario ahora conocer el valor del número de Froude:

$$F_1 = V_1 / (gd_1)^{\frac{1}{2}}$$

Sustituyendo valores y resolviendo da:

$$F_1 = 3.52$$

Para determinar el valor de las alturas conjugadas d_2 :

$$d_2 = 0.5 \times d_1 (1 + 8 F_1^2 - 1)$$

Resolviendo da:

$$d_2 = 0.92 \text{ mts.}$$

Para que después de formado el resalto el nivel del agua en el río aguas abajo fuesen iguales el valor del colchón p debería ser:

$$p = d_2 - d_n$$

En la práctica, con el objeto de asegurar la estabilidad y regularidad del fenómeno conviene aumentar esta profundidad a:

$$p = 1.15 (d_2 - d_n)$$

Conociendo ya el valor de la profundidad normal del río d_n y la conjugada d_2 :

$$p = 1.15 (0.92 - 0.45) = 0.47 \text{ mts.}$$

Al aumentar la altura de caída del agua, aumentará la velocidad en el pie del cimacio disminuyendo el tirante y aumentando por ende el número de Froude:

$$q^2 = 2 \times 9.8 \times 0.92 (0.80 + 0.597 + 0.54 - d_1) d_1^2$$

Resolviendo la ecuación:

$$d_1 = 0.18 \text{ mts.}$$

El valor de la nueva velocidad será entonces:

$$V_1 = 5.52 \text{ mts./seg.}$$

El nuevo número de Froude será:

$$F_1 = 4.15$$

El nuevo valor del colchón será:

$$p = 0.53 \text{ mts.}$$

Ya no se chequeará otra vez por considerar que la variación que pudiese existir es muy pequeña.

7.7 Cálculo del Disipador de Energía.

Para escoger el tipo de disipador de energía mas adecuado, es necesario considerar el comportamiento que existirá en el pie del cimacio con gastos diferentes al del diseño.

Es de hacer notar, que debido a que el disipador cambiará ciertas características del resalto, en los

cálculos siguientes ya no se considerará el colchón.

Tabulando para cada gasto estudiado anteriormente el valor del conjugado menor y el número de Froude, se obtiene la tabla siguiente en base a la cual se puede tomar idea del tipo de dissipador más adecuado.

Q	He/Hd	Hd	Ht	d ₁	V ₁	F ₁
1.186	1.50	0.12	0.92	0.017	4.25	10.40
3.474	1.52	0.24	1.04	0.053	4.36	6.08
6.710	1.83	0.36	1.16	0.100	4.48	4.52
10.651	2.20	0.48	1.28	0.170	4.26	4.16
15.000	2.60	0.59	1.39	0.200	5.00	3.57

De los resultados obtenidos en la tabla anterior, se muestra una variación bastante grande en lo que respecta al número de Froude, lo cual no daría en un principio una idea del tipo de dissipador a escoger; pero por razones prácticas se deben escoger las representaciones del número de Froude de los gastos mayores.

En consecuencia, el tipo de dissipador más adecuado es el Dissipador Tipo I.

Para obtener las dimensiones del dissipador se hará uso de los datos proporcionados para su dimensionamiento en el anexo 11.

La longitud del dissipador será:

De gráficos:

$$\text{Con } F_1 = 3.57 \quad L/d_2 = 5.62$$

Para determinar el valor del conjugado mayor d_2

se utilizará el gráfico mostrado en el anexo 9 el cual proporcionará el valor de d_2 igual a:

$$d_2 = 0.76$$

Aplicando este valor a la ecuación de la longitud:

$$L = 5.62 \times d_2$$

La experiencia ha demostrado que cuando se diseña un dissipador de energía, se recomienda incrementar en un 10% el valor del conjugado mayor d_2 .

$$L = 5.62 \times 0.83$$

$$L = 4.65 \text{ m.}$$

La altura de los dados colocados en el pie del cimacio es:

$$h = 2 d_1$$

$$h = 2 \times 0.20$$

$$h = 0.40 \text{ m.}$$

El ancho de dichos dados es:

$$a = d_1$$

$$a = 0.20 \text{ m.}$$

La separación entre dados será:

$$l = 2 d_1$$

$$l = 2 \times 0.20$$

$$l = 0.40 \text{ m.}$$

La altura del umbral terminal es:

$$h = 1.25 d_1$$

$$h = 1.25 \times 0.20$$

$$h = 0.25 \text{ m.}$$

El resto de detalles es solo concerniente a construcción razón por la cual se detallan en los planos.

En el anexo 15 se muestra la sección transversal de la presa con todos los detalles concernientes a ella.

7.8 Cálculo del Canal de Limpieza.

Estimando un 30% del caudal de diseño:

$$Q = 0.3 \times 15.0$$

$$Q = 4.50 \text{ mts}^3 / \text{seg.}$$

En la curva de calibración de la presa, nos da para un caudal de $4.5 \text{ mts}^3 / \text{seg.}$ una altura de agua sobre la cresta de 0.284 m.

La profundidad normal del río para el caudal de $4.5 \text{ m}^3 / \text{seg.}$ es

$$d_n = 0.10 \text{ mts.}$$

Este orificio será diseñado como parcialmente ahogado para lo cual se hará uso de la siguiente fórmula:

$$Q = 1.78L \left((h_1 - h_2)^{3/2} - h_3^{3/2} \right) + 0.60Lh_2 \sqrt{2g(h_1 - h_2)}$$

Para nuestro caso los valores fijos son:

$$h_1 = 0.80 \text{ mts.}$$

$$h_2 = 0.10 \text{ mts.}$$

$$Q = 4.50 \text{ mts}^3/\text{seg.}$$

Sustituyendo estos valores en la ecuación:

$$4.50 = 1.78L (0.80 - 0.10)^{3/2} - h_3^{3/2} + 0.64 \times 0.10 \times L \quad 19.6(0.80 - 0.10)$$

$$2.52 = L (0.586 - h_3^{3/2}) + 0.06 L \quad (3.7)$$

$$2.52 = L (0.586 - h_3^{3/2}) + 0.230 L$$

Asumiendo una altura de compuerta $h = 0.60 \text{ mts.}$
da para h_3 un valor de:

$$h_3 = 0.80 - 0.60 = 0.20 \text{ mts.}$$

Sustituyendo este valor en la ecuación:

$$2.52 = L (0.586 - 0.090) + 0.23 L$$

$$2.52 = 0.496 L + 0.23 L = 0.728 L$$

$$2.52 = 0.728 L$$

$$L = 3.50 \text{ mts.}$$

Adoptar sección de $0.60 \times 3.50 \text{ mts.}$

7.9 Cálculo de la Toma y Regulador de Entrada.

En lo que a hidráulica compete el diseño de la toma de agua es bastante sencillo, ya que solo consiste en diseñar un orificio a una profundidad h .

Para calcular las dimensiones que deberá tener el orificio para permitir el paso del caudal para riego, se hace uso de la fórmula siguiente:

$$Q = \frac{2}{3} \cdot C \cdot B_o (2 \cdot g)^{\frac{1}{2}} (h_2^{1.5} - h_1^{1.5})$$

Sustituyendo valores, esta fórmula puede ser expresada por:

$$Q = 1.78 B_o (h_2^{1.5} - h_1^{1.5})$$

Debe evitarse, que el orificio quede ahogado aguas abajo, (en beneficio de la precisión del cálculo) dando a la solera del canal de derivación cierta longitud en régimen supercrítico para que el resalto libere enteramente el orificio.

Los datos con que se cuentan son los siguientes:

Cota cresta del vertedor	=	995.60
Cota parte sup. de la compuerta	=	995.45
Caudal a derivar	=	0.045 m ³ /seg.

Para determinar la altura h_1 del agua sobre la parte superior del orificio:

$$h_1 = 995.60 - 995.45$$

$$h_1 = 0.15 \text{ m.}$$

Adoptando un valor B_o de 0.25 m. y sustituyendo valores en la ecuación:

$$0.045 = 1.78 \times 0.25 (h_2^{1.5} - 0.15^{1.5})$$

$$0.101 = h_2^{1.5} - 0.058$$

$$h_2 = 0.296 \text{ m.}$$

La altura del orificio será:

$$h = h_2 - h_1$$

$$h = 0.296 - 0.150$$

$$h = 0.146 \text{ m.}$$

Adoptar sección de = 0.15 x 0.25 m.

Es de interés conocer el caudal que pasará por el orificio cuando por la presa está pasando el caudal de diseño, ya que ese exceso de agua penetrará al canal de derivación y por lo tanto deberá diseñarse para que circule por el sin dañar las estructuras.

Para esas condiciones:

$$\text{Cota del agua máxima} = 996.20$$

$$\text{Cota parte sup. compuerta} = 995.45$$

$$\text{Cota parte inf. compuerta} = 995.30$$

$$h_1 = 996.20 - 995.45 = 0.75 \text{ m.}$$

$$h_2 = 996.20 - 995.30 = 0.90 \text{ m.}$$

$$Q = 1.78 B_0 (h_2^{1.5} - h_1^{1.5})$$

$$Q = 1.78 \times 0.25 (0.90^{1.5} - 0.75^{1.5})$$

$$Q = 0.0907$$

$$\text{Adoptar } Q = 0.091 \text{ mts}^3/\text{seg.}$$

El caudal de exceso será:

$$Q_e = 0.091 - 0.045$$

$$Q_e = 0.046 \text{ mts}^3/\text{seg.}$$

7.10 Cálculo del Canal de Derivación:

Los datos para el cálculo del canal de derivación son los siguientes:

$$Q = 0.045 \text{ mts}^3/\text{seg.}$$

$$n = 0.014$$

$$S = 0.09$$

Es de interés conocer que debido a que no debe ahogarse el orificio el comportamiento hidráulico del agua debe ser Supercrítico durante cierta longitud de dicho canal.

Para lograr este régimen es conveniente dar a la solera aguas abajo una pendiente 0.09 con una longitud 1 5h.

La fórmula a usar para calcular las dimensiones del canal es la siguiente:

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

Sustituyendo valores:

$$\frac{Q \times n}{S} = \frac{0.045 \times 0.014}{0.300}$$

$$0.0021 = \frac{A^{5/3}}{P^{2/3}}$$

Adoptando canal rectangular de 0.40 m. de base:

$$0.0021 = \frac{(0.40 + d)^{5/3}}{(0.40 + 2d)^{2/3}}$$

Resolviendo esta ecuación da para el tirante d:

$$d = 0.044 \text{ mts.}$$

Chequeando el régimen del canal:

$$A = 0.40 \times 0.044$$

$$A = 0.0176 \text{ mts}^2.$$

El valor de la velocidad será:

$$V = 0.045 / 0.0176$$

$$V = 2.55 \text{ mts./seg.}$$

El número de Froude es:

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

$$F = 2.55 / 0.62$$

$$F = 4.12 > 1 \text{ (Régimen Supercrítico)}$$

El comportamiento hidráulico cuando estén pasando 0.091 mts³/seg. será:

$$Q = 0.091 \text{ mts}^3/\text{seg.}$$

$$n = 0.014$$

$$S = 0.09$$

$$\frac{Q \times n}{S^{1/2}} = \frac{0.091 \times 0.014}{0.300} = 0.00425$$

$$0.0045 = \frac{A^{5/3}}{p^{2/3}}$$

Como el canal es rectangular con Bo de 0.40m.:

$$0.045 = \frac{(0.40 d)^{5/3}}{(0.40 + 2d)^{2/3}}$$

Resolviendo esta ecuación da para el tirante d:

$$d = 0.082 \text{ mts.}$$

Chequeando el régimen del caudal:

$$A = 0.40 \times 0.082$$

$$A = 0.0326 \text{ mts.}^2$$

El valor de la velocidad será:

$$V = 0.091/0.0326$$

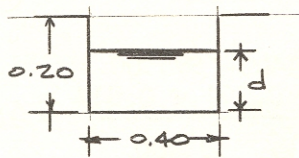
$$V = 2.96 \text{ mts/seg.}$$

El número de Froude es:

$$F = 2.96/0.896$$

$$F = 3.30 > 1 \text{ (Régimen Supercrítico)}$$

La sección del canal será la siguiente:



7.11 Cálculo del Desarenador.

Como se explicó anteriormente, el desarenador es una estructura que se construye con el propósito de retener el material sólido que penetró en el canal; este propósito es logrado por medio de la sedimentación.

Los datos de la partícula a sedimentar serán los siguientes:

Diámetro	= 0.5 mm.
Dens. agua	= 1.0 gm./cm ³
Q	= 0.045 mts ³ /seg

Se adoptará la sección de entrada, igual a la sección del canal de derivación calculada anteriormente:

La cota de la rasante del canal de derivación en la estación 0 + 010 que es donde empieza el desarenador es: 995.25 y la cota de la línea de agua en esa estación es:

$$995.25 + 0.20 = 995.45$$

Adoptando un colchón de 0.25 mts., la cota del desarenador será:

$$995.25 - 0.25 = 995.00$$

Entonces la altura del agua en el desarenador en la estación 0 + 010 es:

$$h = 995.45 - 995.00$$

$$h = 0.45 \text{ mts.}$$

Adoptando una velocidad horizontal V_h en la es

estructura igual a 0.15 mts./seg., el ancho del depósito será:

$$b = Q/h.Vh$$

$$b = 0.045/(0.45 \times 0.15)$$

$$b = 0.668$$

Adoptar $b = 0.75$ mts.

Para calcular la longitud del desarenador, se debe deducir primeramente el valor de la velocidad vertical de descenso de las partículas; para esto puede hacerse uso de las curvas dadas en el Manual de Hidráulica General de Armando Lencastre.

Haciendo uso de las gráficas:

$$V_v = 0.05 \text{ mts./seg.}$$

La longitud del desarenador será:

$$L = \frac{h \times V_h}{V_v}$$

$$L = 1.35 \text{ mts.}$$

Adoptar $L = 1.50$ mts.

La forma que se adoptará para el desarenador será rectangular, siendo esta la más económica de todas. Es necesario ahora calcular la salida por la cual todo el material sedimentado se evacuará, siendo necesario entonces que el tanque una pendiente fuerte en el fondo, lo cual provocará una fuerte velocidad de arrastre de las partículas.

Adoptando una pendiente del 5%:

Cota del fondo en la estación 0 + 011.5:

$$995.00 - 0.05 \times 1.50 = 994.92$$

Cota del nivel del agua en dicha estación: 995.45

Entonces la altura del agua h en la estación 0 + 011.5 será:

$$h = 995.45 - 994.92$$

$$h = 0.53 \text{ mts.}$$

Para el cálculo de las dimensiones del orificio de salida se usará la fórmula:

$$Q = 1.78 \times B_o (h_2^{1.5} - h_1^{1.5})$$

Si el valor de h_2 es de 0.53 mts., adoptando para B_o el valor de 0.15 mts. y sustituyendo estos valores en la ecuación dará:

$$0.045 = 0.267 (0.486 - h_1^{1.5})$$

$$h_1 = 0.465 \text{ mts.}$$

La altura del orificio será:

$$h = h_2 - h_1$$

$$h = 0.530 - 0.465$$

$$h = 0.065$$

Adoptar sección de 0.07 x 0.15 mts.

Para el cálculo del canal de limpieza del desarenador, es conveniente diseñarlo con una pendiente fuer-

te la cual originará fuertes velocidades para poder trans
portar todos los sedimentos.

Adoptando una pendiente primero de 0.09 para e
uitar el ahogamiento del orificio los datos serán:

$$\begin{aligned} Q &= 0.045 \text{ mts}^3./\text{seg.} \\ n &= 0.014 \\ S &= 0.09 \end{aligned}$$

Para el cálculo de las dimensiones se hará uso de la fórmula dad por Manning; resolviendo esta ecuación dará una sección igual a la del canal de deriva-
ción:

Es necesario considerar el cálculo del vertedor de excesos, para eliminar el caudal Q_e que puede con-
ducir el canal de derivación.

Este vertedor de excesos, estará ubicado en la pa-
red que da al canal de limpieza del desarenador en don-
caerá el agua para poder ser evacuada.

Aplicando la fórmula para vertedores rectangulares con caída libre:

$$Q = 1.85 \times L \times h^{1.5}$$

Adoptando para L el valor de 0.50 m. :

$$0.046 = 1.85 \times 0.50 \times h^{1.5}$$

$$h = 0.135$$

Adoptar $h = 0.15$ mts.

La sección del vertedor será = 0.15×0.50 mts.

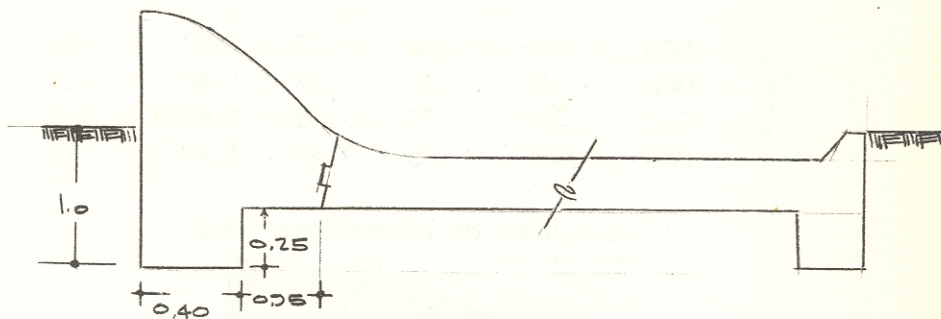
7.12 Cálculo de la Subpresión

Según Bligh la pérdida de carga sufrida por el agua al filtrarse, es proporcional al recorrido de filtración resultando un diagrama lineal de los esfuerzos de subpresión.

Haciendo uso de la fórmula dad por Bligh:

$$S_p = w.c \left(h + h^8 - \frac{h}{L} X \right)$$

El perfil longitudinal de la presa es el siguiente:



- | | |
|----------------------------|---|
| (h) Carga hidrostática | = 1.397 mts. |
| (L) Longitud del recorrido | = $1.0 + 0.40 + 0.25 +$
$+ 0.95 = 2.60$ mts. |

Sustituyendo estos valores en la ecuación:

$$S_p = 1000 \times c \left(1.397 + h' - \frac{1.397}{2.600} X \right)$$

$$S_p = 1000 \times c \left(1.397 + h' - 0.53 X \right)$$

Para el coeficiente c se da la tabla siguiente a manera de orientación:

Concreto sobre roca sana	$c = 0.25$
Concreto sobre roca de mediana calidad.	$c = 0.50$
Concreto sobre material permeable	$c = 1.00$

Finalmente para la fórmula de la subpresión quedará:

$$S_p = 1000 \left(1.397 + h' - 0.53 X \right)$$

Punto Considerado

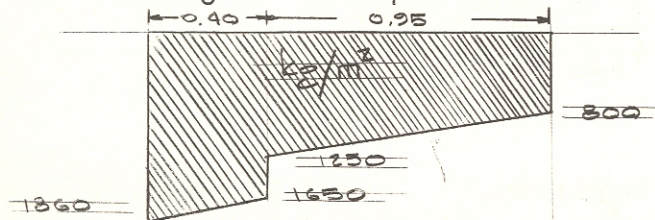
$$B = 1000 \left(1.397 + 1.00 - 0.53 \times 1.00 \right) = 1860$$

$$C = 1000 \left(1.397 + 1.00 - 0.53 \times 1.40 \right) = 1650$$

$$D = 1000 \left(1.397 + 0.75 - 0.53 \times 1.65 \right) = 1275$$

$$E = 1000 \left(1.397 + 0.75 - 0.53 \times 2.60 \right) = 800$$

El diagrama de subpresiones será:



El área del diagrama de subpresiones dará el valor de la subpresión.

$$S_p = 1686 \text{ Kgs.}$$

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

1. En el diseño hidráulico de obras de bocatoma, la estimación que se haga del valor de la Avenida Máxima desempeña un papel importante.

La selección final de su valor numérico, no deberá hacerla el diseñador hasta no haber agotado todos los medios para lograr un valor lo suficientemente exacto dentro de los límites de sus posibilidades.

2. Uno de los problemas que se presentan en el diseño de la presa es el fenómeno de cavitación; este se logra evitar usando un perfil adecuado en el cimacio.

Los perfiles Creager y U.S.B.R. han demostrado magníficos resultados para el control de este fenómeno, por lo cual se recomienda el uso de ellos.

3. La elección final del tipo de disipador más adecuado a los requerimientos de un proyecto en particular, deberá estar basado tanto en su funcionalidad como en su economía pues no en todos los casos, la estructura de menor costo es la más funcional.

4. Los muros laterales del disipador de energía debe

rán ser verticales, ya que aunque son de mayor costo, su funcionamiento hidráulico es mas completo y estable que el que se produciría en disipador trapezoidal.

5. Cuando se diseñe el canal de limpieza, este debe ser colocado del lado de las compuertas de toma con el objeto de eliminar la probable entrada a los mismos de los sedimentos depositados y una posible obstrucción en dichas compuertas con lo que se lograría un menor costo de mantenimiento.
6. Cuando la fuerza de la subpresión sea de tal magnitud, que produzca un momento de volteo demasiado grande, es conveniente impermeabilizar el lecho del río aguas arriba de la presa con el objeto de aumentar la longitud de recorrido del agua disminuyendo así, el valor de la subpresión.
7. Debe tenerse especial cuidado, en el acabado de la superficie del cimacio, para evitar las erosiones que podrían producirse al circular el agua a velocidades excesivas.

Luis Octavio Ordóñez F.

Vo. Bo.

Ing. William Farrington
Asesor

Ing. Jorge Edmenger
Jefe del Departamento
de Hidráulica

IMPRIMASE

Ing. Amando Vides T.
Decano

BIBLIOGRAFIA

1. Hidráulica.
Samuel Trueba Coronel; Norgis Editores, S.A.
México, D.F.
2. Manual de Hidráulica General.
Armando Lencastre. Editorial Dossat, S.A.
Madrid, España.
3. Saltos de Agua y Presas de Embalse.
Jose Luis Gómez Navarro y José Juan Aracil Segura.
Tipografía Artística, Madrid, España.
4. Manual de Hidráulica.
José H. Ferrero, Editorial Alhambra, S.A.
Madrid, España.
5. Open-Channel Hydraulics.
Ven Te Chow, International Student Edition,
McGraw-Hill Book Company, Inc.
Tokio, Japón.
6. Diseño de Presas Pequeñas.
U.S. Department of the Interior.
Compañía Editorial Continental, S.A.
México, D.F.
7. Ingeniería Hidráulica en México.
Revista. Publicación Trimestral de la Secretaría
de Recursos Hidráulicos de México.
8. Principios de Hidráulica aplicados a obras de Arte
comunes en Sistemas de Irrigación de Guatemala

mala.

Jorge Lucio Yon Chang.

9. Documentación Existente.
En la División de Recursos Hidráulicos. Dirección
General de Recursos Generales Renovables. Mi-
nisterio de Agricultura, C.A.

CURVA N° 1
 $\Delta = 61^{\circ} 30'$
 $R = 25'$
 $E = 7.678$
 $Stg = 4.568$
 $Lc = 8.2312$
 $Pc = 0+000.85$
 $Pt = 0+008.887$

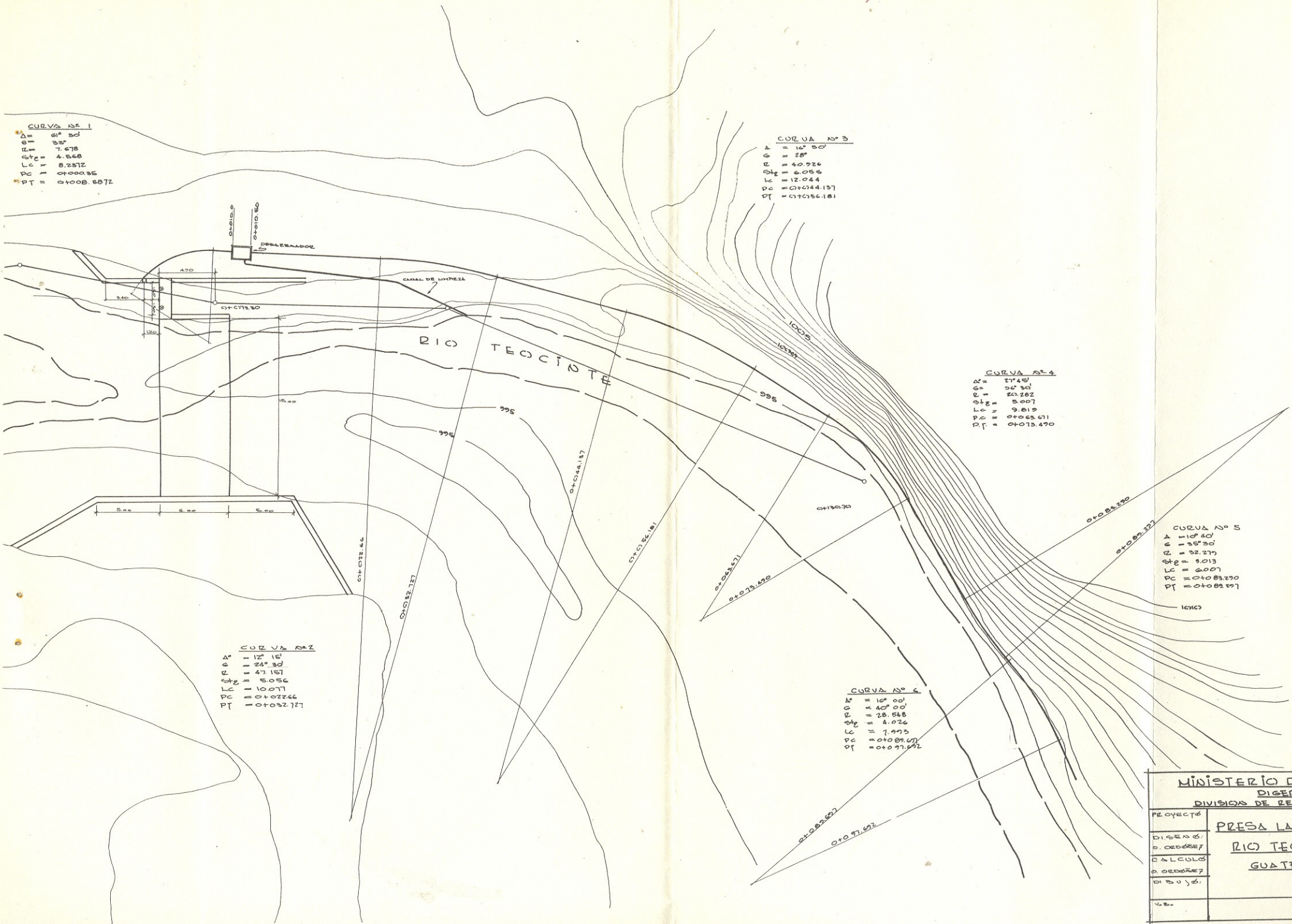
CURVA N° 3
 $\Delta = 10^{\circ} 50'$
 $R = 18'$
 $E = 4.0526$
 $Stg = 6.056$
 $Lc = 12.044$
 $Pc = 0+044.137$
 $Pt = 0+056.181$

CURVA N° 4
 $\Delta = 27^{\circ} 45'$
 $R = 32.30$
 $E = 20.282$
 $Stg = 5.007$
 $Lc = 9.819$
 $Pc = 0+023.671$
 $Pt = 0+013.470$

CURVA N° 5
 $\Delta = 10^{\circ} 40'$
 $R = 25^{\circ} 30'$
 $E = 32.279$
 $Stg = 3.013$
 $Lc = 6.007$
 $Pc = 0+083.270$
 $Pt = 0+083.297$

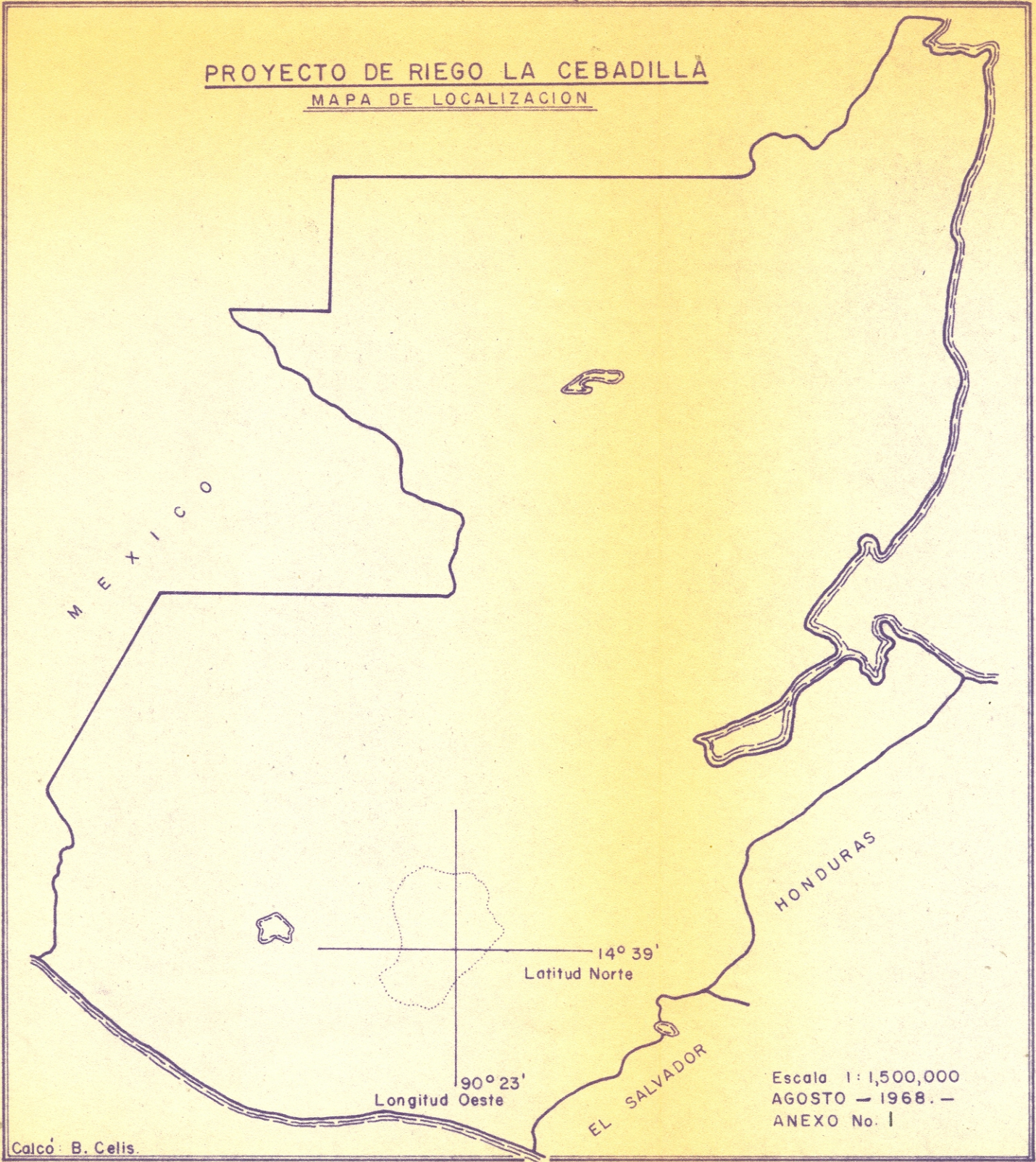
CURVA N° 2
 $\Delta = 12^{\circ} 15'$
 $R = 24^{\circ} 30'$
 $E = 47.157$
 $Stg = 5.056$
 $Lc = 10.077$
 $Pc = 0+022.66$
 $Pt = 0+032.127$

CURVA N° 6
 $\Delta = 10^{\circ} 00'$
 $R = 40^{\circ} 00'$
 $E = 28.548$
 $Stg = 4.026$
 $Lc = 7.973$
 $Pc = 0+089.67$
 $Pt = 0+077.692$



MINISTERIO DE	
DIGEREN	
DIVISION DE RECON	
PROYECTO	PRESA LA CI
DISEÑOS:	RIO TEOC
CALCULOS:	GUATEM
DIBUJO:	
V.E.:	

PROYECTO DE RIEGO LA CEBADILLA
MAPA DE LOCALIZACION



Calcó: B. Celis.

ANEXO 2

El cuadro siguiente resume los datos de precipitación y los días de lluvia en la estación de Palencia que se encuentran a 3.5 Kms, aproximadamente de distancia del presente proyecto.

Tabla N° 1

Meses	Precipitación (en mm.)	Días de Lluvia
Enero	0.0	0
Febrero	0.0	0
Marzo	0.0	0
Abril	11.5	1
Mayo	152.5	10
Junio	161.5	12
Julio	242.8	11
Agosto	121.0	12
Septiembre	335.0	17
Octubre	226.0	12
Noviembre	30.0	2
Diciembre	0.0	0
Promedio Anual	1280.6	77

ANEXO 3

El cuadro siguiente proporciona los promedios de temperatura por mes.

Meses	Temperatura en °C
Enero	21.1
Febrero	22.7
Marzo	25.1
Abril	25.1
Mayo	25.2
Junio	24.1
Julio	24.6
Agosto	23.7
Septiembre	24.0
Octubre	23.0
Noviembre	23.3
Diciembre	22.1
Promedio Anual	23.7

ANEXO 4

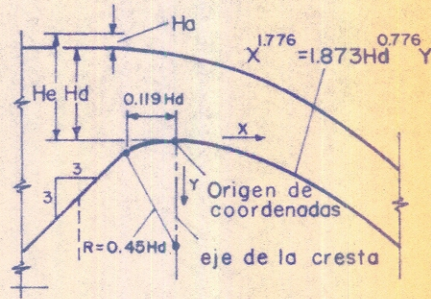
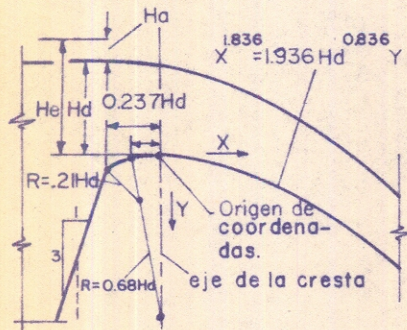
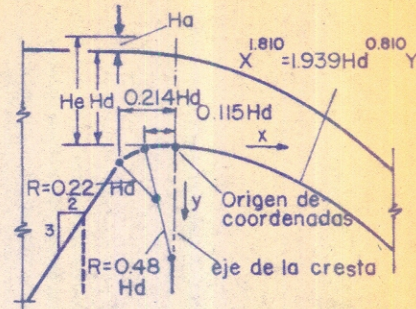
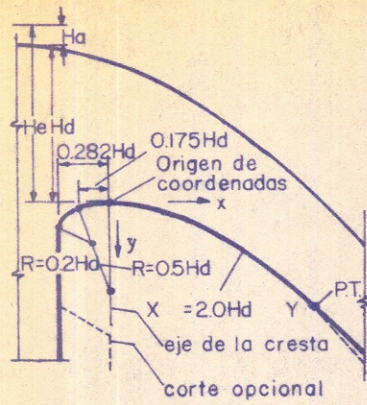
Coordenadas del perfil Creager para Cimacio con carga:
1 metro.

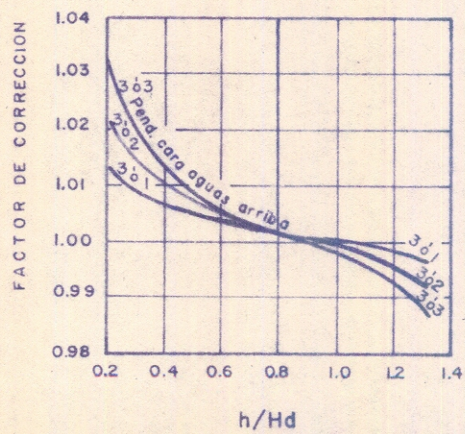
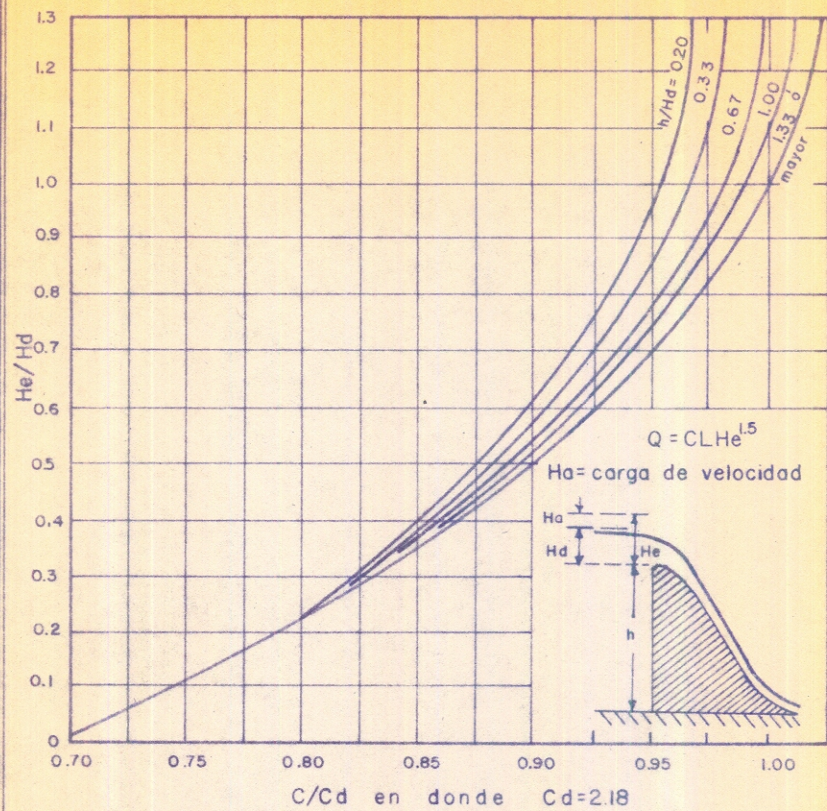
X	Y	
	Pend. cara aguas arriba: Vertical	Pendiente cara aguas arriba: 45°
0.0	0.126	0.043
0.1	0.036	0.010
0.2	0.007	0.000
0.3	0.000	0.005
0.4	0.007	0.023
0.6	0.060	0.090
0.8	0.142	0.189
1.0	0.257	0.321
1.2	0.397	0.480
1.4	0.565	0.665
1.7	0.870	0.992
2.0	1.220	1.377
2.5	1.960	2.140
3.0	2.820	3.060
3.5	3.820	4.080
4.0	4.930	5.240
4.5	6.220	6.580

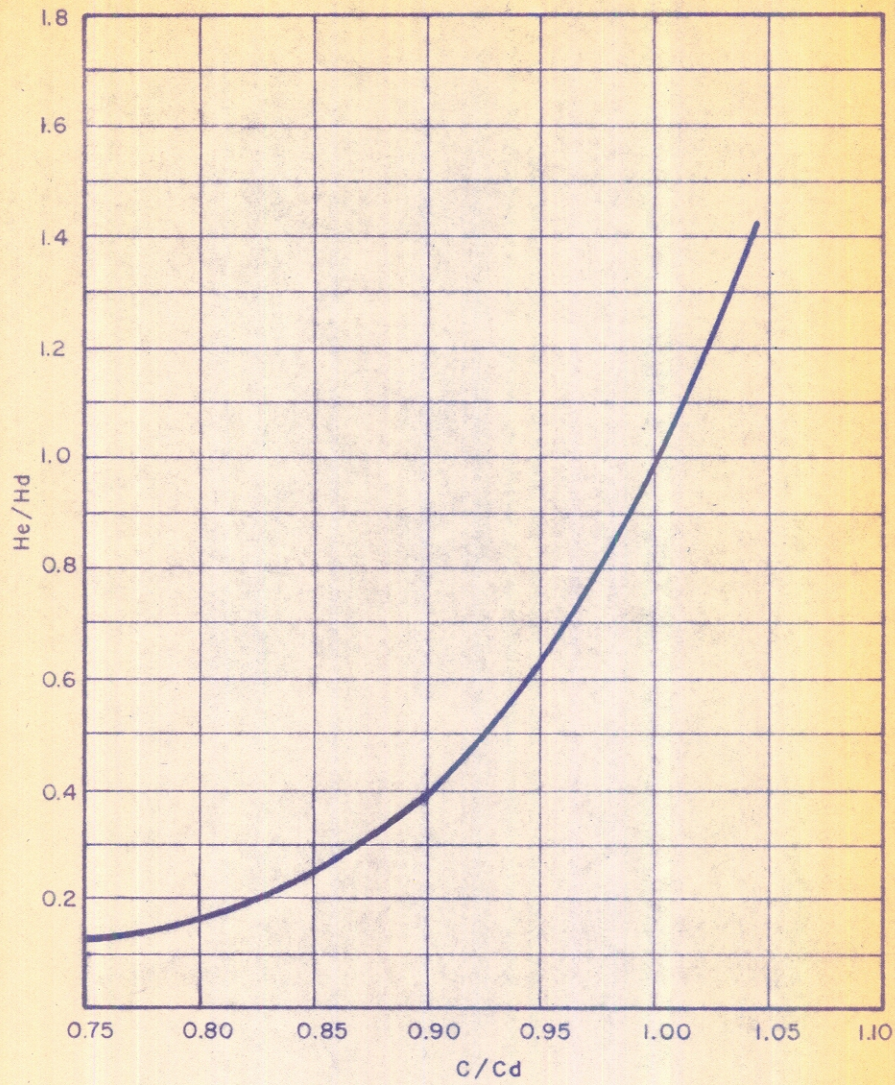
ANEXO 5

Coordenadas del perfil U.S.B.R. para cimacio con carga:
1 metro.

X	Y	
	Pend. cara aguas arriba: Vertical	Pendiente cara aguas arriba: 45°
0.00	- 0.125	- 0.045
0.05	- 0.066	- 0.021
0.10	- 0.033	- 0.008
0.15	- 0.014	0.000
0.20	- 0.004	
0.25	- 0.000	- 0.003
0.30	- 0.000	- 0.009
0.35	- 0.004	- 0.018
0.40	- 0.011	- 0.030
0.45	- 0.021	- 0.045
0.50	- 0.034	- 0.062
0.55	- 0.049	- 0.082
0.60	- 0.066	- 0.104
0.70	- 0.106	- 0.154
0.80	- 0.157	- 0.212
0.90	- 0.216	- 0.278
1.00	- 0.283	- 0.352
1.10	- 0.358	- 0.434
1.20	- 0.441	- 0.524
1.30	- 0.532	- 0.622
1.40	- 0.531	- 0.728
1.50	- 0.738	- 0.842
1.60	- 0.853	- 0.964
1.70	- 0.976	- 1.094
1.80	- 1.107	- 1.232
1.90	- 1.246	- 1.378
2.00	- 1.393	- 1.532

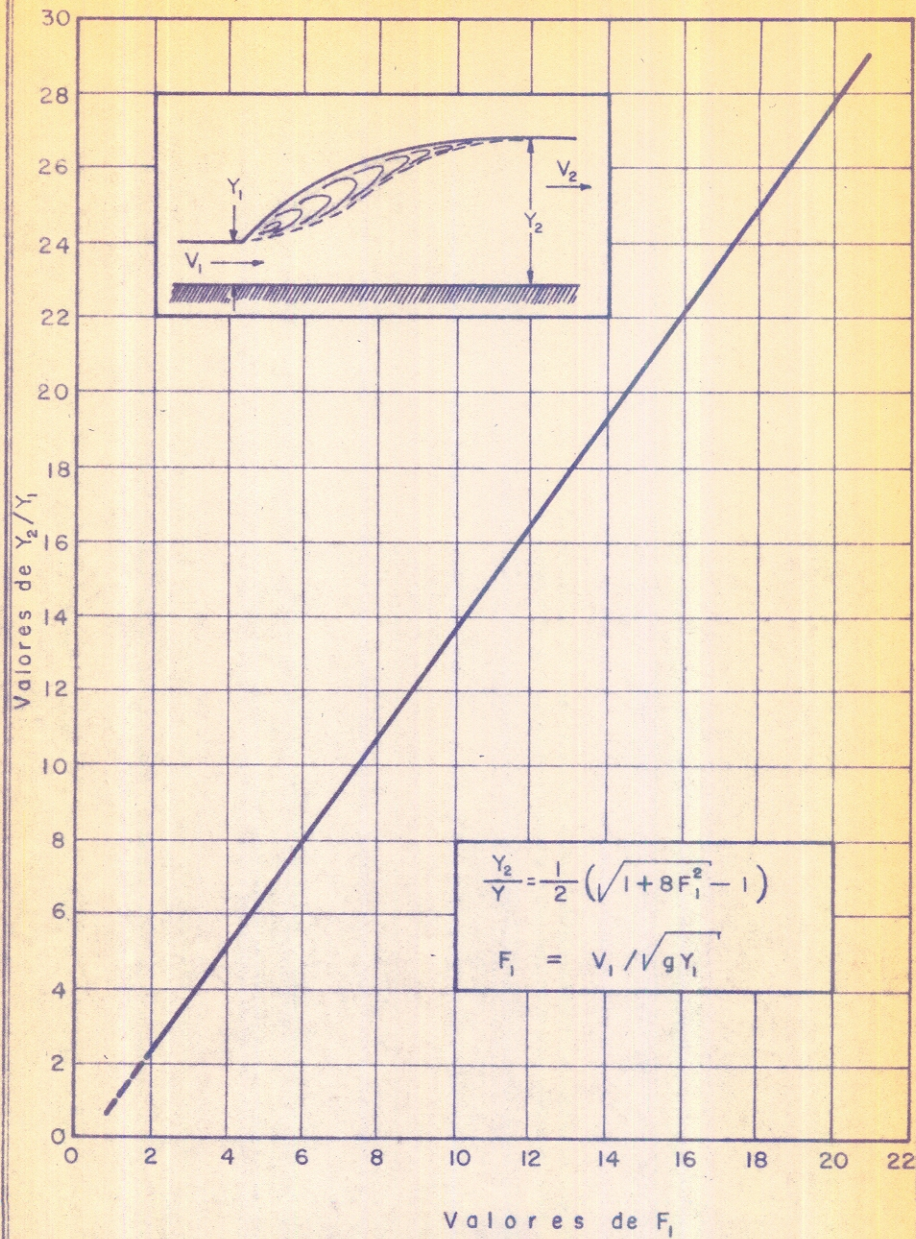


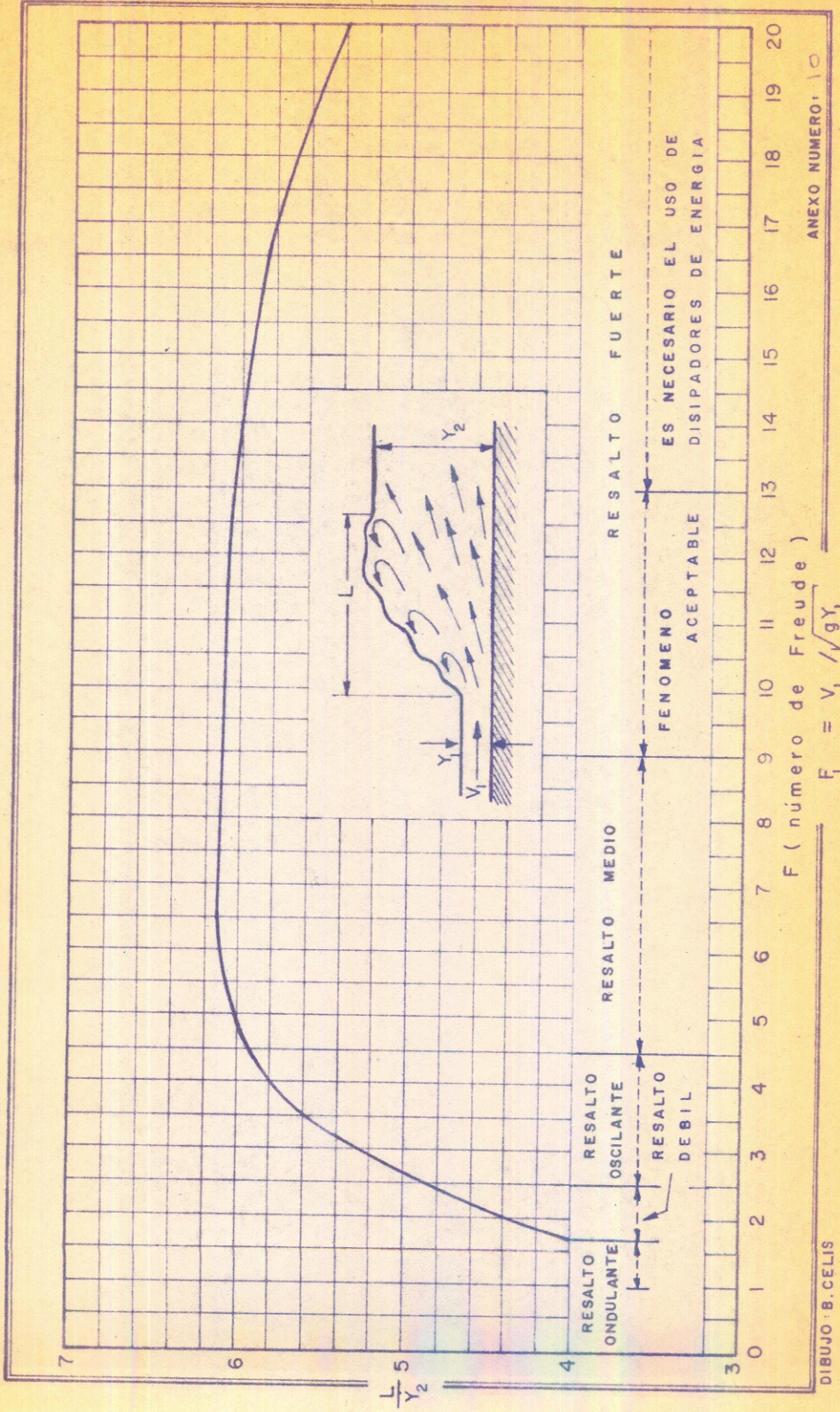




Dibujó: B. Celis

Anexo número: 8



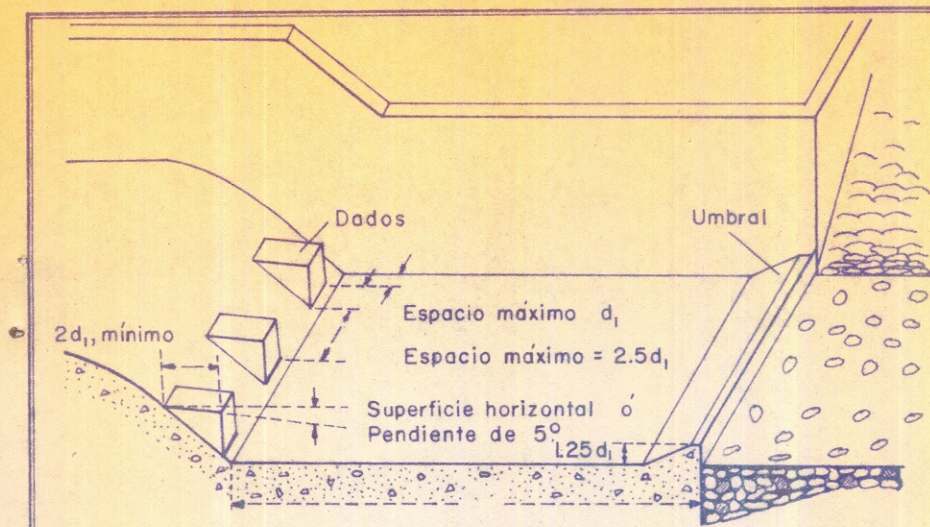


F (número de Freude)

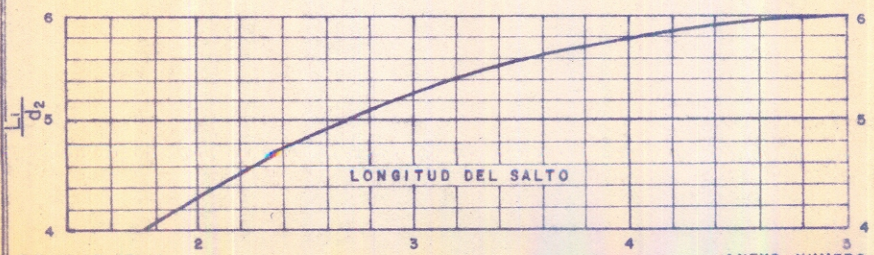
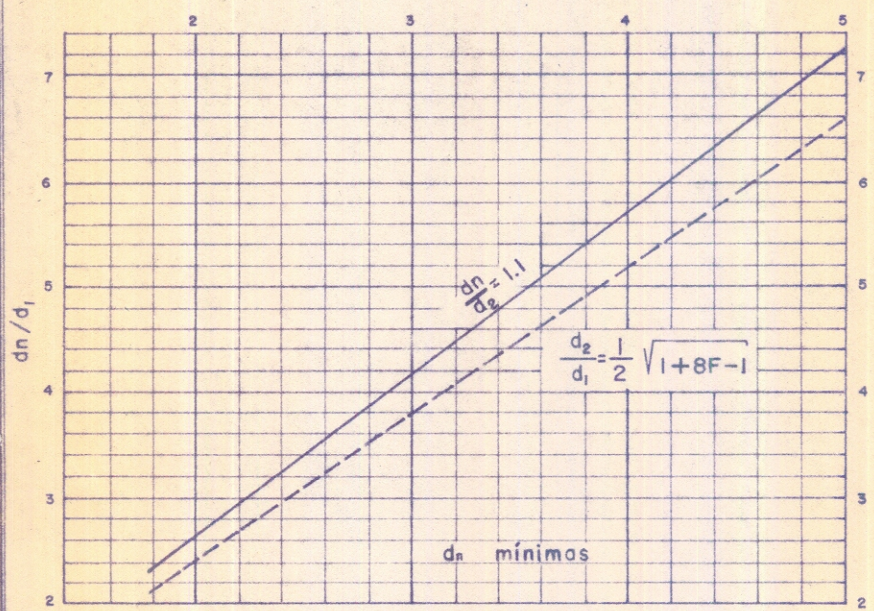
$$F = V_1 / \sqrt{gY_1}$$

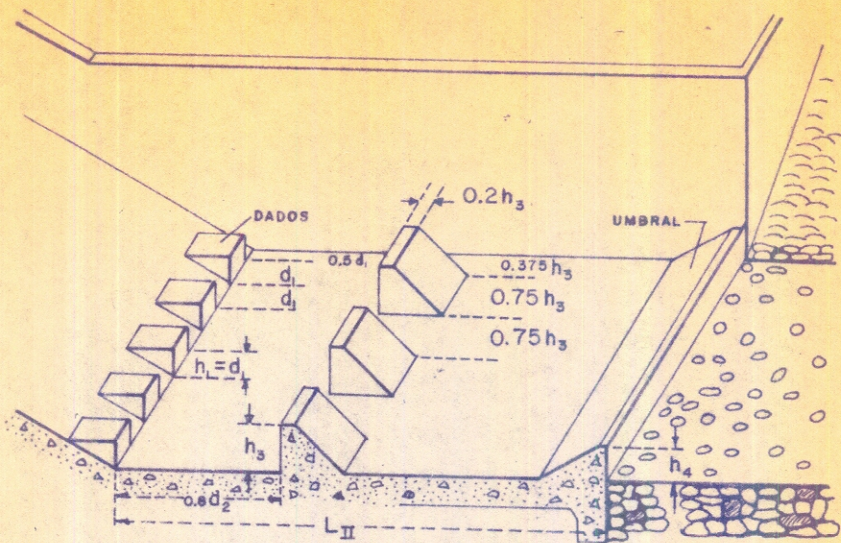
ANEXO NUMERO, 10

DIBUJO : B. CELIS



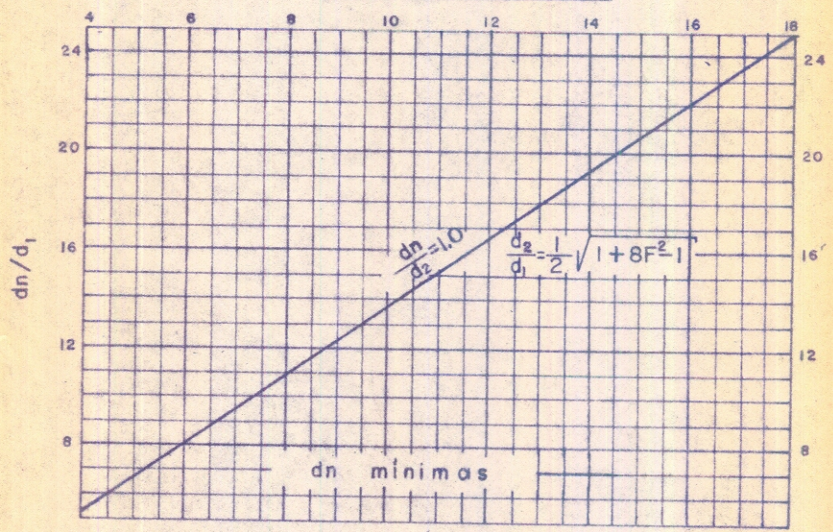
DISIPADOR DE ENERGIA TIPO I



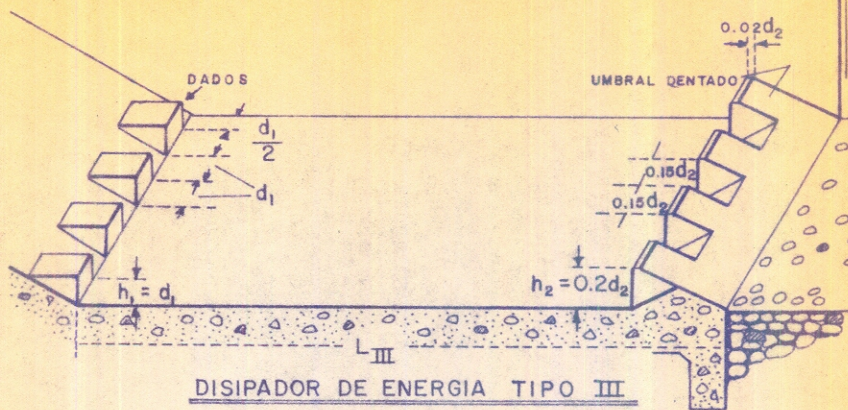


DISIPADOR DE ENERGIA TIPO II

NUMERO DE FROUDE

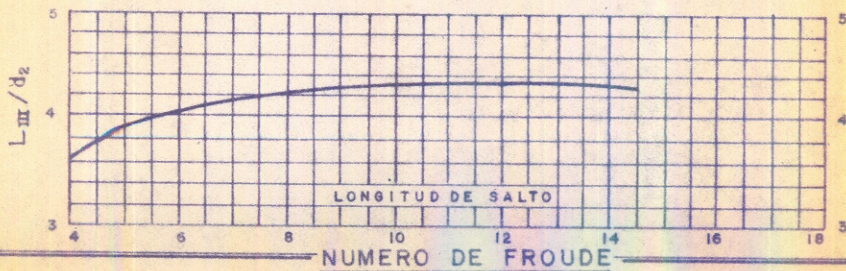
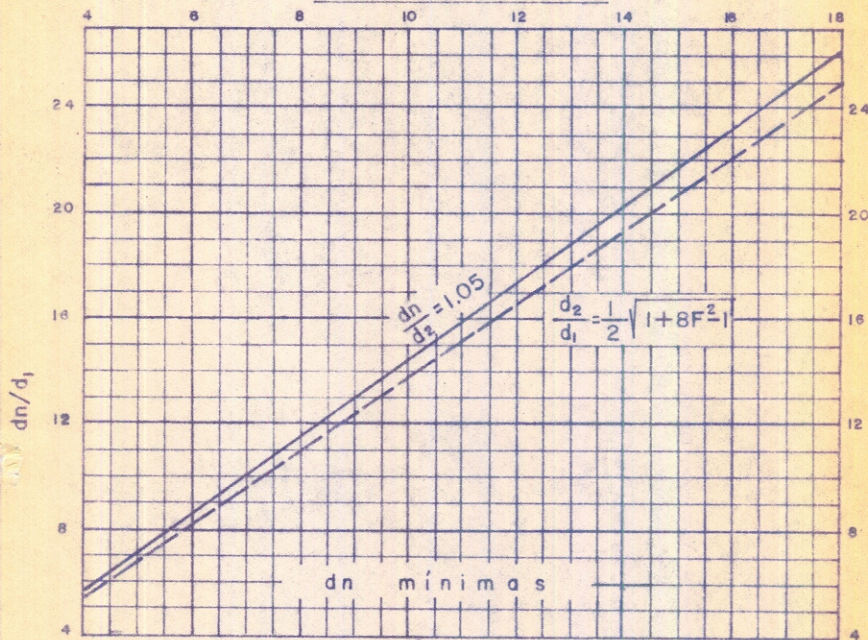


NUMERO DE FROUDE

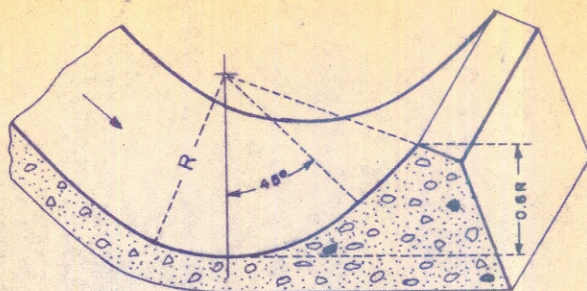


DISIPADOR DE ENERGIA TIPO III

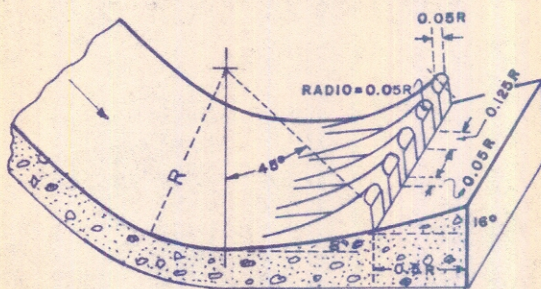
NUMERO DE FROUDE



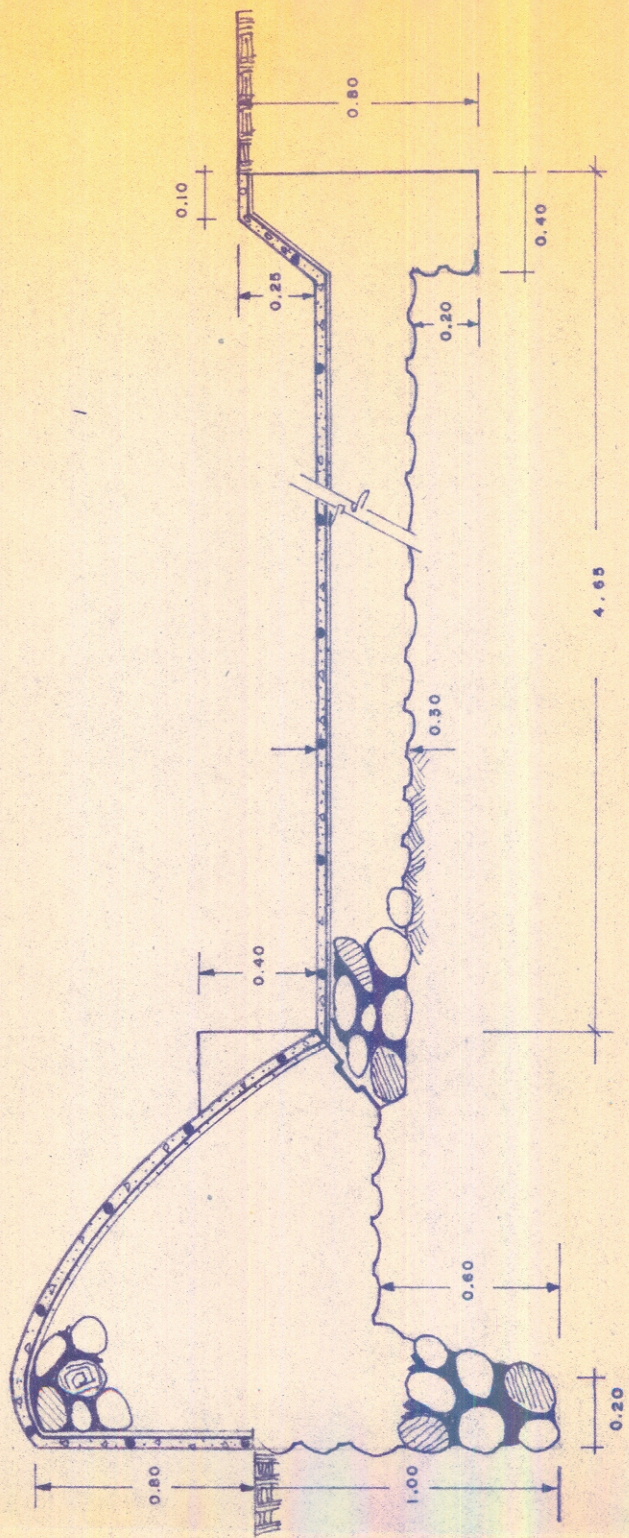
NUMERO DE FROUDE



TRAMPOLIN SUMERGIDO



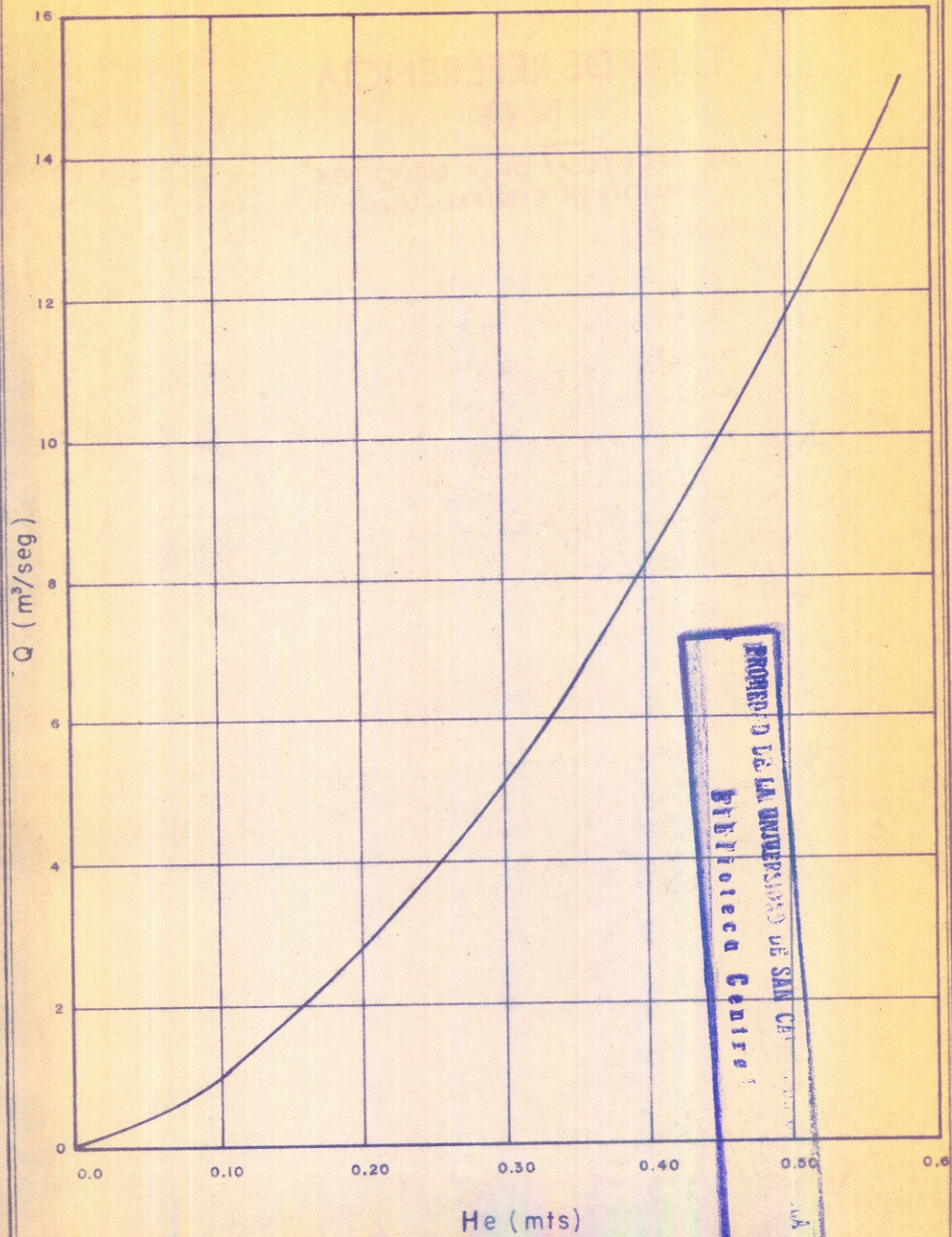
TRAMPOLIN SUMERGIDO—DENTADO



DIBUJO: B. CELIS

ANEXO NUMERO:

CURVA DE CALIBRACION



DIBUJO: B. CELIS

ANEXO NUMERO: