

"TESIS PREVIA A LA OBTENCION DEL  
TITULO DE INGENIERO EN LA ESPE-  
CIALIZACION DE ELECTROTECNIA DE  
LA ESCUELA POLITECNICA NACIONAL"

PROYECTO DE "MONTUPAR"

EDUARDO ABBON VILLARREAL

QUIPO

Enero, 1. 964

# INDICE DE MATERIAS

Pgs.

## **INTRODUCCION.**

Descripción general del Proyecto.....	I
Cuenca de aprovechamiento.....	I
Áreas regables y caudales requeridos.....	II
Justificación del Proyecto.....	III
Vías de comunicación, productos, Mercado.....	IV

## **CAPITULO I**

### **ESTUDIOS PRELIMINARES DEL PROYECTO**

Generalidades .....	1
Aspecto geológico.....	2
El Lugar de la Derivación.....	3
La Caída y las Obras Especiales.....	5

### **ESTUDIOS TOPOGRAFICOS**

Trabajos de Campo.....	6
Trabajos de Oficina.....	7

### **ESTUDIOS HIDROLOGICOS - CAPITULO II**

Hidrología Superficial.....	9
Las Precipitaciones y la Escorrentía.....	9
Hidrometría.....	11
Procedimiento empleado en los Aforos.....	16
Curva de Caudales.....	17
El Hidrograma.....	23
El Caudal de Captación.....	24
El Caudal de Creciente para el Diseño.....	26

## **CAPITULO III**

### **DISEÑO DE LAS OBRAS DE DERIVACION**

Consideraciones preliminares.....	31
Obras de Derivación en el río Cuasmal.....	32
Ubicación de la Toma.....	33

DESARENADOR NATURAL SOBRE EL CAUCE DEL RIO.....	36
Cálculo del Desarenador en estiaje.....	38
Cálculo del desarenador en creciente media.....	42
Limpieza del Desarenador.....	43

TRANSICION DE ENTRADA.....	44
Cálculo del orificio de la pantalla de regulación.....	45
Cálculo de la solera de la transición.....	46

EL VERTEDERO DE RICHOS.....	50
Longitud del vertedero y altura de la lámina.....	50
Coordenadas del perfil de la escarpa.....	50

### **REGULACION DEL CAUDAL DE CRECIENTE**

Procedimiento de cálculo.....	53
Cálculo de la pantalla N°2.....	57
Estudio de las pérdidas de nivel en la Toma.....	60

Distancia entre las pantallas.....	61
DIQUE DE DERIVACION.....	62
Altura del Dique.....	64
Material de la Presa.....	65
Inclinación de los taludes.....	65
Cálculo del orificio de la compuerta de limpieza.....	66
CALCULO DEL CANAL DE DESFOQUE.....	66a
DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS DE BORMIGON ARMADO.....	67
DISEÑO DEL CANAL LATERAL DEL VERTEDERO DE LA PRESA.....	69
Procedimiento de los E.U.A. ....	69
Procedimiento original.....	72
Deducción Analítica.....	76
Forma y dimensiones de la sección.....	76
Cálculo del Perfil del Agua.....	78
Gradiente de Energía y forma de la sección.....	79
Procedimiento del Bureau of Reclamation.....	81
CANAL DE CONEXION ENTRE EL RIO MINAS Y EL GUASMAL.....	86
Cálculo de las secciones tipo.....	87-88
<b>TOMA CAUCASIANA SOBRE EL RIO MINAS.</b>	
Características de las obras de presa convencionales..	
para los rios de montaña.....	90
Elementos de las Tomas Caucasianas.....	90
Ventajas que presenta este diseño.....	91
Características del rio Minas.....	99
Selección del tipo de presa.....	99
<b>CALCULOS HIDRAULICOS</b>	
Diseño de la rejilla de admisión.....	102
Ancho de la galería.....	102
Cálculo de la galería.....	103
Cálculo del perfil del agua y de las	
coordenadas de la galería.....	104
Funcionamiento en crecientes.....	106
Distancia de entre las pantallas.....	106
Nivel de aguas máximas en el canal de conexión.....	112
Consideraciones sobre la subpresión.....	113
SECCIONES TIPO, CANAL PRINCIPAL y CANALES DE SERVICIO.....	117
Procedimiento de cálculo.....	118
Pendiente de la solera.....	118
El revestimiento.....	119
Forma de las secciones.....	120

#### CAPITULO IV

##### OBRAS ESPECIALES PARA EL APROVECHAMIENTO HIDROELECTRICO

<u>Desarrollo</u> .....	130
Dimensiones físicas del Depósito.....	131
Longitud efectiva en el Depósito.....	132
Pendiente del fondo.....	133
Area de la sección transversal y volumen de sedimentos...	134
La capacidad del depósito.....	135

Limpieza del Desarenador.....	135
Cálculo del orificio de la compuerta de fondo.....	136
Sección en la compuerta de entrada al desarenador.....	138
Transición de entrada.....	139
Vertedero de admisión al canal principal.....	139
Canal lateral del desarenador.....	140

#### TANQUE DE PRESION.- DISEÑO HIDRAULICO

Normas y criterios para el diseño.....	142
Volumen del Tanque.....	144
Vertedero de excesos.....	145
Canal lateral del vertedero.....	145
Rejilla de admisión a la tubería.....	146
Pérdida de carga en las rejillas.....	148

#### TUBERIA DE PRESION.- DISEÑO HIDRAULICO.....

El número de tuberías.....	151
Diámetro de la tubería.....	152

#### DETERMINACION DEL DIAMETRO MAS ECONOMICO.....

Fórmulas y valores empleados en el cálculo.....	154
Primera Caída.....	157
Segunda Caída.....	158
Estudio de las pérdidas de carga.....	159
Resumen.....	162
Estudio del Golpe de Ariete y espesores definitivos de la tubería.....	162
Cálculo del Golpe de Ariete, primera caída.....	163
Segunda Caída.....	165

#### POTENCIAS QUE SE PUEDEN OBTENER EN EL SISTEMA HIDROELECTRICO DEL PROYECTO DE MONTUPAR.....

#### ELECCION DE LAS MAQUINAS HIDRAULICAS.....

TABLA I: Registro de caudales y escorrentía.....	169
TABLA II Suma de los caudales cronológicos de los ríos tomados en conjunto.....	179
Indice de Planos.....	185

#### BIBLIOGRAFIA.....

FIN



## I N T R O D U C C I O N

### DESCRIPCION GENERAL DEL PROYECTO

#### 1.-Objetivos:

Sistema de Irrigación	9.000 Has.
Generación de Potencia Eléctrica	15.000 Kws.

#### 2.-Situación y Extensión:

El Proyecto se desarrollará en la zona sur de la Provincia del Qarchi, en el Cantón Montúfar, por debajo de la cota 2.850m. snm.

Con el Riego se beneficiarán, las parroquias rurales de La Paz, Bolívar, Los Andes entre los 2850m snm.; además, las localidades de Pusir Grande, Pusir Chico, etc. sobre el río Cheta, con cotas inferiores a 1.640m. snm. De esta manera se establecen dos Zonas de Riego: ZONA ALTA y ZONA BAJA.

Entre las dos Zonas se encuentra la loma de Gabras, en la cual existe una caída de 1.050m. de altura bruta, que se piensa aprovechar generando fuerza eléctrica.

#### 3.-Cuenca de aprovechamiento:

La fuente de aprovechamiento se encuentra en la cuenca superior del río APAQUI, que recoge las aguas de los ríos Guasmal, Minas y Qda. Las Lajas, en

la cota 2.715m.snm. situada al sur-este de la ciudad de San-Gabriel (8Km. de caminos carreables).

El caudal de utilización es  $4,3m^3/s.$  más  $0,2m^3/s.$  que se tomarán en tránsito en el río San Gabriel

Además, para ~~completar~~ la extensión<sup>total</sup> del riego, el Proyecto contempla la rectificación de la acequia del Artesón que tiene en sus orígenes un caudal superior a  $1m^3/seg$  y el intercambio de aguas con las acequias existentes que se derivan a la parroquia de García Moreno con  $0,5m^3/s.$

#### 4.-Áreas regables y caudales requeridos:

ZONA	Superf. Has.	Caudal $m^3/seg$
Con aguas del canal del Artesón (2.850 m. snm. ) $1m^3/segundo$	2.000	1,00
Con intercambio de aguas de las acequias existentes derivadas a García Moreno	<u>500</u> 2.500	<u>0,50</u> 1,50
Con el canal Montúfar: $4,3m^3/seg$ (2.700 m.snm. )		
a) Zona Alta: Bolívar, Los Andes, La Paz. (2.500m.snm. a 2.700msnm	4.500	2,20
b) Zona Baja: Pusir, etc. (1.640 a 1.500m.snm. )	<u>2.000</u> 9.000	<u>2,00</u> 4,20

En el cuadro anterior se puede observar di-  
ferentes coeficientes de desifricación; estos, se han adoptado  
tomando en consideración la calidad agrícola del suelo regab-  
le y la cantidad de lluvias que predominan en la zona.

Los caudales requeridos se refieren al gasto por segundo de los canales en la zona de riego, es decir, que son menores que los de captación, ya que, debido a las pérdidas no llega a su destino la cantidad total de agua que se tenía en el origen.

### 5.-Energía Eléctrica:

Salto Bruto	H= 1.050m.
Caudal disponible	Q= 2m <sup>3</sup> /seg.
Potencia al pie del Salto	N= 15.000Kws.

### JUSTIFICACION DEL PROYECTO

La escasez de agua, inclusive para los menesteres domésticos fué constante preocupación de los habitantes de la zona, particular que los llevó a la construcción de acequias como la del Artesón que tiene un recorrido de aproximadamente 100Km. y que a su destino llega solamente una pequeña parte del caudal que tiene en el origen.

La acción erosiva del viento, que puede estimarse en un 25% del territorio, más la deforestación completan un cuadro de desolación. Estas condiciones han hecho de la región un lugar no apto para la habitabilidad, por lo cual se produce el fenómeno de la emigración de sus gentes a otros lugares en busca de mejores condiciones de vida y oportunidades de trabajo.

Se hace evidente, entonces que hay

que poner en marcha el Proyecto de Montúfar. Con el Riego se incrementaría la producción agrícola regional y nacional. La Central de Cabras formaría parte del Sistema Integral de Electrificación del País.

La construcción del Proyecto detendría la inmigración de la población, mediante el mayor rendimiento de las tierras y la creación de oportunidades de trabajo mejor remunerado.

La Energía Eléctrica barata sin consumo de combustibles importados es un factor que multiplica la riqueza creada con el sistema de riego; por tanto, la electricidad determinaría la creación de industrias de transformación de las materias primas locales.

#### Vías de comunicación, Productos, Mercados:

La carretera Panamericana cruza la zona de riego y todos los pueblos y caseríos se comunican por vías carrozables durante todo el año.

La primera zona de riego produce: cereales, forrajes, ganadería bovina y lanar; la segunda zona es adecuada para los productos subtropicales: caña de azúcar (que suministraría al Ingenio Azucarero de Imbabura), algodón, vid, olivos y oleaginosas.

La Región tiene dos mercados tradicionales para su producción: el interior del País y la Vecina República de Colombia.

## C A P I T U L O I

### 1.-ESTUDIOS PRELIMINARES DEL PROYECTO

#### 1-1.-Generalidades:

En base al primer anteproyecto, (autor: Ing. Carlos Landáuzuri, de la Caja Nacional de Riego, plano #1 ) se realizaron los estudios topográficos y aferamiento de los rios, con el concurso de una Brigada de estudios, de la cual tuve la oportunidad de formar parte, bajo los auspicios de la CNR.

Durante el desarrollo de los Estudios he obtenido datos y las conclusiones que mencionaré luego.

La zona de explotación se encuentra ubicada al sur-este de la Provincia del Carchi, y está comprendida entre los siguientes límites: por el norte, la cota 2.850m. snm al sur-oeste, el macizo que forma la lema de Cabras, por el sur, el río Cheta; el Cheta aguas arriba hasta donde recibe al Apaquí; por el este el río Apaquí, la confluencia de los rios Cuasmal y Minas, (lugar de ubicación de la toma) y por fin, en el nor-este la cota 2.850m. snm.

En una gran extensión del territorio se encuentra la zona erosionada, que mediante la irrigación puede transformarse en un centro de producción agrícola. En la lema de Cabras existe una Caída de 1.050m. que puede aprove -

charas, con el salto total o fraccionado, para generación de electricidad.

### 1-2.-Aspectos fundamentales.

Al seleccionar los posibles lugares destinados a las obras hidráulicas fundamentales: Bocanana, Canal Principal, Tubería de Presión se conciliaron los criterios técnicos y económicos a fin de que el Proyecto llegue a satisfacer los requerimientos del Riego y Electrificación. Se buscó el menor recorrido posible del Canal determinando los tramos que con seguridad se deben construir como túnel, en lugar de canal a cielo abierto. La menor longitud de canal significa un desplazamiento de la zona de riego hacia los terrenos altos, pues se disminuye la pérdida de altura debida a la caída de la gradiente hidráulica; además significa una ganancia de potencia en la Central Hidroeléctrica, y por fin, menor costo de construcción y mantenimiento.

### 1-3.-Aspecto geológico:

Desde el aspecto geológico se encontró que el subsuelo de la zona está constituido por productos de sedimentación cuaternaria, de materiales volcánicos fluviolacustres; es decir, morrenas y tobas volcánicas, entre ellas el material volcánico llamado Gangahua, que se encuentra aflorando en muchas áreas del territorio.

Existe una zona de falla, de dirección norte-sur, en el Juncal. Poco más arriba de esta localidad (siguiendo la carretera Panamericana), sobre el Cheta, se puede ver que ya aparecen superficialmente las rocas metamórficas

que forman parte de un espelón derivado de la Cordillera Oriental. Estos materiales presentan una alta impermeabilidad, características que determina una disminución en el costo de los revestimientos del Canal. (1)

En la zona baja, a lo largo del Chota, geológicamente se encontró que existen dos estratos perfectamente definidos, sobre el manto de roca está el subsuelo profundamente deformado por los mismos materiales mencionados, es decir, sedimentos cuaternarios; sobre ellos se han depositado los materiales aluviales arrastrados por el río desde la cuenca superior (cantos rodados cuarcíferos, etc.) y aquellos que han caído de las laderas marginales del mismo valle por la acción eólica y de las lluvias.

#### 1-4.-El Lugar de la Derrama:

Es el lugar del terreno en el cual se buscará el sitio apropiado para ubicar las obras de captación (presa, beca, regulador, etc.)

Al determinar este lugar se buscó aquel que ofrece una solución económica, técnicamente sencilla y eficiente.

Después de analizar las anteriores y otras consideraciones se encontró como lugar para la toma la confluencia de los ríos Cuasnal y Minas, sobre la cota 2.713m. snm.

---

(1).-La alta impermeabilidad de los suelos se pone de manifiesto en los pozos superficiales y profundos que construyen los habitantes del lugar para recoger las aguas lluvias y utilizarlas en los menesteres domésticos y usos agrícolas.

En el primer anteproyecto se había pensado hacer la derivación de las aguas del río Minas al Cuasmal, mediante la construcción de un túnel transversal al divertium-acuarium de las cuencas de estos ríos; la entrada a este túnel se encontraba sobre la cota 2.730m. snm. con una longitud de aproximadamente 1.600m. Esta idea sirvió como base para luego buscar en el terreno un sitio que ofrezca mejores ventajas. Se pensó en un túnel de menor longitud; siguiendo en la búsqueda se encontró el lugar definitivo para el proyecto.

En este lugar, para la derivación no es necesaria la construcción de un túnel, sino que las aguas del Minas (incluyendo las de la Qda. Las Lajas) se llevarán al Cuasmal, mediante la construcción de un canal a cielo abierto de 170m. de longitud, sobre la cota 2.716m. snm.

Al haber seleccionado el nuevo sitio, como lugar de toma, se pierde en altura 15m. Esta pérdida que aparentemente significa disminución de las zonas de riego, no es sino un desplazamiento planimétrico de la extensión del riego; en efecto, la acequia del Artesón cubrirá tal desplazamiento; desde el punto de vista hidroeléctrico, la pérdida de altura no pesa si se compara con el salto que se dispone en la lema de Cabras. En estas condiciones el sitio seleccionado es factible. Además, como ventaja adicional, a este lugar se puede llegar en vehículo motorizado desde la carretera Panamericana, todo el trayecto; con pequeñas mejoras puede ser transitable todo el año.



## 1-5.-La Caída y las Obras Especiales:

La Caída está ubicada entre las dos zonas de riego. Es la caída más alta del país de las que hasta hoy se han estudiado para aprovechamiento hidroeléctrico. La pendiente transversal del terreno oscila entre el 40% y el 50%. La constitución rocosa de la loma se manifiesta en las capas inferiores, que constituyen su base de cimentación; en las capas superiores, su constitución pertenece al tipo común de la zona, es decir, la Cangahua de buena resistencia. La erosión física ha endulado el perfil del nacimiento eliminando las aristas vivas y las depresiones profundas. Estas características ofrecen una buena garantía para la cimentación de la tubería de presión.

La topografía permite escoger el aprovechamiento del salto en correspondencia con el desarrollo de la demanda de energía. Esto se debe a que la loma de Cabras es un ramal del nudo del Boliche que penetra, aisladamente de la Cordillera de los Andes, hasta el interior del valle del Cheta.

Las Obras Especiales: Tanque de Presión - Desarenadores y Reservorio de regulación son el complemento indispensable del sistema de aprovechamiento; para su ubicación el terreno no presenta problemas considerables, y más bien por ejemplo, en el Lugar de Toma se puede aprovechar las condiciones naturales del cauce del río Quasmal, que dadas sus características, con la construcción de un azud funcionaría como desarenador sin hacer alguna modificación del cauce.

## 1-6.-ESTUDIOS TOPOGRAFICOS

### 1-6-1.-Generalidades:

Los estudios topográficos se realizaron con el objeto de obtener la información necesaria y suficiente de los principales accidentes del terreno. Estos estudios se han resumido en planos acetados con curvas de nivel correspondientes a los siguientes lugares:

- a) Lugar de Toma: confluencia de los rios Cuauamal y Minas; además topografía adicional en la quebrada de las Lajas.
- b) Faja de terreno, considerada como suficiente, para sobre ella proyectar el trazo del Canal de Conducción.
- c) Posibles sitios donde se ubicarían las obras especiales.
- d) Posibles direcciones donde se ubicaría la tubería de presión, como también la casa de máquinas.

### 1-6-2.-Trabajos de Campo:

Para obtener este conjunto de planos se realizaron tanto los trabajos de campo como los de oficina. Los primeros comprenden: poligonal, nivelación y perfiles transversales.

2A.-Poligonal: La Poligonal es la alineación sobre la cual marchan la nivelación y los perfiles transversales. Determina en ángulo y en distancia la situación planimétrica de los puntos del terreno tomados como referencias. Los puntos de referencia se tomaron en función de los accidentes del terreno, y según las necesidades, con estacadura inferior a 20m. Las distancias se midieron con cinta.

2b.-Nivelación: La nivelación que se efectuó es la llamada nivelación geométrica. Con esta operación topográfica se determinó la diferencia de nivel existente entre los puntos de referencia del terreno, comenzando en el Lugar de Toma, continuando a través de los diferentes puntos situados a lo largo del Polígono, hasta terminar en las faldas de la loma de Cabras. En otras palabras la nivelación estableció las cotas de los puntos del terreno.

2c.-Perfiles Transversales: Los perfiles determinan las formas transversales del terreno y su pendiente. Estos perfiles se tomaron a partir de las cotas del polígono, hacia la izquierda y hacia la derecha, midiendo la distancia planimétrica en cada trazo cuya diferencia de nivel entre los extremos era igual a 1 metro. De esta manera las curvas de nivel tienen una equidistancia de 1 metro y pueden dibujarse fácilmente.

1-6-3.-Trabajos de Oficina:

Con los datos tomados en el campo se realizaron los siguientes trabajos de oficina:

3a.-Poligonal: Cálculo de rumbos, cálculo de coordenadas, repartición de errores y corrección de coordenadas.

3b.-Nivelación: Cálculo de cotas, repartición de errores y cálculo de cotas corregidas.

3c.-Dibujos: Finalmente, ya con los datos disponibles, se dibujaron los planes topográficos, en hojas independientes de 1,1 por 0,50m. y a escala 1:1000. Además se dibujó un plano índice a escala 1:10.000.

## C A P I T U L O    I I

### 2.-ESTUDIOS HIDROLOGICOS

#### 2-1.-Generalidades:

Para poder llegar a conocer los recursos de una Quezaca que sirva de fuente para el aprovechamiento orgánico (hidroeléctrica, irrigación, etc.) es indispensable realizar los Estudios Hidrológicos, a fin de obtener los resultados previstos; de lo contrario, prescindiendo de tales estudios, se llegará a resultados equivocados, con la consiguiente pérdida de dinero y otros desengaños.

Por ser un problema de probabilidades y de estadística, los estudios hidrológicos se realizan con abundantes datos, registrados durante el transcurso de muchos años. Por ejemplo, es indispensable medir constantemente el caudal para saber las alternativas que sufre éste, de acuerdo a la mayor o menor entidad de las precipitaciones.

Todas las naciones cuidan de organizar este interesantísimo servicio estableciendo estaciones de aforo y publicando estadísticas. En nuestro País, por desgracia esta labor casi se ignora. El número de estaciones mantenidas es escaso y por ello en el presente trabajo se ha intentado comenzar tales estudios. (el Servicio Nacional de H. y N. es de creación reciente)

Tomando en cuenta esta realidad ecuatoriana, la urgencia de la realización del Proyecto, y la finali-

dad de esta tesis, se ha tratado cuidadosamente de encausar la propia iniciativa para llenar el vacío que la falta de datos hidrométricos, pluviométricos, etc, han ocasionado.

## 2-2.-HIDROLOGIA SUPERFICIAL

### 2-2-1.-Área de Drenaje:

La cuenca del Apaquí hasta el Lugar de la Tena puede estimarse en los siguientes datos:

Guañamal, Minas y quebrada las Lajas	305km. <sup>2</sup>	(1)
Minas y quebrada Las Lajas	80km. <sup>2</sup>	
Guañamal	225km. <sup>2</sup>	

El área de drenaje está circunscrita por zonas de divertium-aquarium limitofes con la Hoya Amazónica y recibe también precipitaciones de ella.

Sobre la cordillera Oriental los cerros de Machines (3.324m.), Teyra (3.514m.), Mirador (3.831m.) establecen las líneas parimétricas de la cuenca del Apaquí, cuyos afluentes son el Guañamal y el Minas. El primero de pendiente suave (1- 0,0009 por los 2.715m. sm.) y el segundo de fuerte pendiente y de tipo netamente terrenal; los dos son de régimen pluvial y temporalmente nivo-pluvial. La forma de la cuenca es radial y la red de drenaje radial.

### 2-2-2.-Las Precipitaciones y la Escorrentía:

Las precipitaciones de la cuenca no se han registrado, únicamente existen datos de precipitaciones de San Gabriel que para el año medio totalizan 965mm. de lluvia anual.

(1).-Mapa del Ecuador, escala 1:500.000, (con Planímetro)

(2).-Servicio Nacional de Hidrología y Meteorología.

Según lo que ha observado durante los estudios de campo, hacia el este de San Gabriel, las precipitaciones se incrementan de una manera notable. Hace pensar, entonces y sucede, que cualitativamente la escorrentía es abundante; las precipitaciones se hacen mayores a medida que se acercan a la cordillera Oriental.

No solamente que en esta forma se obtiene un aumento en los derrames, sino también, una cierta compensación hídrica; ya que, siendo el régimen Oriental opuesto al Occidental (Minas y Guasmal respectivamente) Hay una marcada constancia en los caudales de los ríos tomados en conjunto.

La constancia de los caudales establece que cuando sucede el el verano de la Sierra y el gasto del Guasmal disminuye (en oscilaciones pequeñas por el efecto regulador de la cuenca) el invierno Oriental, que se produce contemporáneamente, cubre tales deficiencias y viceversa cuando sucede el estiaje del Minas, (verano Oriental).

La regulación del caudal no se hace por medio de lagos; pues no se conocen tales espejos de agua. El subsuelo de drenaje que hace las veces de una verdadera esponja y la abundante vegetación han determinado en la cuenca una alta retención de las aguas que luego se derraman y alimentan a los cursos recolectores, desde las alturas (páramos).

Con respecto a los derrames merecen anotarse los siguientes datos: a) observaciones de la comisión de ITALCONSULT, agosto de 1.962: "Crecientes orientales indicaron un caudal aproximado de  $8, \text{lm}^3/\text{s}$ , en el Apaquí (Gruta de Humiechaca de La Páez)"....

b) El Ing. Henri Cartier, de la ONU, da como caudal del río Apaquí, medido antes de su confluencia con el río Mataquí (piscoc), en julio de 1962, unos  $12\text{m}^3/\text{s}$ . y en estiaje ha calculado entre 7 y  $8\text{m}^3/\text{s}$ .

### 2-3.-HIDROMETRIA.

#### 2-3-1.-Registro de Caudales:

En los Estudios de Campo se practicaron aforos empleando Molinets. Los cursos aforados son los siguientes:

- a) Guasmal, en el curso medio (San Luis) y en el curso inferior o sea en la Confluencia con el Minas (lugar de la derivación)
- b) Minas, en la confluencia con el Guasmal.
- c) Quebrada Las Lajas, confluencia con el Minas y,
- d) Río San Gabriel, en el curso inferior (aguas que se tomarán en tránsito para incrementar el caudal del Canal Montúfar).

En las páginas siguientes se muestran cuatro aforos correspondientes a los cursos cuyo caudal se piensa aprovechar. En los registros de aforo se ha empleado la siguiente nomenclatura:

I- Distancia horizontal desde el punto en el que se inca el molinete hasta el punto de origen de la orilla del curso.

D- Profundidad total; H-  $0,4D$  medida desde el fondo

R- Revoluciones/seg.; t- Número de segundos en la vertical.

$V_p$  y  $V_v$ -velocidades en el punto y en la vertical respectivamente

B,  $D_m$ , a- anchura, profundidad media y área de la sección

q- Gasto parcial en cada una de las verticales de sondeo.

(según correspondientes a las verticales de sondeo)





REGISTRO DE APORO CON MOLINETE

SONDA	MOLINETE			VELOCIDAD		SECCION			a (m <sup>2</sup> )	m <sup>3</sup> /s.
	D(m)	H(m)	R t	V <sub>PM</sub> /seg.	V	B(m)	D <sub>m</sub>			
0,00	0,00	0,00	000 000	0,000	0,041	0,00	0,095	0,095	0,004	
2,00	0,19	0,08	29 120	0,082	0,238	1,00	0,360	0,360	0,085	
3,00	0,53	0,21	149 100	0,394	0,697	1,00	0,540	0,540	0,371	
4,00	0,55	0,22	454 120	0,980	0,985	1,00	0,650	0,650	0,640	
5,00	0,75	0,30	382 100	0,990	0,640	1,00	0,625	0,625	0,400	
6,00	0,50	0,20	108 100	0,290	0,462	1,00	0,575	0,575	0,265	
7,00	0,65	0,26	243 100	0,635	0,891	1,00	0,620	0,620	0,552	
8,00	0,55	0,23	278 100	0,724	0,588	1,00	0,465	0,465	0,273	
10,00	0,38	0,15	172 100	0,453	0,226	0,60	0,190	0,190	0,043	
11,60	0,00	0,00	---	---	---	---	---	---	---	
									4,690	3,166

Gasto total= 3,166m<sup>3</sup>/s.

Area total= 4,690m<sup>2</sup>

Velocidad media= 0,675m/m.

Promedio de lecturas de la escala=0,75m.

RIO: MINAS

Agosto 28-1962

63

REGISTRO DE APOBO CON MOLINETE

SONDA	MOLINETE			VELOCIDAD			SECCION				
	X(m)	D(m)	H(m)	R	t	V <sub>p</sub> m/seg.	V <sub>v</sub>	B(m)	D <sub>m</sub>	a(m <sup>2</sup> )	q <sup>3</sup> m <sup>3</sup> /s
0,00	-0,57										
0,40	0,19	0,08	00				0,016	0,60	0,255	0,153	0,002
1,00	0,32	0,13	2	100		0,031	0,037	1,00	0,470	0,470	0,017
2,00	0,62	0,25	7	100		0,042	0,053	1,00	0,645	0,645	0,034
3,00	0,67	0,27	16	100		0,064	0,089	1,00	0,640	0,640	0,057
4,00	0,61	0,24	37	100		0,113	0,074	1,00	0,465	0,465	0,034
5,00	0,32	0,13	4	100		0,035	0,018	1,00	0,225	0,225	0,004
6,00	0,13										
6,40	-0,60										
										2,598	0,148

RIO: SAN GABRIEL

Area total= 2,598m<sup>2</sup>

Velocidad media= 0,057m/s.

Promedio de lecturas de la escala=0,67m.

GASTO TOTAL = 0,148m<sup>3</sup>/seg.

Julio-28-1962

REGISTRO DE AFORO CON MOLINETE

SONDA		MOLINETE			VELOCIDAD		SECCION			
X(m)	B(m)	H(m)	R	t	V <sub>P</sub> m/seg.	V <sub>v</sub>	B(m)	D <sub>m</sub>	a(m <sup>2</sup> )	Q <sup>9</sup> m <sup>3</sup> /s.
0,00										
0,65	0,26									
1,00	0,17	0,07	15	100	0,061	0,031	0,35	0,215	0,075	0,002
2,00	0,27	0,11	264	100	0,668	0,374	1,00	0,220	0,220	0,082
3,00	0,30	0,12	239	100	0,624	0,656	1,00	0,285	0,285	0,187
4,00	0,36	0,14	58	100	0,174	0,399	1,00	0,330	0,330	0,131
5,00	0,31	0,12	190	120	0,417	0,295	1,00	0,335	0,335	0,099
6,00	0,43	0,17	410	100	1,062	0,739	1,00	0,370	0,370	0,273
7,00	0,33	0,13	298	100	0,775	0,918	1,00	0,380	0,380	0,349
8,00	0,13	0,05	235	100	0,614	0,694	1,00	0,230	0,230	0,159
8,90	0,00					0,307	0,90	0,065	0,058	0,018

2,283

Qasto total= 1,3 m<sup>3</sup>/s.

QUEBRADA LAS LAJAS

Agosto 28-1962

Area total= 2,283m<sup>2</sup>

Velocidad media= 0,569m/s.

Promedio de las lecturas de la escala= 0,43m.

2-3-2.-Procedimiento empleado en los afloros:

El procedimiento empleado en los afloros consistió en determinar la velocidad media del curso y el área de la sección transversal, en el sitio de afloro.

Para el efecto se colocó un puente desde el cual se realizaron las mediciones. En una de las márgenes del río se determinó un punto de origen para la medición de las distancias. La sección transversal se obtuvo por sondeo de las profundidades, a partir del punto de origen y a intervalos horizontales de un metro (o menores en las orillas), en dirección transversal al movimiento del agua.

La velocidad en cada una de las verticales de sondeo se obtuvo usando el molinete Ott-11234. Para este molinete las fórmulas de cálculo son las siguientes:

$$V = 0,2354n + 0,026; \text{ si } n \text{ es menor que } 0,6$$

$$V = 0,2555n + 0,014; \text{ Si } n \text{ está entre } 0,6 \text{ y } 4$$

$$V = 0,259n \quad ; \text{ si } n \text{ es mayor que } 4$$

$n$ , es la frecuencia en revoluciones por segundo (R)

$V$ , es la velocidad media en el punto.

La profundidad de la observación fué siempre el 40% de la profundidad de sondeo, medida a partir del fondo, esto con el objeto de obtener, en cada vertical, la velocidad media. (1)

(1). - "La velocidad en una vertical, dentro de un error máximo de 3% y un medio de 1%, se presenta a 0,6 de la profundidad" (medida desde el nivel libre). Bratber y King, Mal. de Hidra.

Se intentó medir la velocidad por el método de integración; es decir, en cada vertical, moviendo el málinete lentamente a velocidad uniforme desde la superficie libre hasta el fondo del curso y volviendo nuevamente a dicha superficie y observando el tiempo y el número de revoluciones. Se abandonó este método por ser más práctico y sencillo el método descrito anteriormente.

## 2-4.-HIDROLOGIA APLICADA AL APROVECHAMIENTO

### 2-4-1.-Curva de caudales:

Para los tres cursos en estudio se ha calculado y dibujado la curva de caudales respectiva (véase plano N°2).

Antes de explicar el desarrollo de los cálculos me parece oportuno transcribir un resumen de una publicación de la Caja Nacional de Riego, aparecida en la revista TÉCNICA N°12 de la Escuela Técnica de Ingenieros en Mayo de 1.962.

Una vez que se conoce los datos del limnigramma es necesario establecer su relación con los caudales; es decir, es necesario trazar la curva completa de los gastos hidráulicos del río. Con este fin se han ideado y se realizan varios métodos entre los cuales se mencionan los siguientes:

Primeramente los datos de los afluentes se localizan en papel milimetrado, tomando como ordena-

das los caudales y como abacisas los caudales, trazando luego una curva continua por los puntos medios de esos puntos; se obtiene así una curva de caudales, válida solamente para los caudales limitados por los aforos. Para los demás caudales se puede extrapolar hacia arriba y hacia abajo si se dispone de la llamada nube de puntos.

Cuando no es posible obtener la nube de puntos, el problema radica en extrapolar la curva con la menor cantidad de aforos para incluir todos los caudales posibles del río y obtener los caudales para luego dibujar el Hidrograma o el Diagrama Cronológico de caudales. Esto resulta de gran economía cuando no se dispone de una permanente estación de aforos.

El Método de la Curva Logarítmica se basa en que la curva de caudales puede representarse por la ecuación:

$$Q = p (D - e)^n$$

En la que Q es el caudal en metros cúbicos por segundo, D el calado en metros, p, e, n, constantes que hay que determinar mediante procedimientos ingeniosos pero relativamente complicados.

Existe un método relativamente fácil, requiere que la curva de caudales tenga por ecuación la siguiente:

$$Q = a + bD + cD^2$$

En la fórmula anterior hay que determinar las constantes: a, b, c, mediante tres ecuaciones simultáneas con los datos de tres aforos o de tres puntos de la curva de caudales obtenida con los aforos.

El método de las aproximaciones sucesivas de Leach se basa en fórmulas para canales abiertos y requiere del cálculo del perfil longitudinal del nivel libre del agua.

El método de la Caja Nacional de Riego del Ecuador:

Partiendo de la fórmula de Manning para los caudales, el Ing. Carlos Lázari ha ideado la fórmula siguiente:

$$Q = \frac{Q_1}{k_1 R_1^{2/3}} A R^{2/3}$$

en la que el gasto se expresa en función del área y el radio hidráulico, propiedades que se conocen con mucha facilidad - cuando se ha dibujado la sección transversal del río.

Los valores señalados con subíndice 1 se refieren a uno solo de los aforos realizados o también a un solo punto de la curva previsional de gastos. Esta fórmula tiene la ventaja sobre las demás de ser de aplicación simple y da directamente resultados tabulares partiendo de los datos de un solo aforo.

Hasta ahora se ha podido comprobar, en los ríos de la Provincia del Tungurahua, que esta fórmula da resul-

tados muy semejantes a los obtenidos mediante la aplicación de otros métodos.

En esta tesis se ha empleado este último método y en lo que respecta a la teoría y validez de la fórmula se puede decir lo siguiente:

Sabido es que en una sección prismática de rugosidad y pendiente definidas el caudal varía en función del caudal o sea de las propiedades hidráulicas de la sección. En consecuencia si se conoce el valor de  $Q$ , para una profundidad conocida, dentro de una sección definida (forma de la sección), se puede calcular los caudales para otras profundidades por ejemplo usando la fórmula de Manning:  $Q = ar^{2/3} s^{1/2} \frac{1}{n}$

Al tratarse de secciones para cursos naturales, cuya forma se aproxima a una parábola; es decir con características geométricas y propiedades hidráulicas que hacen posible la aplicabilidad de las fórmulas del movimiento uniforme la fórmula en estudio se cumple con un error que para efectos de la práctica es despreciable.

Si se toma el factor  $s^{1/2}/n$  para el caso de el río Guasmalco puede ver que resulta prácticamente la unidad. En el sitio de presa la pendiente es 0,00093 y el coeficiente de rugosidad  $n$  es 0,030 que corresponde a canales de corrientes naturales (Horton), limpios de malezas, sin enreduras ni rebalsas profundas.

$$s^{1/2}/n = 0,00093^{1/2}/0,03 = 0,0305/0,03 = 1 \text{ (prácticamente)}$$

Para otras profundidades resulta que el factor se aparta



muy poco de la unidad. Esta aparente discrepancia no tiene influencia en la exactitud de la curva si se piensa que ninguno de los otros procedimientos garantiza la absoluta exactitud.

Para el cálculo de las curvas de caudales de los tres cursos en estudio se ha seguido este último método, por cuanto, para los efectos de la práctica da resultados satisfactorios, por que el procedimiento es sencillo y además en via de estudio por ser un procedimiento ecuatorial.

A continuación se reproducen los cálculos correspondientes de acuerdo a las secciones de aforo (véase las secciones de aforo en el plano N°2, en el mismo plano se ha dibujado las curvas de caudales)

2-4-1A.-Cálculo de las curvas de caudales: (1)

Fórmula General:

$$Q = \frac{Q_1}{A_1 R_1^{2/3}} A R^{2/3}$$

Factor de multiplicación :  $\frac{Q_1}{A_1 R_1^{2/3}}$  (2)

Se ha comenzado el cálculo desde el fondo del curso, las alturas  $h$  se han incrementado en intervalos de 20 Cm. Los valores intermedios que se ven en el plano de han extraído de la curva de caudales dibujada con los siguientes datos: (tablas)

(1).-La nomenclatura que se empleará a lo largo del desarrollo de la tesis corresponde a la nomenclatura usada en E.U.  
 (2).- $Q_1$ , el área  $A_1$  y  $R_1$  radio hidráulico se han obtenido del aforo.

Statement of Assets and Liabilities

ASSETS

Cash  $1,000.00$   
 Accounts Receivable  $2,000.00$   
 Inventory  $3,000.00$   
 Prepaid Expenses  $4,000.00$   
 Total Assets  $10,000.00$

Liabilities  $6,000.00$   
 Total Liabilities  $6,000.00$

Net Assets  $4,000.00$

Assets	Liabilities	Net Assets
Cash	Accounts Payable	
Accounts Receivable	Notes Payable	
Inventory	Long-Term Debt	
Prepaid Expenses	Other Liabilities	
Total Assets	Total Liabilities	Net Assets

LIABILITIES

Accounts Payable  $2,000.00$   
 Notes Payable  $3,000.00$   
 Long-Term Debt  $1,000.00$   
 Other Liabilities  $4,000.00$   
 Total Liabilities  $10,000.00$

Net Assets  $4,000.00$

Liabilities	Net Assets	Total
Accounts Payable	Cash	
Notes Payable	Accounts Receivable	
Long-Term Debt	Inventory	
Other Liabilities	Prepaid Expenses	
Total Liabilities	Total Assets	Total

RIO CUASMAL

Datos:  $Q_1 = 2,278 \text{ m}^3/\text{s}$  ;  $P_1 = 9,44 \text{ m}$  ;  $R_1^{2/3} = 0,711$   
 $A_1 = 5,665 \text{ m}^2$

Factor de multiplicación = 0,566

Fórmula de aplicación -  $Q = 0,566AR^{2/3}$

001511

$h$	$A$	$P$	$R$	$R^{2/3}$	$AR^{2/3}$	$Q$
$m$	$m^2$	$m$	$m$			$m^3/s$
0,20	0,782	6,37	0,123	0,247	0,193	0,109
0,40	2,227	8,01	0,278	0,426	0,949	0,537
0,60	3,883	8,95	0,434	0,573	2,227	1,260
0,80	5,665	9,44	0,600	0,711	4,028	2,278
1,00	7,472	8,95	0,753	0,837	6,179	3,490
1,20	9,337	8,01	0,880	0,918	8,571	4,851
1,40	11,366	6,37	0,961	0,974	11,070	6,265

2-4-2.-EL HIDROGRAMA

2.-Es lo que puede llamarse Diagrama Cronológico de Escorrentías diarias; demuestra la variación de los volúmenes escurridos diariamente a través de la sección del curso. Los cálculos se pueden ver en las tablas del apéndice A, según el siguiente orden:

TABLA I Registro de Caudales y Escorrentías, se ha calculado para los doce meses del año hidrológico 1962 al 1963. El dato de partida son las dos lecturas diarias de las escalas que con tal propósito se colocaron en los ríos.

TABLA II Suma de los caudales de los ríos tomados en conjunto. Con esta tabla se ha dibujado el Diagrama Cronológico de Caudales, (vease planas N°2 y 3) para luego entrar a la curva de duración y llegar a la Característica hidrológica.

2-433.-Caudal de Captación.

Cuando no se dispone de abundantes datos hidrométricos, como en el presente caso, uno de los problemas más difíciles, por la importancia que representa a la intersección, es determinar el caudal que se puede derivar y que garantice el aprovechamiento durante todo el tiempo de funcionamiento con el mínimo de interrupciones.

Cuando la escorrentía es abundante y de duración permanente con relación al caudal requerido, es decir cuando por simple inspección de los diagramas, el caudal requerido está por debajo del caudal medio durante todo el tiempo, se puede asegurar el funcionamiento del sistema con un mínimo de interrupciones. Las interrupciones y su frecuencia serán menores en cuanto más pequeño sea el caudal requerido respecto al caudal medio.

La insuficiencia de datos se ha pretendido suplir con las propias observaciones y de acuerdo de con los datos registrados se ha hecho una apreciación de los caudales que posiblemente pueden captarse.

El caudal de captación seleccionado para el Proyecto no es al absolutamente preciso; pero en cambio cualquier variación, dentro de los valores medios, se tiene la confianza en que no se aparte de los valores escogidos.

Para determinar el caudal de captación, aparte de los datos numéricos, se ha tomado en cuenta la alternabilidad en la secuencia de las precipitaciones entre las cuencas del Minas y Guasmal, que establece una cierta compensación hídrica.

Es necesario hacer incapie en que las necesidades del riego (verano de las zonas serranas) se presentan cuando ocurren las crecidas del Minas (invierno oriental) que compensan las pequeñas oscilaciones del Guasmal (río de la Sierra).

De acuerdo a estas consideraciones

y según el cuadro del numeral 4 de la página II, el caudal de captación será:  $4,3 \text{ m}^3/\text{s}$ . Los tres cursos suman este caudal de la siguiente manera:

Río Guasmal	$2,4 \text{ m}^3/\text{s}$ .
Río Minas	1,7 "
Qda Las Lajas	0,2 "

Del Río San Gabriel se tomarán en tránsito  $0,2 \text{ m}^3/\text{s}$ . los cuales servirán para cubrir las pérdidas.

Al examinar el Diagrama de Duración de Caudales se puede deducir que  $2 \text{ m}^3/\text{s}$ . que son destinados para fuerza eléctrica tienen una duración permanente; no así con los caudales que son superiores a  $3,2 \text{ m}^3/\text{s}$ . para cuyos valores se presentan períodos de escases de agua.

En tales circunstancias, si no se construye un depósito de regulación, será necesario disminuir las dotaciones de agua en las zonas cuyos cultivos no requieran mayores exigencias de agua (cereales y similares tipos de cultivos que puedan resistir prolongados de sequía)

Los períodos de escases de agua representados en los hidrogramas ocurren al mismo tiempo que los períodos de precipitación de las zonas de riego. Esta solución establecida ha determinado que la selección del caudal de captación este por encima del caudal mínimo registrado, a fin de explotar al máximo los recursos de la cuenca.

La solución que se sugiere arriba es transitoria; en el futuro será necesaria la construcción de un depósito de compensación.

La primera solución, es decir, restringir las dotaciones de agua, al comienzo de la explotación del sistema, es más conveniente que construir una obra de regulación, ya que la demanda de agua no se copa en pocos años. (1)

(1).- Experiencias de la CNR afirman que el sistema de Mentú far llegará a coparse en un período no menor de 10 años.

2-4-5.- El Caudal de Creciente para el Diseño.

"El caudal de creciente de diseño es el caudal máximo probable, el cual que da definido como el gasto más grande que razonablemente pue de esperarse que ocurra sobre un curso de agua dado en un sitio seleccionado"<sup>(1)</sup>

Este caudal se sucede frecuentemente en periodos de tiempo rela-tivamente cortos. Las consecuencias y esfuerzos que se derivan ocurren así mismo frecuentemente por lo cual las obras de toma se han diseñado para que soporten tales esfuerzos. Este caudal de diseño es menor que el máximo maximerum y no se ha tomado en cuenta este último - por que al diseñar las obras para este caudal resultan anti-económicas. Además, las crecidas máximas ocurren raramente ent- tre cientos de años (puede ocurrir a pocos días de inaugurada la obra)

El caudal máximo de diseño se ha cal- culado ha partir de las mareas altas del río dejadas por la creciente. Para este cálculo se ha combinado el método de sec ción y pendiente con el cálculo de caudales en cursos natu- rales. Además se ha calculado por el método comparativo. <sup>(2)</sup>

2-4-5A.- Método sección, pendiente y velocidad máxima. <sup>(3)</sup>

Para a plicar este método se requieren como datos de campo más si- guientes:

- a) En un tramo seleccionado de río (lugar de la derivación)- se determinan las secciones extremas del tramo seleccionado
- b) Se determina la pendiente superficial del curso e la dif- ferencia de nivel entre las dos secciones extremas
- c) Es necesario disponer de un perfil que reproduzca las - mareas altas dejadas por las crecientes.
- d) Es además útil practicar afores para calcular el coefie- ciente de rugosidad.

(1).-Bureau of Reclamation, Designer Small Dams.

(2).-Gómez Navarro y Abacil, Saltos de Agua.

(3).-Samuel Trueba Coronel, Hidráulica.

La velocidad se puede calcular con la siguiente fórmula: (1)

$$h = v^2 \left\{ \frac{L}{C^2 R} + \frac{1}{2g} \left( \frac{V^2}{A_2^2} - \frac{V^2}{A_1^2} \right) \right\}$$

$h$  es el desnivel existente entre las dos secciones,

$g$  es la aceleración de la gravedad

$A_1$  y  $A_2$  son las áreas de las secciones extremas

$R$  es el radio hidráulico promedio de las radios hidráulicas de las dos secciones

$p$  es el perímetro mojado

$V$  es la velocidad media, la que multiplicada por la sección correspondiente a las marcas altas del curso se obtiene el caudal de crecida de diseño  $Q_m$

$C$  es el coeficiente de circulación del caudal de la fórmula de Chezy para canales abiertos  $V = C\sqrt{Ri}$

En el caso presente la diferencia de nivel entre las secciones se ha obtenido por nivelación geométrica y la sección - corresponde a la sección de aforo.

2-4-5A1.- Cálculo de la Crecida para el río Guanaol. (2)

Propiedades hidráulicas de las secciones:

$$P_1 = 10m.$$

$$A_1 = 9,283m^2$$

$$R_1 = 0,928m.$$

$$P_2 = 14,40m.$$

$$A_2 = 22,58m^2$$

$$R_2 = 1,57m.$$

Longitud del tramo: L = 3.500m. Desnivel: h = 3,26m.

(1).- Samuel Trueba Coronel, Hidráulica, Cnel Marcos Gándara E. Apuntes de la cátedra de Hidráulica Aplicada, E.P.N.

(2).- De igual forma se ha calculado para el río Minas, pero no se transcriben los cálculos.

-5A1a.-Cálculo de la velocidad v.

Los valores promedio son:

$$P = \frac{10 + 14,40}{2} = 12,20m.$$

$$A = \frac{9,28 + 22,58}{2} = 15,93m^2$$

$$R = \frac{0,928 + 1,57}{2} = 1,25m.$$

El coeficiente de circulación C.

Por la fórmula de Manning: ( $n = 0,0305$  según Horton)

$$C = \frac{R^{1/6}}{n} = \frac{1,27}{0,0305} = 39$$

Por la fórmula de Bazin: (coeficiente de rugosidad = 1,38 )

$$C = \frac{87}{1 + \frac{1,38}{1,12}} = 39$$

Aplicando la fórmula de la velocidad:

$$3,26 = v^2 \left\{ \frac{3.500}{1.520 \times 1,25} + \frac{1}{19,6} \left( \frac{15,93^2}{22,58^2} - \frac{15,93^2}{22,58^2} \right) \right\}$$

$$3,26 = v^2 ( 1,86 + 0,13 ) = 1,73v^2$$

$$v^2 = \frac{3,26}{1,73} = 1,89$$

$$v = 1,38m/s.$$

El caudal de excedente será: por la ecuación de la continuidad,  
 $Q_{mx} = A \cdot v = 22,59 \times 1,38 = 32m^3/s$ . Por seguridad se ha aumentado  
 en 20%  $Q_{mx} = 32 \times 1,2 = 38$  (rio Quanaul)



2-4-5B.- Método por comparación con otras cuencas del País.

Ante la falta de datos pluviométricos de la cuenca, como cálculo aproximado, se ha comparado la cuenca en estudio con otras cuencas del País <sup>(1)</sup> que se asemejan en la cantidad de lluvias, altitud, relieve, orientación, etc. y se ha determinado el caudal específico, en litros por segundo y por kilómetro cuadrado de la superficie de drenaje.

Para determinar el caudal específico conveniente se ha tomado en cuenta los efectos y factores que ocasionan y modifican los derrames, de acuerdo a los siguientes criterios y normas.

La intensidad de las lluvias disminuye con el <sup>la duración y</sup> área abarcada por la lluvia. En muchas cuencas las mayores crecidas se producen cuando coinciden una lluvia fuerte y un deshielo de la nieve acumulada en las zonas altas, a cual se agrega por la lluvia templada que cae sobre ella.

El caudal de crecida se reduce por cualquier posibilidad de embalse en pantanos, lagos y especialmente en el mismo cauce del río al elevarse el nivel.

"También reducen las máximas crecientes la capacidad de retención del terreno y la vegetación de matorrales, mientras que los bosques, parece que tienden a reducir, más bien las riadas medianas". <sup>(2)</sup>

Cuanto más fuerte es la pendiente de la ladera y de los cauces más pronto adquiere el curso una sección determinada, dando lugar a que sea mayor el pico de la avenida.

La forma de la cuenca y la configuración de su red de drenaje influyen esencialmente en los caudales de avenida; ya que, en una cuenca alargada tarda el agua más tiempo en llegar al final que en otra cuenca de la misma área y dispuesta radialmente.

(1).-Juan Gómez Navarro, Ob. C. 2.º. I tomo.

(2).-Puentes Caja Nacional de Riego.

Con el área de drenaje tiende a disminuir el caudal por undad de superficie.

Según estos antecedentes, se ha asumido para el río Cusumal un caudal específico de 100 lts/m.<sup>2</sup>/km.<sup>2</sup> El área de drenaje de la cuenca es 225km.<sup>2</sup> El caudal de crecida es:

$$Q_{mx} = 22,5m^3/m.$$

El resultado obtenido es semejante al calculado por el método anterior. Para el diseño de las obras - se ha tomado  $26m^3/m$ .

La cuenca tiene una longitud de 35km.; presenta una alta retención de las aguas lluvias; por tener un relieve casi plano y por ser de vegetación de matorrales abundantes se establece un efecto regulador de las crecidas, de allí que los valores calculados no sean muy grandes.

Las crecientes registradas, durante un año de observación, son menores de  $15m^3/m$ . Lógicamente en un periodo de observación tan corto no es posible asegurar la entidad de las crecientes y su frecuencia, para ello son necesarias muchas años de observación, pero los coeficientes de seguridad que se ha tomado en el diseño de las obras, aún sobre los  $26m^3/m$ . hacen confiar en la estabilidad y buen funcionamiento de las obras.

El azud de tierra que se ha proyectado - tiene una verdadera válvula de seguridad que es el vertedero contiguo al azud, cuya capacidad de evacuación es el caudal total de crecidas; es decir que se supone que al canal de conducción no penetra ni la unidad menor de caudal.

Con la creciente calculada, al predicirse, no existe peligro de inundación. En la márgen izquierda del río y únicamente en el sitio de presa fué necesario rellenar el terreno hasta la cota correspondiente a la altura de la cresta del azud a fin de encausar las aguas al becal en direcciones de mejor erosión, como también por ser en este lugar el relieve casi plano.

## C A P I T U L O   I I I

### 3.- DISEÑO DE LAS OBRAS DE DERIVACION

#### 3-1.-Consideraciones preliminares.

Este capítulo comprende - el diseño hidráulico y estructural de las obras necesarias para hacer la derivación del caudal requerido y entregarlo al canal de conducción.

El objetivo directo de tales obras es el control del flujo del agua en el canal y en el río, conjuntamente y entonces, el primer paso en los diseños es el análisis hidráulico de las condiciones bajo las cuales se supone que funcionará la obra. Las cantidades que entran en juego en este análisis son: el gasto, la velocidad, la pendiente superficial y el nivel del agua.

Los arreglos que se han hecho, para que la obra cumpla con el propósito y sus dimensiones se basan sobre el resultado de este análisis.

Una vez terminados los cálculos hidráulicos comienza el diseño estructural de las obras y luego después los dibujos correspondientes que muestran las partes fijas y móviles de las obras.

Los puntos sobre los cuales se desarrollaron las consideraciones que se hizo son:

- a).-Seguridad de la estructura
- b).-Facilidad de operación.
- c).-Economía.

Cada parte de las obras se ha calculado para resistir, su propio peso, la presión de la tierra o la presión del agua, o cualquiera otra fuerza que se consideró aplicada sobre la obra.

Tanto en el diseño hidráulico

..lice como en el estructural no examiné detenidamente la conveniencia para el empleo de coeficientes. Antes de ser usadas, se seleccionó con cuidado las fórmulas, yendo desde procedimientos rigurosos hasta los elementales, según los casos. en ciertas ocasiones bastó el uso de una fórmula empírica, o como en el caso del cálculo del canal lateral del vertedero de la presa, fue necesario idear un procedimiento expedito para dicho cálculo (movimiento con caudal variable)

### 3-1-1.-Notas generales sobre las Obras de Captación. (1)

Fundamentalmente las Obras de Captación comprenden las siguientes partes:

- a).-Toma Caucasiana sobre el río Minas.
- b).-Toma con asud de tierra sobre el Cuasmal
- c).-Canal de conexión entre las tomas.

La primera toma (a) está ubicada pocas metros más alta que la segunda (b). El canal de conducción recibe las aguas desde la segunda toma (toma sobre el Cuasmal). El canal que las une es un canal corto (170m.) que desemboca a 130m. aguas arriba de la toma (b). El tramo de río (Cuasmal) comprendido entre la presa y el desagüe del Canal de Conexión funcionará como desarenador para los fines del riego.

### 3-2.-OBRAS DE DERIVACION SOBRE EL RIO CUASMAL

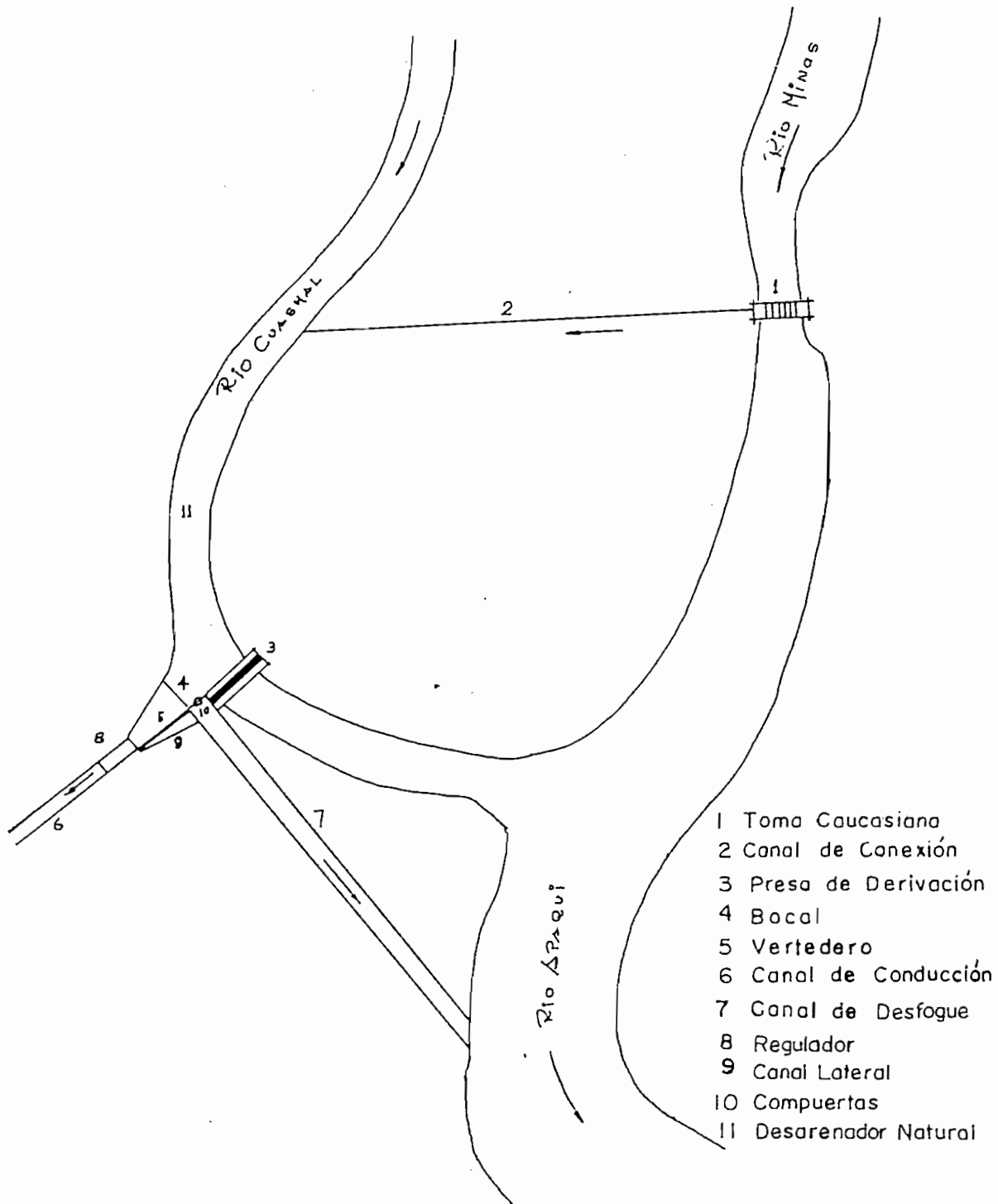
Las obras necesarias para hacer la derivación del caudal ( $Q=4,3m^3/s.$ ) se describen brevemente a continuación:

Asud de Tierra, con una altura máxima de 4,6m  
El objeto principal es elevar el nivel del agua del río, tanto para lograr la derivación hacia el becal, como para obtener una sección transversal correspondiente a la requerida por el desarenador.

(1).-Véase el esquema y los planos correspondientes.

# ESQUEMA DE LAS OBRAS DE TOMA

027



Bocal abierto, a nivel libre, con una línea de 0,29m. y ancho 15m.

Vertedero de la presa con capacidad para evacuar todo el caudal correspondiente a la máxima crecida y canal lateral del vertedero.

Regulador del caudal de entrada, formado por dos pantallas, una de ellas funcionando sumergida para la condición de MAN. (1)

Transición de entrada entre el bocal y el cabezera del canal de conducción.

Desarenador de material mediano y fino que se construirá en el cauce del río. Para la limpieza se ha previsto dos compuertas de fondo.

Además, el canal de desfogue, en correspondencia con las compuertas de desfogue, conducirá el caudal total que ingrese por el vertedero de la presa. ( $26m^3/m.$ )

### 3-2-1.- UBICACION DE LA TOMA.

La ubicación de la toma se ha hecho de acuerdo a los siguientes razonamientos.

#### 3-2-1A.-Aspecto Topográfico.

El río, en el sitio seleccionado presenta una curva de radio grande. La pequeña pendiente del fondo (0,00093) (pendiente superficial) ha determinado la formación de la curva, a fin de alcanzar la cota necesaria para llegar a su desembocadura en el río Minas. El ancho del río es inferior a 11m.

#### 3-2-1B.- Aspecto Geológico.

La forma del perímetro mojado del río es bastante regular y se asemeja a una parábola plana.

(1).- MAN. Significa Nivel de Aguas Normales.

7.. cavado junto a la curva exterior y se forman las consabi-  
 das hoyas. El guije arrastrado experimenta ya en el origen  
 del arco una clasificación de tamaños, siguiendo el más peque-  
 ño de la curva, al paso que el mayor se mueve en línea recta y  
 llega a la hoya, donde adquiere el movimiento turbilionario -  
 que lo lanza contra el talud de dicha cavidad contigua a la  
 curva interior; los elementos más finos los lleva hacia la -  
 superficie y los más gruesos, que no pueden ser levantados -  
 corren siguiendo su dimensión a lo largo de las paredes o  
 por el fondo de la hoya."

### 3-2-1B.-CONCLUSIONES.

Según el aspecto hidráulico, la ubicaci-  
 ón de la toma en la curva exterior del río, que es donde se  
 se ha proyectado, presenta la ventaja de poder captar las a-  
 guas limpias de acarreos. En el lugar escogido se obtiene al-  
 gunas ventajas, funcionamiento sencillo de los elementos hi-  
 dráulicos, facilidad para la construcción y el ahorro de di-  
 nero comparando con otros posibles sitios. Además el ahorro  
 de dinero por concepto de la construcción de un desarenador.

Des de el aspecto topográfico y por las  
 consideraciones geológicas, se desprende que el sitio selec-  
 cionado, con el tipo de toma y elementos es adecuado, ya que  
 las cimentaciones encontrarán un buen suelo de apoyo y el -  
 relieve ha permitido lograr la disposición de los elementos  
 de la toma de tal manera que presentan una solución simple,  
 eficiente, y arquitectónicamente estética.

### 3-3.-CALCULOS HIDRAULICOS.

Con el objeto de uniformizar la nomenclatura se ha seguido la que se usa en los Estados Unidos y que está contenida en el Manual de Hidráulica de Bratter y King.

Los cálculos comienzan desde el Canal de Conducción, pero antes de las pantallas de regulación se sigue aguas arriba hasta terminar en la presa.

En esta sección no se explica el cálculo del canal de conducción, el cálculo puede verse en el tema: Secciones tipo del Canal de Conducción.

Antes de iniciar el cálculo de la tema se presenta a continuación el cálculo del Desarenador.

#### 3-3-1.- DESARENADOR NATURAL EN EL CAUCE DEL RIO.

El sistema de tema proyectado tiene su ventaja en que el cauce del río anterior a la presa se puede aprovechar para que funcione como un desarenador eficiente para los fines de la Irrigación ( el desarenador para la Central Eléctrica está ubicado al final del Canal de Conducción).

Es posible que se realice la desarenación dadas las características especiales del río y la calidad y cantidad de los arrastres del río. La velocidad en estiaje es 0,40m/s. y en invierno llega a 0,65m/s. (1)

---

(1).- Valores obtenidos por aforos realizados en épocas diferentes. Véase el Capítulo II, Hidrometría.



Por lo observado en el río se puede decir que, con la velocidad menor se sedimentan las arenas, que es el único material de arrastre; con la velocidad mayor o sea en creciente media las arenas son arrastradas estableciéndose de esta manera una sedimentación relativamente menor que de forma natural-mente per las avenidas y <sup>medias</sup> grandes. Con la presa y con las compuertas de limpieza no solamente que se mantienen estas condiciones naturales, sino que se han mejorado a fin de obtener la sedimentación de las arenas más finas.

Generalmente el Desarenador es una obra costosa ( para la Central Eléctrica del Ambí, en la Provincia de Imbabura, La Caja Nacional de Riego ha presupuestado el desarenador en \$ 500.000 ) (1) al construir tal obra aprovechando el cauce del río, es obvio que se está haciendo una gran economía.

3-3-1A.-Normas y condiciones que debe cumplir un desarenador para que su funcionamiento sea eficiente.

En cuanto se refiere a los sistemas de riego, el desarenador viene a ser un eliminador del material arrastrado por los ríos, cuya finalidad es preservar del azolve al Canal Principal en razón de que este material depositada, disminuye la capacidad de conducción del caudal para el que ha sido diseñado el canal y obliga a elevados costos de limpieza.

---

(1).- El caudal de funcionamiento es  $4,0m^3/s$ .

En el Sistema de Riego de la Provincia del Chimberazo, el desarenador se había construido 9 años después de terminada la Toma; antes de su construcción, en un sólo año el canal se había aselvado, en los primeros kilómetros, llegando la capa de sedimentos a 1 metro de altura.

Además si el caudal sólido llega a las turbinas (del Sistema Hidroeléctrico) desgasta los órganos de distribución y móviles disminuyendo considerablemente el rendimiento de estos. Esta disminución de rendimiento puede llegar desde el 10% al 50% y tiene tanta más importancia, cuanto más alto sea el valor del caballo-hora y cuanto más necesidad de energía haya en la época en que se produce el desgaste. (2)

Para los fines de la sedimentación, la velocidad del agua en el depósito debe estar comprendida entre 0,16m/s. y 0,59m/s. procurando que su repartición sea uniforme y que la turbulencia sea reducida.

La longitud del depósito debe ser tal que permita un recorrido del agua, desde el comienzo hasta el final, durante un tiempo no menor de 5 minutos.

### 3-3-1D.-Cálculo del desarenador en Estiajes

Según el perfil de la sección transversal media del tramo de río se han obtenido las siguientes áreas a las cuales se referirán los cálculos.

(2).-Gómez Navarro y Juan Arceíl, Ob.Cit. tomo I

En la sección media del tramo de río considerado <sup>19</sup>

	Cotas	Áreas
Fondo del río	2.713,40	0,00m <sup>2</sup>
	15,00	13,82"
	15,50	20,04"
	16,00	27,47"
	16,50	36,39"

En estiaje con un caudal de  $4,3\text{m}^3/\text{s}$ . para poder obtener una velocidad de  $0,20\text{m/s}$ . se requiere una sección transversal cuya área sea:

$$a = \frac{Q}{v} = \frac{4,3}{0,2} = 21,15\text{m}^2$$

Si se diseña la presa de tal manera que el N.A.N. esté sobre la cota 2.715,50 se puede obtener dicha velocidad; cuando el N.A.N. está en la cota citada, se obtendrá una velocidad igual a:

$$v = \frac{Q}{a} = \frac{4,3}{20,04} = 0,21\text{m/s}.$$

En creciente media, sobre la cota 2.716,50 y con un caudal de  $11\text{m}^3/\text{s}$ . la velocidad será:

$$v = \frac{11}{26,39} = 0,305\text{m/s}.$$

En condiciones de estiaje el ancho superior de la sección media del cauce es  $T = 13,50\text{m}$ . La profundidad media será:

$$D_m = \frac{s}{T} = \frac{20,04}{13,50} = 1,51\text{m}.$$

Se requiere que se sedimenten las arenas de tamaño mayor que  $0,5\text{m.m.}$  de diámetro.

Para este tamaño de partículas la velocidad de sedimentación en agua tranquilas es  $0,053\text{m/s}$ . (1). Cuando el agua está en movimiento existe una velocidad  $w$  debida a la turbulencia - que tiende a retrasar el descenso de las partículas y que - puede calcularse por la siguiente fórmula: (2)

$$w = \frac{v}{5,7 + 2,3D_m} = \frac{0,21}{5,7 + 2,3 \times 1,51} = 0,0229\text{m/s}.$$

En la fórmula anterior,  $v$  es la velocidad del agua en el depósito,  $D_m$  es la profundidad media del depósito. (unidades métricas)

La Longitud del Depósito. Para que una partícula situada en la superficie, a la entrada, tenga tiempo de sedimentarse, e sea descender hasta el fondo, se requiere una longitud dada por la siguiente fórmula (2)

$$L = \frac{D_m v}{u - w} = \frac{1,51 \times 0,21}{0,053 - 0,0229} = 11\text{m}.$$

Esta es la longitud mínima de sedimentación, e sea la correspondiente al tiempo mínimo. Incrementando al doble este valor se puede considerar un valor razonable, según similares obras construidas.

La Capacidad del Depósito. Para las condiciones anteriores será:

$$\text{Capacidad} = 22 \times 20,04 = 450\text{m}^3$$

o sea 104 veces el caudal. Las normas prevén, para la eficiencia (1). - (2). - Armin Schaklitch, Gómez Navarro, Obs. Cita.

cia del desarenador, un volumen mayor de 360 veces el caudal o sea un tiempo de sedimentación mayor de 5 minutos.

Como la velocidad no es solamente la que determina el funcionamiento eficiente del desarenador, sino también la capacidad del depósito, o sea el tiempo de sedimentación, la longitud se ha determinado de acuerdo a este último criterio.

Aceptará una capacidad de 360Q, la capacidad será:

$$360Q = 360 \times 4,3 = 1.548m^3$$

Además es necesario incluir un volumen adicional que será ocupado por los sedimentos. Considerando una limpieza cada 12 horas y la cuantía del arrastre en 1 por mil se obtiene el volumen ocupado por los acarreos,  $V_s$  :

$$V_s = 4,3 \times 12 \times 60 \times 60 \times 0,001 = 186m^3$$

El volumen total será:

$$V = 1.548 + 186 = 1.740m^3$$

La longitud efectiva, que está dada por el último criterio - citada anteriormente, es:

$$L = \frac{V}{h} = \frac{1.740}{20,04} = 87m.$$

es la longitud que debe tener el depósito para que funcione eficientemente en estiaje.

En cuanto se refiere a la longitud del desarenador, en el río se la obtiene aguas arriba de la presa sin construir ninguna obra adicional, aparte de las indispensables para efecto de lograr la derivación.

3-3-2C.- Cálculo del desarenador en crociante medio. (11m<sup>3</sup>/o)

Cotas: 2.716,50

Area: 16,29m<sup>2</sup>

La velocidad:

$$v = \frac{11}{16,29} = 0,305 \text{ m/s.}$$

La profundidad media para el ancho superior T = 19,30m.

$$D_m = \frac{16,29}{19,30} = 1,88 \text{ m.}$$

El decremento de la velocidad debido a la turbulencia:

$$w = \frac{0,305}{5,7 - 2,3 \times 1,88} = 0,03 \text{ m/s.}$$

La Longitud Mínima:

$$L = \frac{1,88 \times 0,305}{0,053 - 0,033} = 17,5 \text{ m.}$$

Como en el caso anterior, esta longitud es muy pequeña; asumiendo la capacidad en 360Q, se puede obtener la longitud efectiva.

$$360Q = 360 \times 11 = 3960 \text{ m}^3$$

Como cuando crece la velocidad del curso, lógicamente se aumenta la cantidad de los aporreos, se supone que estos alcancen un valor igual a 2 por mil (valor grande para el río Guasimal) con lo que se obtiene un margen de seguridad en el cálculo.

El Volúmen de Sedimentos, en 12 horas será:

$$V_s = 11 \times 12 \times 60 \times 60 \times 0,002 = 950m^3$$

El Volúmen Total del Depósito:

$$V = 3.960 + 950 = 4.910m^3$$

La Longitud efectiva, para la condición de creciento media:

$$L = \frac{4.910}{36,29} = 135m.$$

El Tiempo que el agua permanece en el depósito:

$$t = \frac{135}{0,31} = 438 \text{segundos} = 7,2 \text{minútos.}$$

que según las normas citadas es un valor aceptable con un alto margen de seguridad.

En creciento máxima el desarenador funciona rá, con cierta deficiencia si por descuido del operador, las compuertas de limpieza permanecieran cerradas. Esta deficiencia de funcionamiento no pesa grandemente, si se considera que las crecientes ,generalmente, tienen un período de duración corto.

LA LIMPIEZA DEL DESARENADOR.

Esta operación se hará mediante dos compuertas cuya ubicación se ha hecho de acuerdo a la dirección que toman las arrastres en el río. El bocal se ha diseñado de tal modo que cuando se realiza la limpieza del desarenador no ingrese el agua al canal de conducción a fin de establecer las condiciones normales de arrastre.

Es decir, tratándose de reproducir las condiciones con las que se realiza el arrastre actualmente (sin las construcciones que se proyecta).

### 3-4.-TRANSICION DE ENTRADA.-

"En los cambios de forma o tamaño de sección transversal como en las uniones de canales con canales, sifones o túneles, o de dos canales de dimensiones diferentes, deberá construirse un tramo corto de canal diseñado para que la transición de una corriente a otra se haga gradualmente y sin turbulencia, ni pérdida de carga excesivas. No necesariamente, en la transición la corriente no es uniforme." (1)

La transición se realiza entre el bozal y el cabecero del canal, es el paso de una sección amplia a una sección estrecha.

Si con las compuertas, cuyo edículo se explica más adelante, no se lograra reproducir las condiciones requeridas, las experiencias de los ensayos sobre un modelo reducido que a la fecha se está construyendo ayudarán a escoger la solución más conveniente. (2)

#### 3-4-1.-Propiedades Hidráulicas de la sección del cabecero del canal.

$Q = 4,5 \text{ m}^3/\text{s.}$        $v = 1,40 \text{ m/s.}$        $a = 3,22 \text{ m/s.}$   
 $s = 0,001 \text{ p} = 5,22 \text{ m.}$        $r = 0,62 \text{ m.}$        $d = 1,61 \text{ m.}$        $b = 2,80 \text{ m.}$

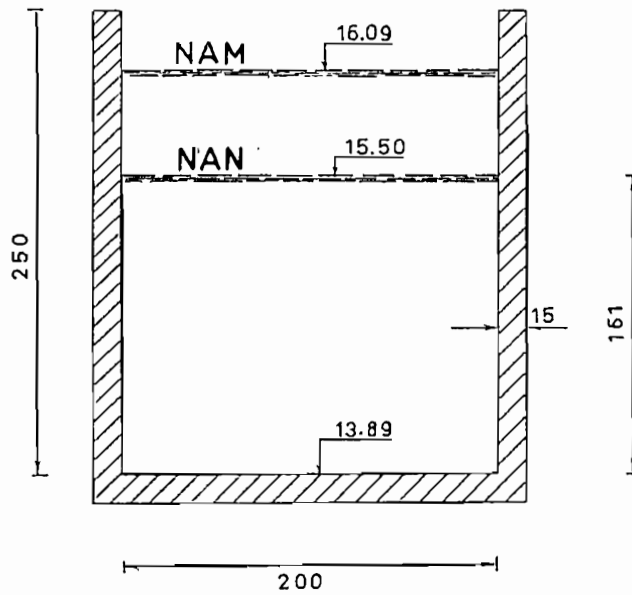
(1).-Herbert Williams King, Manual de Hidráulica, 1ª ed., Espal, p: 368

(2).-En el último apéndice se habla del Modelo Reducido.



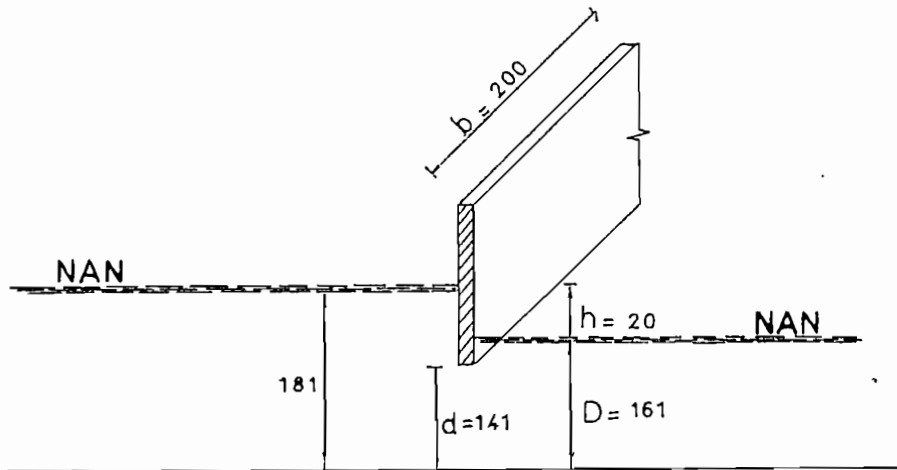
ESCALA 1:40

PROPIEDADES HIDRAULICAS



$Q = 4.5 \text{ m}^3/\text{seg}$   
 $n = 0.016 \text{ horm.ciclópeo.}$   
 $S = 0.001$   
 $V = 1.40 \text{ m/seg}$   
 $\alpha = 3.22 \text{ m.}^2$   
 $P = 5.22 \text{ m.}$   
 $r = 0.62 \text{ m.}$   
 $A_{REV} = 1.10 \text{ m.}^2$

PANTALLA EN EL CABECERO DEL CANAL



3-4-1A.-Cálculo del orificio de la pantalla de regulación

Esta pantalla está ubicada al final de la transición, poco después del cabezera del canal, se ha hecho el cálculo para las condiciones de HAN ya que en estas condiciones funcionará sumergida con el objeto de poder hacer mejor la regulación del caudal.

Quando se quiera dejar en seco el canal de conducción por efectos de alguna reparación aguas abajo de esta se ha proyectado una escotadura en los cajeros del regulador adyacente a la pantalla, en la escotadura se colocarán tablas formando una compuerta de agujas. Con esta compuerta se puede realizar el cierre.

Los cálculos se han hecho de acuerdo a la teoría de los orificios sumergidos, según figura de la pag 44a

Fórmula:  $Q = C_d \sqrt{2gh}$

Datos:  $Q = 4,3 \text{ m}^3/\text{s}$ . Se ha permitido una pérdida de nivel de  $h = 0,20 \text{ m}$ .

$g = 9,8 \text{ m/s}^2$

El coeficiente de circulación C

Según Danton, para compuertas:

$C = 0,7201 + 0,0243b$  ; para  $h$  menor que  $1,5 \text{ m}$  y para  $b$  ancho menor que  $3,05 \text{ m}$ .

Según Chatverton:

$C = 0,615 + 0,007 \times 10^{1,52-h}$

Para el caso presente:

Según Banton  $C = 0,77$  (1)

" Chaterton  $C = 0,63$

por tratarse de pantalla y por su menor la contracción el coeficiente  $C$  se ha tomado  $= 0,77$

Cálculo del área:

$$4,3 = 0,77 \times a \times 4,43 \times 0,2$$

$$a = 2,82 \text{ m.}^2$$

Para esta área si el ancho de las agujas es  $2 \text{ m.}$  la altura del orificio será:

$$d = \frac{2,82}{2} = 1,41 \text{ m.}$$

Sección útil de la pantalla  $= 1,41 \times 2 \text{ m.}$

Pérdida de carga  $h = 0,20 \text{ m.}$

Cotas fundamentales para los cálculos posteriores

Cota de la Solera del canal  $2.713,89 \text{ m. s.n.m.}$

HAN. aguas abajo de la pantalla  $2.715,50 \text{ m. s.n.m.}$

HAN. aguas arriba de la pantalla  $2,715,70 \text{ m. s.n.m.}$

3-4-2.- Cálculo de la solera de la transición.

La planta de la transición se ha diseñado en tal forma que no se obtenga pérdidas de carga menores y poca turbulencia (vease fig. de la pág. 46)

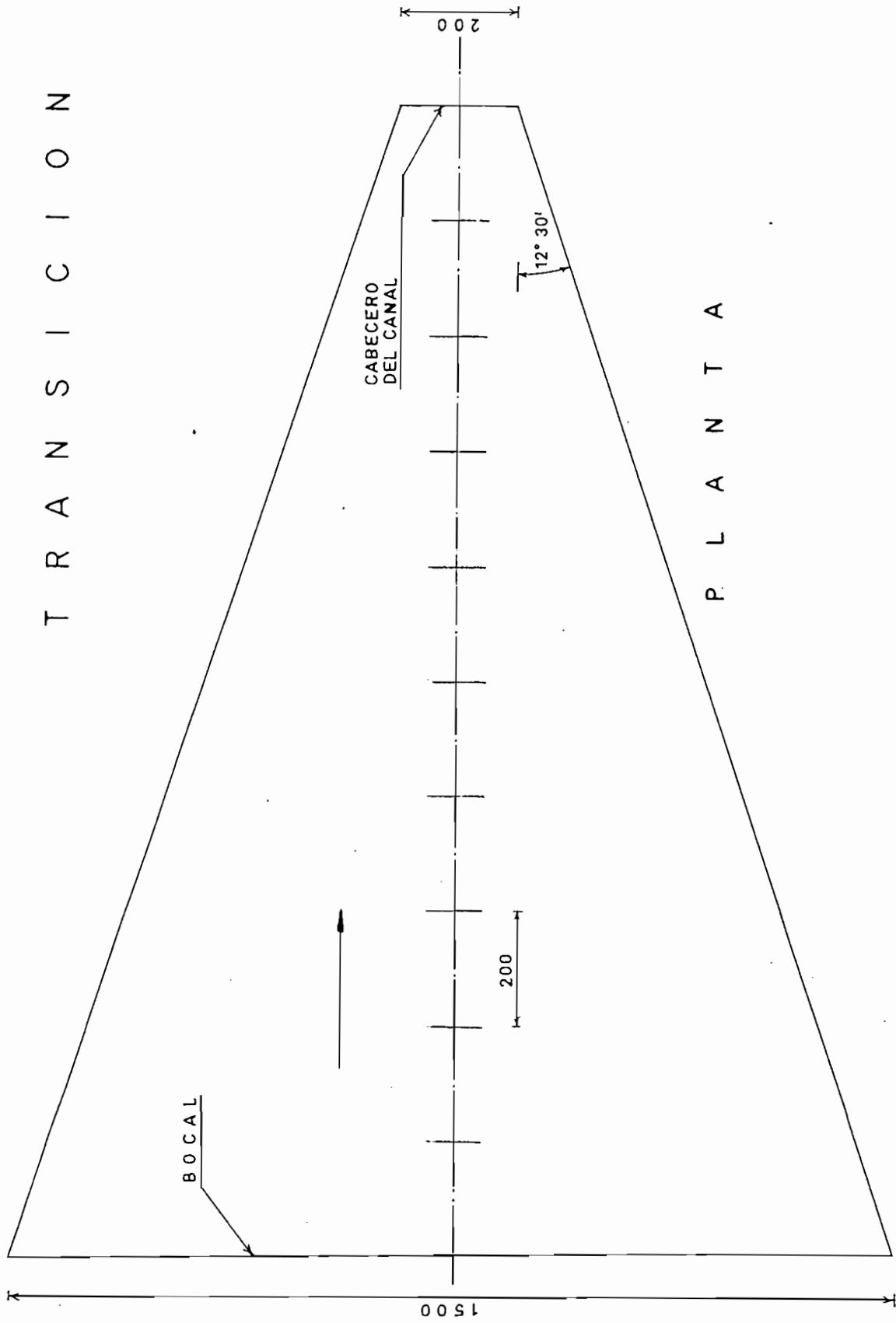
El procedimiento de cálculo seguido es el que aconseja King. (2) es decir, se ha supuesto la forma planimétrica-

(1).-Manual de Hidráulica, King, pp 53,76

(2).-Manual de Hidráulica, King, p 369 :Transiciones con todas las profundidades superiores a la crítica.

2000

T R A N S I C I O N



BOCAL

CABECERO DEL CANAL

P L A N T A

12° 30'

200

1500

200

462

15.79  
15.84  
15.50

PERDIDA DE NIVEL = 9 CMS.

15.70

14.69

13.89

E L E V A C I O N

..ca de la transición y la gradiente superficial del agua, luego se ha determinado las profundidades de cada una de las secciones en que se dividió la longitud de la transición.

Para determinar la forma planimétrica de la transición se ha seguido el criterio de la Oficina de Tierras y Aguas de los E. E. U. U. (Bureau of Reclamation) es decir que la longitud de la estructura de transición en el corte longitudinal es de tal magnitud que la recta que une los extremos de las líneas superiores de las corrientes en los dos canales forme un ángulo de unos 12,5 grados con su eje. (1)

Los cálculos se han reproducido en la siguiente tabla:

x	b	$b^2/3$	K'	a/b	d
0	2,00	6,35	0,321	0,725	1,85
2	3,30	24,10	0,846	0,270	0,89
4	4,50	55,20	0,037	0,155	0,70
6	5,90	114,00	0,018	0,095	0,56
8	7,20	193,00	0,016	0,070	0,50
10	8,50	301,00	.0068	0,055	0,47
12	9,80	440,00	.0046	0,045	0,44
14	11,10	611,00	.0033	0,035	0,39
16	12,40	824,00	.0025	0,029	0,36
18	13,70	1070,00	.0019	0,025	0,34
20	15,00	1370,00	.00145	.020	0,29

x, son las abscisas tomadas desde el punto aguas abajo  
b, d, a son y profundidad de la sección respectivamente  
K' es el factor de gasto, depende de la profundidad de la  
profundidad del agua a alguna determinada sección lineal de la  
sección transversal. De acuerdo a este factor la fórmula de

(1). - Design of Small Dam, Bureau of Reclamation.

de Manning para el cálculo de los caudales se puede escribir

$$Q = \frac{K'}{n} (b, d \text{ ó } r)^{8/3} s^{1/2} \quad (1)$$

En el caso presente el dato es el ancho  $b$  de la sección -  
por lo cual se ha usado la tabla N°94 del manual de King.  
Datos para el cálculo de la transición.

Anchos, obtenidos graficamente.

El coeficiente de rugosidad de Horton (para usarse en la fórmula de Manning)  $n = 0,015$ , para canales con revestimiento de  
hormigón alisado. Caudal  $= 4,3 \text{ m}^3/\text{s}$ . ; Pendiente  $s = 0,001$

El factor de gasto

$$K = \frac{4,3 \times 0,015}{b^{8/3} \times 0,03162} = \frac{2,04}{b^{8/3}}$$

Radio hidráulico de las secciones extremas. (1)

$$R_1 = 0,59 \text{ m} \quad R_1^{2/3} = 0,703$$

$$R_2 = 0,279 \text{ m.} \quad R_2^{2/3} = 0,426$$

3-4-2A.- Cálculo de las Pérdidas en la Transición

Esta -  
pérdida se calcula por diferencia de las alturas <sup>(2)</sup> correspondientes a la velocidad multiplicadas por un coeficiente que depende del mayor o menor ángulo de transición. Las velocidades se han calculado de acuerdo a la fórmula de Manning.

(1). - King y Bratton, Ob. Cit., p 261 ; Radio hidráulico tabla N°78  
(2). - Diferencia de los cuadrados de dichas alturas.

Fórmula de Manning:  $v = r^{2/3} \frac{1.49}{n}$

$$V_o = V_i = 0,703 \times \frac{0,03162}{0,015} = 1,48 \text{ m/s.}$$

$$V_{20} = V_f = 0,426 \times \frac{0,03162}{0,015} = 0,90 \text{ m/s.}$$

Pérdida de carga  $h_f$ :

$$h_f = \frac{V_f^2 - V_i^2}{2g} k = \frac{2,19 - 0,81}{19,6} = 0,07 \text{ m.}$$

Pérdida por rozamiento  $h_1$

$$h_1 = nL = 0,001 \times 20 = 0,02 \text{ m.}$$

$$\text{Pérdida total } h_s = h_f + h_1 = 0,07 + 0,02 = 0,09 \text{ m}$$

### 3-5.-EL VERTEDERO DE EXCESOS.

Esta obra sirve para evacuar - el canal de avenidas preservando a la presa de una posible destrucción. Además tiene como función complementaria regular el caudal excesivo que penetra por el bozal y que la pantalla no permite su ingreso al canal de conducción. Está ubicada en la transición y dispuesta de tal manera que los filetes líquidos puedan ingresar al vertedero perpendicularmente.

El vertedero es una válvula de - seguridad y de regulación mediante el cual se protege la presa del desbordamiento de las aguas y se mantiene el nivel previsto. Tendrá una capacidad de evacuación de  $26 \text{ m}^3/\text{s.}$  es decir todo el caudal de crecida máxima. Las aguas que pasan por el vertedero son recogidas por el canal lateral de este que se une con el canal de desfogues.

### 3-5-1.-Longitud del vertedero y altura de la lámina.

Por existir un flujo transversal al flujo de la lámina vertiente, la altura de esta no es uniforme, pero se ha considerado que la altura de la lámina en toda la longitud es la misma e igual a  $H$ .

La fórmula clásica de los vertederos es  $Q = CLH^{3/2}$

El coeficiente de circulación  $C$  se ha tomado = 2,2 correspondiente a una cresta redondeada que tiene el perfil Creager. Después de algunas aproximaciones se ha llegado a obtener una longitud de  $L = 20m$ , para la cual la altura de la lámina será:

$$H^{3/2} = \frac{Q}{CL} = \frac{26}{2,2 \times 20} = 0,59$$

$$\underline{H = 0,70m}$$

### 3-5-2.- Coordinadas del perfil de la coronación.

Las normas <sup>(1)</sup> aconsejan que el vertedero:

- 1) Debe tener un perfil capaz de resistir las fuerzas estáticas y dinámicas que actúan sobre él.
- 2) Debe quedar protegido contra las infiltraciones inferiores y laterales y en caso de producirse que sean mínimas.
- 3) Conviene dar al vertedero una forma tal que el coeficiente de circulación  $C$  sea el máximo a fin de que el gasto para un espesor de lámina determinada sea máximo.
- 4) Cuando no se da la forma adecuada al perfil de la coronación

(1). -Bureau of Reclamation, Design of Small Dams, S. Navarre, Ch. Cit



..ción se pueden producir presiones inferiores a la atmosférica, las cuales no solo afectan a la estabilidad del vertedero sino que pueden producir fenómenos de cavitación con las consiguientes deterioros de los materiales de construcción

En el diseño que se está estudiando los puntos 1 y 2 quedan descontentados por el lado de la seguridad por cuanto, como puede verse en los planos, la altura desde la cresta del vertedero hasta la solera de la transición es pequeña y el empuje hidrostático es despreciable; además la filtración y la subpresión no son de consideración. Por estas razones, el perfil del vertedero solamente será revertido, y no un macizo como cuando las presiones son grandes,

Las condiciones 3y4 se han tomado en cuenta al dar al perfil la forma del llamado perfil Creager. Esta forma de la escarpa ha dado buenos resultados en las obras construidas por la G.W.B.

Debe notarse que la forma del perfil Creager se conserva solamente hasta una altura de 0,59m. desde la cresta; para las alturas inferiores la escarpa tiene un talud  $\frac{1}{2} - 1$  (relación horizontal a vertical). Esto se ha hecho con el objeto de conservar la forma de los cajones del canal lateral a fin de que el flujo transcurra y se disponga como se ha calculado. Con este artificio da la impresión de que la lamina vertiente no se pegaría a la escarpa y no cumpliría las condiciones de diseño; pero se debe pensar en que el canal lateral se ha diseñado en tal forma que su calado de aguas producirá la sustracción, y la lámina quedará adherida.

3-5-2A.-Altura de lámina para el diseño:

La altura de la lámina para el diseño se ha tomado igual a la altura estática más dos veces la altura correspondiente a la velocidad.

$$\text{Velocidad: } V = \frac{26}{20 \times 0,70} = 1,85 \text{ m/s.}$$

$$h_1 = 2 \frac{V^2}{2g} = 0,30 \text{ m.}$$

$$H_0 = H + h_1 = 0,70 + 0,30 = 1 \text{ m.}$$

Con esta altura se ha calculado el perfil Ogrenger:

Y	X		
	Línea de mampost.	Charre teórica Cara. Sup	Cara infer.
0,00	0,126	-0,831	0,126
0,10	0,036	-0,803	0,036
0,20	0,007	-0,772	0,007
0,30	0,000	-0,740	0,000
0,40	0,007	-0,702	0,007
0,60	0,060	-0,620	0,063
0,80	0,142	-0,511	0,153
1,00	0,257	-0,380	0,267
1,20	0,397	-0,219	0,410
1,40	0,565	-0,030	0,590
1,70	0,870	0,305	0,920

Paramento de aguas arriba eje X

Y coronación y perpendicular al eje X

### 3-6.- REGULACION DEL CAUDAL DE CRECIMIENTO

Es necesario este cálculo para determinar la capacidad del aliviadero subsecuente a la Tena y conocer si la elevación del nivel del agua rebasa la altura de los cajeros del canal de conducción o en el caso de los túneles <sup>si</sup> estos llegan a funcionar como galerías de presión, aunque no llegasen a funcionar como galerías bajo presión la elevación del nivel puede impregnar laomba y si no está reventando la masa disgregada puede desprenderse.

Este cálculo es necesario para establecer el HAN (nivel de aguas máximas) que determina la altura de la presa y la altura de los muros de protección de la Tena.

#### 3-6-1.- Procedimiento de cálculo .

Quando sucede una avenida el nivel de aguas normales se altera y a través del orificio de la pantalla de regulación ingresa mayor caudal que en tiempo de estiaje.

El problema radica en determinar que cantidad de caudal penetra al canal. La solución debe cumplir la condición de que el caudal que pasa por el orificio debe ser igual al caudal que circula por el canal aguas abajo de la pantalla.

La mecánica del cálculo es la siguiente:

- 1º Con un caudal supuesto se calcula el estado de aguas que satisface la pendiente del canal (0,001).

2º La altura de la lámina sobre el vertedero determina el nivel del agua antes de la pantalla. Esta altura se calcula con la fórmula:  $Q = CLE^{3/2}$ , donde Q es el caudal que pasa por el vertedero y es igual a la diferencia entre el caudal total de afluencia y el que se supone que pasa al canal de conducción.

3º Se verifica si el caudal supuesto es igual al que resulta en el orificio calculando por la fórmula  $Q = C_a \sqrt{2gh}$ , donde Q es el caudal calculado,  $C_a$  el coeficiente de circulación,  $a$ , el área del orificio,  $h$ , es la carga del orificio que resulta de la diferencia de los niveles de aguas arriba y aguas abajo de la pantalla.

4º Si el caudal calculado es igual al caudal supuesto quiere decir evidentemente que se ha encontrado la solución. Si esto no ocurre se repite el procedimiento hasta encontrar la solución satisfactoria.

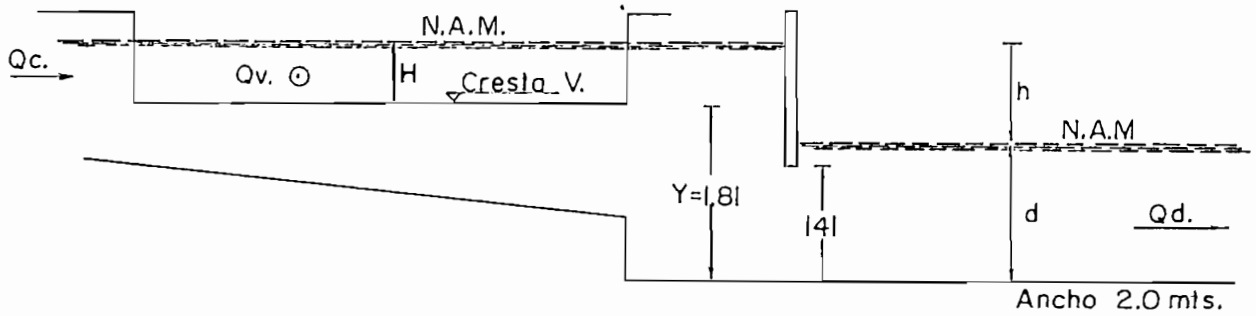
La solución establece que  $Q_d = Q$  ; siendo  $Q_d$  el caudal que se deriva y que es supuesto,  $Q$  el caudal que lo verifica y que se obtiene del cálculo por la fórmula de los orificios  $Q_v =$  caudal que se evacúa por el vertedero y que es igual al caudal que se considera como total menos el caudal que se supone se ha derivado  $Q_v = Q_0 - Q_d$

Para demostrar el cálculo se transcribe la primera aproximación en forma desarrollada las demás se presentan en forma de tabla.

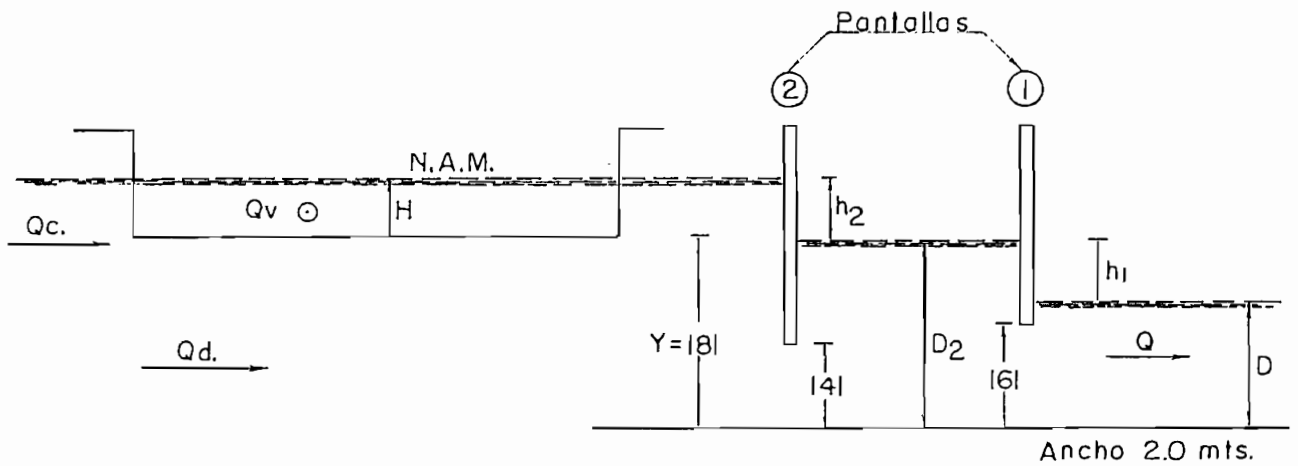
#### 1º APROXIMACION

$$Q_0 = 26m^{3/s}$$

CASO 1º.



CASO 2º.



- Qc. = Caudal de creciente.
- Qv. = Caudal vertido al desfogue.
- Qd. = Caudal derivado.
- Q. = Caudal derivado supuesto.

$$Qd = 5m^3/s.$$

$$Qv = 26 - 5 = 21m^3/s.$$

El caudal de aguas en el canal para el ancho de 2m. y  $n=0,001$  se encuentra por la fórmula de Manning transformada para poder emplear las tablas del Manual de King. El coeficiente de rugosidad en el canal es  $n = 0,015$ . Las fórmulas numeradas son para usarse en cualquiera de las aproximaciones.

$$K' = \frac{Qd, n}{b^{8/3} n^{1/2}} \quad (1)$$

Aplicando la fórmula (1) al caso presente:

$$K' = \frac{0,015}{2^{8/3} \times 0,03162} Qd = 0,0747Qd \quad (2)$$

$$K' = 0,0747 \times 5 = 0,3735$$

Con este valor de  $K'$  se entra a las tablas N°94 del Manual de Hidráulica citada y se encuentra la relación  $d/b$ , como  $b$  es conocido se encuentra el valor del caudal de aguas  $d$  en la columna de taludes verticales.

$$d/b = 0,82 \quad ; \quad d = 0,82 \times 2 = 1,64m$$

Según los gráficos de las páginas 54a la altura de la lámina en la pantalla será:

$$h = y + H - d = 1,81 + H - d \quad (3)$$

$y = 1,81$  es la diferencia de cotas entre la cresta del vertedero y la solera del canal.

$H$  = altura de la lámina vertical para el caudal vertido  $Qv$

$$H = \left( \frac{Qv}{0,1} \right)^{2/3} = \left( \frac{Qv}{2,2 \times 10} \right)^{2/3} = \left( \frac{Qv}{44} \right)^{2/3} \quad (4)$$

Según la fórmula (4)  $H = 0,48^{2/3} = 0,633m.$

Aplicando la fórmula (3):

$$h = 1,81 + 0,613 - 1,64 = 0,78m$$

Calculando si efectivamente el caudal supuesto pasa por el orificio : no tiene:

$$Q = C_m \sqrt{2gh} = 0,77 \times 2 \times 1,41 \times 4,42 / h = 9,61 / h \quad (5)$$

Para  $h = 0,78m:$

$$Q = 9,61 / 0,78 = 8,5m^3/s. mayor que  $5m^3/s.$$$

Como el caudal calculado es mayor que el supuesto es obvio que debe suponerse un caudal mayor.

Aprox.	Qd	Qv	K'	d/b	d	H	h	Q
1º	5,00	21,00	0,3715	0,82	1,64	0,61	0,78	8,50
2º	5,50	20,50	0,4100	0,88	1,76	.602	0,65	7,75
3º	5,70	20,30	0,4260	.905	1,81	.596	0,59	7,36
4º	6,20	19,80	0,4630	0,97	1,94	.587	0,457	6,50
5º	6,25	19,75	0,4670	0,98	1,96	.587	.437	6,35
6º	6,30	19,70	0,4700	0,98	1,96	.583	.433	6,30 OK

En la tabla anterior se puede ver que la solución está en la 6ª aproximación.

3-6-1A.- Conclusiones.

El exceso del caudal que hay que evacuar por el aliviadero situado en la estación 0 + 410 es  $6,3 - 4,3 = 2m^3/s.$  Con un caudal de 6,30 en el túnel que al que luego del regular el caudal llega a 1,96m quedando ya la altura de seguridad en la clave de  $2,3 - 1,96 = 0,34m$

Cuando los túneles no van revestidos inclusive la cumba, 34 centímetros no son una altura de seguridad, ya que como se dijo anteriormente se inpegan de agua las costadas de la cumba y puede dar lugar al desprendimiento de las masas de tierra que con el agua han perdido su consistencia y la cohesión ha disminuido, obligando a costosos gastos de limpieza.

Para preservar de este inconveniente se ha proyectado otra pantalla aguas abajo de la primera, con la diferencia de que funcionará solamente para regular el caudal de excesos mientras que para el NAW no presentará ninguna obstrucción; es decir, que el NAW corresponde al labio inferior de la pantalla y un orificio funcionará como un orificio sumergido. Se ha dispuesto en esta forma a fin de no perder altura del nivel de aguas normales.

3-6-2.-Cálculo de la Pantalla No 2.

El proceso de cálculo es una ampliación del anterior y se detalla a continuación y se muestran solamente dos aproximaciones. El desarrollo se puede seguir según la figura de la página 54a.

$Q_0 = 250 \text{ m}^3/\text{s}$ , caudal de excedente.

Suponiendo que por la pantalla (1) pasan  $Q_1 \text{ m}^3/\text{s}$ , el caudal D será:

$K' = 0,0747Q$  (fórmula (2) de la pg.55)

1ª APROXIMACION . si  $Q = 6 \text{ m}^3/\text{s}$ .

$K' = 0,0747 \times 6 = 0,45$

$D/\text{m} = 0,95$  ;  $B = 0,95 \times 2 = 1,90 \text{ m}$ .



$$Q_1 = C_d \sqrt{2gh_1} = 0,77 \times 1,61 \times 2 \times 4,42 \sqrt{h_1} = 10,7 \sqrt{h_1}$$

$$h_1 = \left(\frac{Q_1}{11}\right)^2 = 0,10m.$$

$$D_2 = 1,90 + 0,10 = 2,00m.$$

La altura de la lámina H

$$H = \left(\frac{27}{44}\right)^{2/3} = \left(\frac{20}{44}\right)^{2/3} = 0,591m$$

La carga de la pantalla H=2

$$h_2 = (1,81 + H) - (D + H_1) = 1,81 + H + D_2 = 2,401 - 2,2 - 0,20m.$$

Sea Q<sub>0</sub> caudal correspondiente a la carga h<sub>2</sub>

$$Q_0 = C_{d2} \sqrt{2gh_2} = 0,77 \times 2,82 \times 4,42 \sqrt{h_2} = 9,61 \sqrt{h_2}$$

$$Q_0 = 9,61 / 0,10 = 9,61 m^3/s.$$

La solución estará cuando Q<sub>v</sub> más Q<sub>0</sub> sea igual ó mayor que el caudal total de crecientes Q<sub>0</sub>=26m<sup>3</sup>/s.

$$Q_v + Q_0 = 20 + 5,16 = 25,16 \text{ menor que } Q_0 = 26m^3/s.$$

2ª APROXIMACION.

$$Q = 5,70m^3/s.$$

$$K' = 0,0747 \times 5,7 = 0,425$$

$$D/b = 0,91 ; D = 0,91 \times 2 = 1,82m$$

$$h_1 = \left(\frac{5,7}{11}\right)^2 = 0,27m.$$

$$D_2 = 1,82 + 0,27 = 2,09m.$$

$$H = \left(\frac{20 + 10}{44}\right)^{2/3} = 0,596m.$$

$$h_2 = 2,41 - 2,09 = 0,32m.$$

$$Q_{a2} = 9,61 \cdot 0,32 = 5,40 \text{ m}^3/\text{s}.$$

$$Q_{a2} = 5,40 + 20,36 = 25,70 \text{ m}^3/\text{s}. (\text{equivalente a } 26 \text{ m}^3/\text{s}.)$$

Según esto por el vertedero pasa más caudal de excesos que  $20,36 \text{ m}^3/\text{s}$ . y consiguientemente menor caudal que  $5,70 \text{ m}^3/\text{s}$ . in gresa al canal de conducción.

De acuerdo a este cálculo se ha determinado el  $NAN_1$ . El  $NAN_2$  corresponde a la crecida máxima evacuándose por el vertedero más que ingrese al canal de conducción por haber cerrado la admisión en la pantalla sumergida. (1)

Con la segunda pantalla se aumenta la altura de seguridad en el túnel y es:

$$2,10 - 1,82 = 0,48m (\text{contra } 0,34m)$$

Además, como se comprenderá, la seguridad que se obtiene en el túnel incluyendo el costado, la pantalla y el resaca representa una gran seguridad.

El caudal que debe evacuar el aliviadero es  $1,2 \text{ m}^3/\text{s}$ . siempre que con la crecida se suceda contemporáneamente una obstrucción del canal aguas abajo del aliviadero; pues en este caso el gasto que debe evacuar el aliviadero es igual al caudal total de conducción más el caudal que in gresa por efecto de la crecida e sea  $5,70 \text{ m}^3/\text{s}$ .

---

(1).- Las cotas de los niveles del agua se pueden ver en los planes de la Terna.

3-7.- Estudio de las pérdidas de nivel en la zona-

Estas pérdidas se han calculado para el nivel de aguas normales y se han tomado las siguientes:

En la pantalla N°1  $h_f = 0,00$  ( $\Delta$  nos da  $0 \Delta b$ )

En la pantalla N°2  $h_f = 0,20m.$  (altura de carga)

Pérdida por rozamiento entre la embocadura y el final de la transición:

$$h_f = eL = 0,000 \times 20 = 0,02m.$$

Pérdida en la embocadura: (la nomenclatura se puede ver en el grafico de la embocadura de la pág, 60a.

Según el teorema de Bernoulli entre las secciones anterior y posterior de la embocadura se tiene: (para embocadura abocinada, de acuerdo al Manual de King.)

$$H_e = 0,29 + h + \frac{V^2}{2g}$$

$V = 0,2m/s.$   $\frac{V^2}{2g} = 0,002m$  valor que se puede despreciar.

$$H_e = 0,29 + h$$

Para este caso de embocadura el caudal se calcula de acuerdo a la siguiente fórmula:

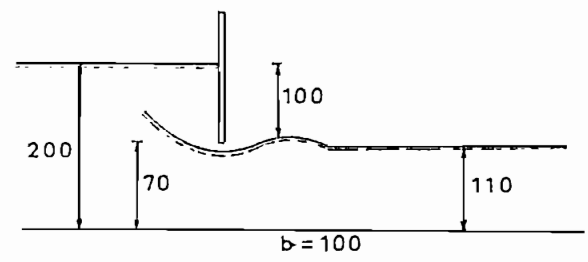
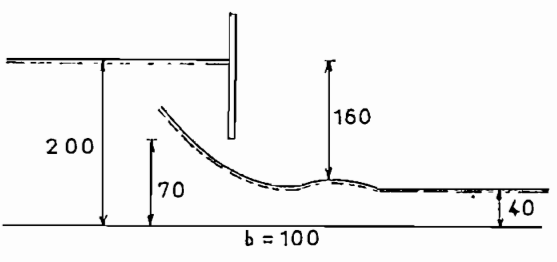
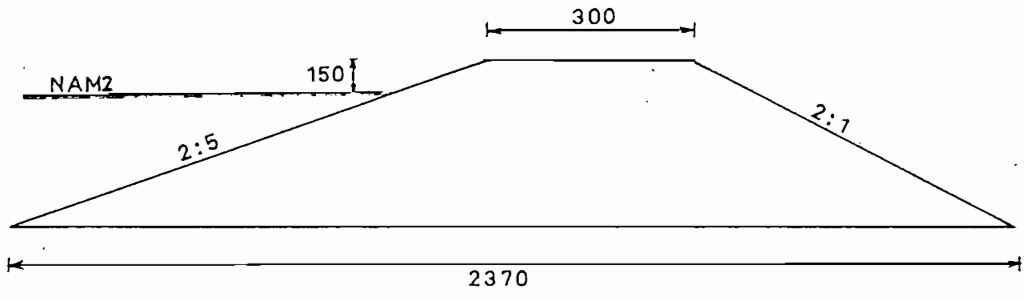
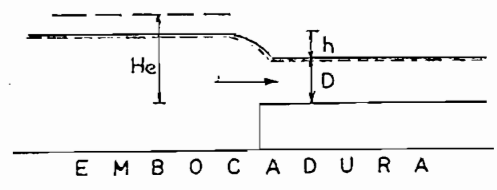
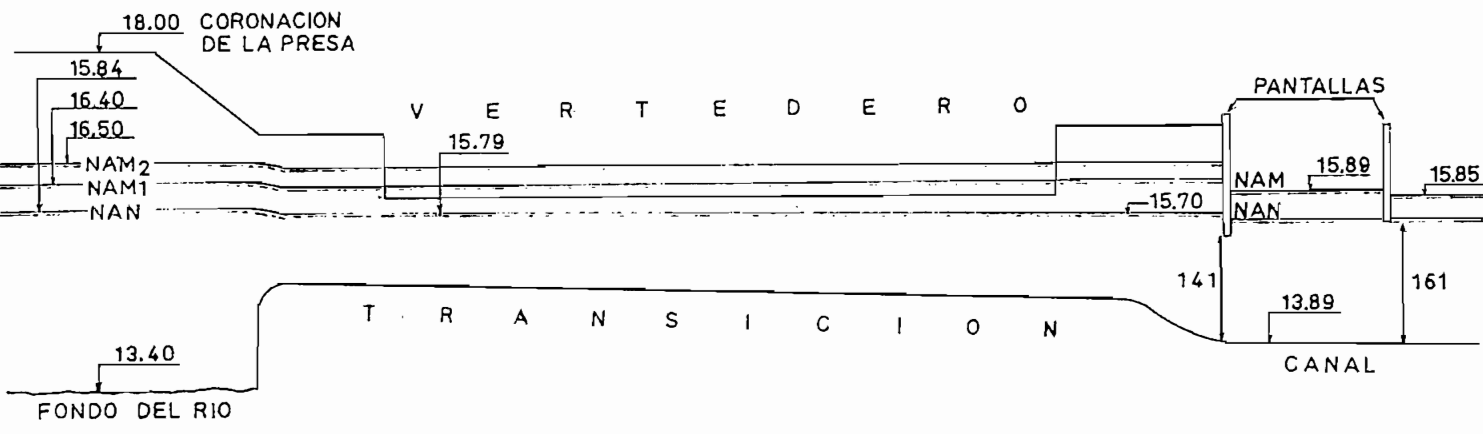
$$Q = a\sqrt{2g(H_e - D)} ; \text{ (King, Manl Hlea, p363, fórm 86)}$$

$a = \text{área del becal} = 15 \times 0,29 = 4,35m^2$

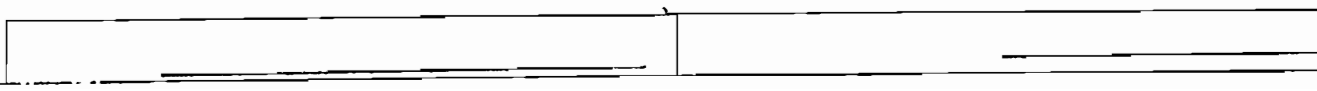
$D = \text{Altura de la lámina o profundidad del agua después de la embocadura} = 0,29m.$

$h$  es la altura de carga necesaria para el ingreso del caudal

e sea la altura que se pierde (únicamente en la embocadura)



ORIFICIO DE LA COMPUERTA DE DESFOGUE



Aplicando la fórmula se encuentra el valor de h.

$$4,3 = 4,35 \times 4,42 / \sqrt{h} - D$$

$$h = H_0 - D = 0,05m.$$

La pérdida total entre el NAK en el río y el canal de conducción:

Pérdida en la pantalla	= 0,20m
" en la transición	= 0,07m
" por resaca	= 0,02m
en la embocadura	= 0,05m
Pérdida total	= 0,34m.

### 3-7-1 Distancia entre las pantallas.

Es evidente que si dos pantallas se colocan extremadamente juntas se establece entre ellas una columna de agua muerta, perdiéndose de esta manera el efecto regulador; en cambio si las pantallas se colocan muy alejadas esta no es una solución económica pues obliga a elevar los cajeros del canal en toda la longitud existente entre las pantallas. Por este motivo se ha hecho el cálculo de las distancias que deben estar separadas las dos pantallas de regulación.

La distancia entre pantallas debe ser 12 veces el caudal crítico. <sup>(1)</sup> El caudal crítico para los canales rectangulares está dada por la siguiente fórmula:

(1). - Ing. Sviatoslav Kreschik, explicación personal. e Ing Jaime Bustamante, explicación personal.

$$D_2 = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} = \sqrt[3]{\frac{(4,1/2)^2}{9,80}} = 0,47m$$

$$12D_2 = 12 \times 0,47 = 5,65m.$$

De acuerdo a este cálculo la distancia desde el final de la transición y la primera pantalla se ha puesto 9m. y la distancia entre las pantallas 7m.

### 3-8.- DIQUE DE DERIVACION

Por el material del cual va a construirse, corresponde al tipo de una pequeña presa de tierra.

Para el diseño se han tomado en cuenta otras obras similares construidas y entre los criterios fundamentales de el diseño general de las presas de este tipo se han tomado en cuenta los siguientes: (tomados de la conferencias dictadas en la Escuela Politécnica Nacional por el Ing. José Antonio Jiménez Salas,)

Para proyectar una presa de tierra se procede primero a dibujarla, por analogía, con alguna presa construida, que tenga parecidas circunstancias de cimentación. Se tendrá en cuenta las tierras disponibles, calificadas a partir de los ensayos de identificación (análisis granulométrico y límites de Atterberg). Si solamente se puede contar con arcilla, habrá que proyectar una presa de perfil homogéneo.

Elegido el tipo de presa, se precisa fijar provisionalmente la inclinación de los taludes, lo cual se hace provisionalmente, por fórmulas empíricas, a reserva de una posterior comprobación por el cálculo.

Para que las líneas generales del perfil de la presa queden definidas, es preciso fijar también el relleno y el ancho de la coronación; el primero en función de varios factores, y, en especial de la altura de ella, y la segunda se fija empíricamente.

A la fecha y lo que se representa en los planos solamente con las líneas generales de la presa. Será preciso entonces, de acuerdo a estas líneas generales, comprobar la estabilidad de los taludes en las diversas circunstancias por las que van a ser atravesados. Para ello es necesario ampliar el laboratorio de la G.N.H. a fin de poder realizar los ensayos pertinentes a la resistencia del suelo al esfuerzo constante.

Pero como la resistencia al esfuerzo constante que realmente se desarrolla depende de las presiones intersticiales del suelo, por lo cual, y como paso previo para la estabilidad, es preciso determinar dichas presiones en los tres casos principales que pueden presentarse: 1) con embalse lleno 2) durante la construcción, 3) después de un desembalse rápido. Para esto se requiere contar con datos de laboratorio sobre la compresibilidad y permeabilidad de las tierras, así como de la densidad que podrá obtenerse del apisonado.

Determinadas las presiones intersticiales puede ya comprobarse la estabilidad de los taludes, lo cual se hará por el método usual. Si resultan inestables se adoptará por cualquier solución para reducir las presiones de

vadas que prevengan el estado de fluxión, e se haran los taludes más tendidos.

Jiménez Salas afirma que estas mismas comprobaciones habrán dado seguridad suficiente contra el sifonamiento por inestabilidad del talud de aguas abajo de la presa, pero resta asegurar contra los demás tipos de sifonamiento, para lo cual se procederá a proyectar los detalles de los filtros en las posibles superficies de emergencia, así como los frenajes, pantallas dientes de arraigo etc.

Por consejo personal del profesor Jiménez Salas las líneas generales de la presa quedan de las siguientes características:

### 3-8-1.-Altura del Dique.

La altura de la presa se ha determinado considerando dos aspectos: el primero, la altura máxima que alcanza el agua en crecida, previendo una altura de seguridad. El segundo aspecto es la altura necesaria para obtener la sección transversal (en el río) que garantice el funcionamiento del cauce como desahogado.

Cota del fondo del río	2.713,40m. snn.
Cota del NAM <sub>2</sub> (1)	2.716,50m. snn.
Cota de la coronación	2.718,00m. snn.
Altura máxima	4,60m.
Altura de resguardo	1,50m.

(1).-NAM<sub>2</sub> es el nivel de aguas máximas, considerando durante la crecida, cerrada la admisión al Canal de Conducción.



### 3-8-2.-Material de la Presa.

El material a emplearse se obtendrá de las excavaciones en la transición, canal lateral, canal de desfogue, etc. y de las colinas que existen cercanas a la obra. De acuerdo a Jiménez Salas toda la obra será de material homogéneo, es decir, sin núcleos impermeable. Se ha proyectado además un filtro, aguas abajo, en el pie del talud que será seguramente de escollera y grava.

### 3-8<sup>3</sup>.- Inclinación de los taludes.

Para la elección preliminar de los taludes sirvió la tabla de Fernaghi y Peck. (Presas de Embalse, Gómez Navarro).

Según la tabla citada, para material bien graduado. Arcilla - limosa o Arcilla. Altura menor de 15m. corresponden los taludes: (estos taludes se han adoptado)

Talud de aguas arriba	2,5:1
Talud de aguas abajo	2:1

El Ancho de la Coronación. Para que pueda circular un vehículo, se ha dado a la coronación un ancho de 3m.

Como se dijo anteriormente, para realizar la limpieza del desarenador se ha proyectado dos compuertas y con el objeto de hacer mejor la evacuación del caudal sólido se ha recortado el paramento de aguas arriba en la dirección del flujo y se ha protegido la estabilidad del talud con un muro de revestimiento de altura variable de acuerdo a la variación del talud e inclinado  $45^\circ$  con la horizontal (Véase los planos de diseño de la Yema)

Por ser la topografía de la margen izquierda a del río casi plana, fúé necesario prolongar la presa en forma de brazo hasta alcanzar la cota de la coronación en dicha margen. Si no se tomara esta solución el agua de las crecientes se desbordaría por dicha margen produciendo la erosión de este flanco y consiguientemente la destrucción de la presa.

/3-9.- Cálculo del orificio de las compuertas de laminas.

Se ha calculado para dos condiciones: (ver Pg 65a)

- 1º Para evacuar el caudal de estiaje
- 2º Para un caudal mayor que el de estiaje.

La fórmula de los orificios es :

$$Q = C_a \sqrt{2gh}$$

$$C = 0,62 \quad ; \quad \text{según Chatertan (1)}$$

$$a = 1x1 = 1m^2 \quad (\text{área correspondiente a una sola compuerta})$$

Para altura de lámina,  $h = 1m$  Case 1º

$$Q = 0,62x1x4,42\sqrt{1} = 2,74m^3/s.$$

$$2Q = 2x2,74 = 5,48m^3/s. \text{ mayor que } 4,3m^3/s.$$

Case 2º

$$h = 1,7m$$

$$2Q = 0,62x2x4,42\sqrt{1,7} = 7,14m^3/s. \text{ mayor que } 4,3m^3/s.$$

Debe notarse que en los dos casos no se ha tomado en cuenta la altura de lámina del bucal.

(1).- Williams King y Bratton, Ob. Cit.

3-9-1.-CALCULO DEL CANAL DE DESFOQUE.

Este canal tiene como función principal evacuar el caudal de aguas que se derraman por el vertedero y además evacuar el caudal de limpieza que ingrese por las compuertas del desarenador. La capacidad de conducción será por tanto el caudal total de crecientes ( $22m^3/s.$ )

Cota en la salida de las compuertas	2.713,30
Cota en la desembocadura, en el río	<u>2.712,70</u>
Diferencia de nivel	0,60m
Longitud disponible	100m.
Gradiente de la eslera	$\frac{0,60}{100} = 0,006$

Para canal revestido con hormigón el coeficiente de rugosidad según Horton (que puede usarse con la fórmula de Manning) es  $n = 0,015$

$$\text{Factor de gasto: } K' = \frac{26 \times 0,015}{5^{8/3} \times 0,006^{1/2}} = 0,069$$

Según tabla N°94, Manual de Hidráulica, King, Pág. 311, para talud  $1/4$  a  $1$  que es el que tendrán los cajeros del canal, se obtiene la relación,

$$(\text{caldo sobre ancho del fondo}) \quad D/b = 0,22$$

Para un ancho del fondo igual a  $5m.$  el caldo será:

$$D = 0,22 \times 5 = 1,10m.$$

El radio hidráulico:

$$r = \frac{BD}{4} = \frac{0,726 \times 1,1}{4} = 0,200m.$$

$c$ , es un coeficiente tabulado para la relación  $B/b$  y para la inclinación de los costados del canal ( tabla N°78 del Manual Citado)

La velocidad según la fórmula de Manning:

$$V = r^{2/3} \frac{S^{1/2}}{n} = 0,862 \frac{0,07746}{0,015} = 4,42m/s.$$

Según Gómez Navarro, la velocidad límite bajo la cual puede diseñarse un canal con revestimiento de hormigón sin peligro de erosión aún con agua turbia es 4,50m/s.

Para 4,42m/s. el diseño está dentro de los valores límites. Además se tiene un margen de seguridad mayor ya que el funcionamiento para las condiciones de máxima creciente el canal tendrá funcionamiento ocasional y durante períodos de corta duración correspondiendo a los períodos y a la duración de las crecientes.

No se ha hecho la desembocadura del desfogue en el río Guasmal por no disponer de la cota necesaria y también por no mejorar el paramento de aguas abajo de la presa.

Para condiciones de limpieza el calado alcanza hasta 0,40m.

### 3-10.-DISEÑO ESTRUCTURAL.

El muro del bozal se ha calculado para las condiciones mas desfavorables, o sea resistiendo el empuje de las tierras, suponiendo vacio el depósito. El material a emplearse es hormigón ciclópes. Las dimensiones se pueden ver en el plano de la toma.

Por la pequeña altura estable el perfil del vertedero no recibe empujes que puedan producir la falla de la obra, por lo cual, a fin, de hacer economía se revestirá la cresta y la escarpa sobre el suelo excavado, en lugar de hacer un bloque macizo con la sección total del perfil.

Las pabieres de las compuertas se harán de madera con marnes, guías y mecanismos de hierro, cada compuerta se ha proyectado con doble vástago con el objeto de evitar el pandeo debido a las malas maniobras del operador.

#### 3-10-1.-Diseño de las estructuras de hormigón armado. (1)

##### Pantalla de las compuertas de dosfoque.

Es una losa con tres apoyos. A ventaja del diseño se ha calculado como simplemente apoyada en la pila central y en el estribo de la presa.

Carga de agua = 2,2m

Presión = 2.200kg/m = 2,2t/m.

Luz = 1,44m

Momentos Máximos:

$$M_x = \frac{q l^2}{8} = \frac{2.200 \times 1,44}{8} = 395 \text{ kgm.}$$

(1).-Ha-se Beckman, Hormigón Armado, poligráficas de clase E.P.N.

$h = 8\text{cm. ancho de la pantalla } 10\text{cm.}$

$$r = \frac{8}{\sqrt{\frac{39.500}{100}}} = \frac{h}{\sqrt{\frac{Mx}{b}}} = 0,4$$

Según las tablas (peligrosidad de clase )

El coeficiente de trabajo del concreto  $= 41,0\text{Kg/cm}^2$

$$k = 0,887$$

$$s = hk = 8 \times 0,887 = 7,1\text{cm}$$

Sección del hierro, armadura principal:

$$f_s = \frac{Mx}{C_e x s} = \frac{39.500}{1.200 \times 7,1} = 4,65 \text{ cm}^2$$

Se colocará hierros de  $3/8$  de pulgada de diámetro y la separación entre centros  $15\text{cm.}$

Armadura de repartición  $= 1/5$  de la sección de la armadura principal.  $= 0,73 \text{ cm}^2$ . Se colocaran hierros de  $1/4$  de pulgada separados  $20\text{cm.}$  entre centros

Recubrimiento  $2\text{cm.}$  Espesor  $0,10\text{cm.}$  Luego se modificó el cálculo tomándose  $18\text{cm}$  de espesor efectivo y el ancho de  $20\text{cm.}$  Se hizo este con el objeto de tomar en cuenta las cargas transmitidas por la losa de operación. Este nuevo cálculo se hizo en la misma forma que el anterior.

Dosa de Opornoión de las Compuertas. Es un voladizo de  $1\text{m}$  de ancho. El cálculo se se transcribe, es similar al anterior.

Peso propio  $= 240\text{kg/m.}$  Sobrecarga  $= 200\text{kg/m}$

Armadura principal hierros de  $3/8"$  de diámetro, separación  $15\text{cm.}$

Hierros de repartición diámetro de  $1/4"$  separación  $20\text{cm.}$

3-11.-DISEÑO DEL CANAL LATERAL DEL VERTEDERO DE LA PRESA

La función del canal lateral es evacuar el caudal de avenida que se derrama por el vertedero del las presas.

El diseño del canal lateral se ha hecho de acuerdo a la teoría de la conservación de la cantidad de movimiento axial, asumiendo además que las únicas fuerzas generadoras del movimiento son el producto de la pérdida e caída de nivel del agua, en la dirección del eje; es decir, considerando que la energía total del flujo, que existe sobre la cresta del vertedero se disipa en el choque y en la mezcla con el flujo del canal, sin que haya un momento que intervenga en la aceleración de la masa de agua.

3-11-1.- Procedimiento de los E. U. A. (1)

Bajo las anteriores consideraciones, el Bureau of Reclamation (Oficina de Sierras y aguas de los Estados Unidos), recomienda el procedimiento de G. J. Hoffmann, en el cual se aplica la fórmula de Julian - Hinds, para el cálculo de la pérdida del nivel del agua.

Hinds ha llegado a establecer la fórmula mencionada a través del desarrollo matemático, que brevemente se resume a continuación:

Para cualquier tramo corto de Canal Lateral, la cantidad de movimiento en el comienzo del tramo, más cualquier incremento debido a fuerzas externas (incremento -

---

(1). - Bureau of Reclamation, Design of Small Dams.

gradual del caudal) debe ser igual a la cantidad de movimiento al final del tramo.

Considerando un tramo corto de longitud  $\Delta X$ , si en la sección de aguas arriba,  $V$  y  $Q$  son los valores de la velocidad y el caudal respectivamente, en la sección de aguas abajo, la velocidad y el caudal respectivamente serán:  $V + \Delta V$  i  $Q + q(\Delta X)$ ; donde  $(q)$  es el caudal que pasa por el vertedero, por unidad de longitud de cresta (en rigor debido a que la altura de la lámina no es uniforme, según afirman Demarechie, Fourchheimer, etc. el caudal por unidad de cresta no es constante)

La cantidad de movimiento en las dos secciones será: (tomando el peso de  $1m^3$  de agua -1tn.)

$$\text{Sección de aguas arriba: } M_u = \frac{Q}{g} V \quad (1)$$

$$\text{Sección aguas abajo: } M_d = \frac{Q + q(\Delta X)}{g} (V + \Delta V) \quad (2)$$

Restando la ecuación (1) de la (2), se obtiene el incremento de la cantidad de movimiento:

$$\Delta M = \frac{q(\Delta V)}{g} + \frac{q(\Delta X)}{g} (V + \Delta V) \quad (3)$$

Dividiendo por  $\Delta X$  los dos miembros de la ecuación (3) se obtiene:

$$\frac{\Delta M}{\Delta X} = \frac{q(\Delta V)}{g(\Delta X)} + \frac{q}{g} (V + \Delta V) \quad (4)$$

El valor de  $\Delta X$  en función del incremento de tiempo  $\Delta t$ , para el promedio de las velocidades en las dos secciones vale:



$$\Delta X = (V + \frac{1}{2}\Delta V)\Delta t \quad (5)$$

Reemplazando este valor en la ecuación (4) se obtiene la variación de la cantidad de movimiento en función del tiempo, o sea la fuerza aceleradora:

$$\frac{\Delta M}{\Delta t} = \frac{Q(\Delta V)}{S(\Delta X)} (V + \frac{1}{2}\Delta V) + \frac{1}{S}(V + \Delta V)(V + \frac{1}{2}\Delta V) \quad (6)$$

Por otra parte se sabe que la fuerza aceleradora del agua en un canal es la componente del peso en la dirección del movimiento, o sea:

$$\frac{\Delta M}{\Delta X} = \frac{\Delta Y}{\Delta X}(Q + \frac{1}{2}\Delta Q) \quad (7)$$

Iguando las ecuaciones (6) y (7) se obtiene la ecuación general para la caída del nivel del agua:

$$\Delta Y = \frac{Q}{S} \left[ \frac{V + \frac{1}{2}\Delta V}{Q + \frac{1}{2}\Delta Q} \right] \left[ \Delta X + \frac{S(\Delta X)}{Q} (V + \Delta V) \right] \quad (8)$$

Si  $Q_1$  y  $V_1$  son los valores al comienzo del tramo y  $Q_2$  y  $V_2$  al final, la ecuación (8) puede escribirse:

$$\Delta Y = \frac{Q_1(V_1 + V_2)}{S(Q_1 + Q_2)} \left[ (V_2 - V_1) + \frac{V_2(Q_2 - Q_1)}{Q_1} \right] \quad (9)$$

O también:

$$\Delta Y = \frac{Q_2(V_1 + V_2)}{S(Q_1 + Q_2)} \left[ (V_2 - V_1) + \frac{V_1(Q_2 - Q_1)}{Q_2} \right] \quad (10)$$

Empleando la fórmula (9) ó la (10) se puede calcular el perfil del agua en el canal lateral o en cualquier caso análogo donde el caudal es variable, (galerías de las Zonas Caudasianas)

Para realizar el cálculo, es necesario dividir la longitud del vertedero en tramos cortos y referir los cálculos a un punto de origen, sea el comienzo o el final.

Para cualquier tramo de longitud  $\Delta X$ ,  $Q_1$  y  $Q_2$  generalmente serán conocidos; con una de las profundidades se asume un valor para  $\Delta Y$ , con el cual queda definida la otra y profundidad, y mediante aproximaciones sucesivas, se verifica si el valor de  $\Delta Y$  asumido es igual al valor calculado por cualquiera de las fórmulas, (9) ó (10).

Este cálculo se repite en todos los tramos en que se haya dividido la longitud total. Antes de iniciar el cálculo del perfil del agua, es necesario establecer la forma de la sección de acuerdo a, si se quiere obtener la circulación en régimen subcrítico o en supercrítico, teniendo en cuenta que las secciones del primer caso permiten la circulación con velocidades relativamente pequeñas y secciones amplias; lo contrario sucede en el segundo caso, en el cual se requieren secciones estrechas y profundas. Por ejemplo la sección final puede ser una sección de control o una sección aguas abajo del canal, que se considere con movimiento uniforme.

### 3-11-2.-PROCEDIMIENTO ORIGINAL PARA EL CALCULO DEL CANAL LATERAL

Con el objeto de simplificar el cálculo, eliminando el problema de las aproximaciones, se puede hacer uso del siguiente procedimiento, que es producto de las investigaciones realizadas conjuntamente con el Ing Carlos Landávari.

En resumen, el procedimiento, consiste en usar la fórmula de Kinde en cada tramo del canal, la incógnita  $V_1$  se calcula directamente con la fórmula :

$$V_x [ = V_1 ] = V_o \sqrt{\frac{X}{L}} \tag{11}$$

en la cual (X) es la distancia desde el origen a la sección del tramo considerado.

(L) es la longitud total del vertedero. El valor de (V<sub>o</sub>) es el único que se asume, y está limitado por las conveniencias de obtener pequeñas o grandes velocidades.

A continuación se reproduce una parte del análisis graficanalítico, mediante el cual se llegó a establecer la fórmula (11) que determina la variación de las velocidades para las condiciones de caudal variable.

Las curvas de la figura 1 ,representan las variaciones de la superficie del nivel del agua y las correspondientes variaciones de la Línea de Energía, calculadas para el canal lateral del proyecto que se está estudiando.

Datos:

Caudal total de evacuación = 28 m<sup>3</sup>/s.

Longitud del vertedero = 20 m.

Velocidad máxima permisible para el caudal total = 2,5m/s.

Las Hipótesis de cálculo, son las siguientes: (fig 1)

CURVAS (1): Sección del canal, constante en toda la longitud, y velocidad variable linealmente, desde cero al comienzo,

hasta 2,5m/s en el final, (B)

CURVA (2): Velocidad variable linealmente desde  $V_0 = 1,25m/s$ . en (A), hasta  $V_B = 2,5m/s$ , en el final.

CURVA (3): Velocidad constante e igual a 2,5m/s., desde (A) hasta (B), y sección variable (en función del gasto).

Analizando las curvas se puede decir lo siguiente:

Con el perfil del agua de la curva (1), la circulación del agua se realiza a expensas de secciones más grandes que las correspondientes al perfil de la curva (3), excepto la sección final, que es igual. Al comienzo del canal, donde el caudal es menor que en los tramos subsiguientes, resulta antieconómico diseñar las secciones iguales que que al final, donde el caudal es 20 veces más grande que el inicial.

Este perfil presenta la ventaja de realizar la circulación con una pequeña pérdida de nivel, si se compara con las curvas restantes; esto se debe a que la velocidad inicial es cero.

La curva (3) representa el perfil en el cual la pérdida es elevadísima, pues, para acelerar la masa de agua se requiere una pérdida de altura grande al comienzo y que se descargalle en un corto recorrido de agua.

Por otra parte, la sección, desde el comienzo se hacia aguas abajo, va creciendo gradualmente, con valor cero en (A) y con el máximo valor en (B).

Se puede notar claramente que la solución que concilia los dos criterios opuestos: sección y pérdida de

nivel, se encuentra entre los dos perfiles, que representan las salidas extremas.

En la hipótesis se asumió que la variación de la velocidad sea lineal. En consecuencia la solución conciliatoria debe verificarse para una variación lineal de velocidades en la cual la velocidad inicial debe ser la mitad de la velocidad final.

Efectivamente el perfil (2) representa la compensación de los dos anteriores, pues participa de las variaciones de cada una de ellas.

El único inconveniente que presenta este perfil es la pérdida elevada del nivel, no obstante que se produce la variación gradual de la sección. En el tramo superior la masa de agua necesita una pérdida de nivel brusca. En el tramo inferior la caída de nivel es suave y está aliada en una curva que tiende a ser una recta. La línea de energía de este tramo es sensiblemente una recta.

Del análisis gráfico se deduce que, al contener el canal es necesario acelerar la masa de agua para vencer la inercia del salto y la masa del flujo, es decir, en el tramo inicial los incrementos de velocidad deben ser proporcionalmente mayores que los subsiguientes, los cuales deben variar estrechamente.

El análisis gráfico y el razonamiento anterior conducen a la conclusión que la variación de la velocidad es una función parabólica y evidentemente que las variaciones de las alturas correspondientes a la velocidad

son constantes y corresponden a una función lineal. En consecuencia, la hipótesis verdadera de cálculo es variación lineal de las alturas correspondientes a la velocidad o variación parabólica de la velocidad.

#### DEDUCCION ANALITICA.

Según la hipótesis anterior, en el triángulo  $ABE'$  (fig. 2), se puede establecer la siguiente proporción para las alturas de velocidad:

$$\frac{h_0}{L} = \frac{h_x}{x} \quad (12)$$

Ya que:

$$h_0 = \frac{v_0^2}{2g}, \quad y \quad h_x = \frac{v_x^2}{2g} \quad (13)$$

Reemplazando  $h_0$  y  $h_x$  de la ecuación (12) por sus valores dados en las ecuaciones (13) se obtiene:

$$\frac{1}{L} \cdot \frac{v_0^2}{2g} = \frac{1}{x} \cdot \frac{v_x^2}{2g}$$

Despejando el valor de  $v_x$  se llega a la fórmula buscada, que expresa la ley de variación de la velocidad:

$$v_x = v_0 \sqrt{\frac{x}{L}}$$

Con esta fórmula, para obtener el perfil del agua mediante la ecuación de Hinda, debe hacerse  $v_x = v_1$

#### FORMA Y DIMENSIONES DE LA SECCION.

## FORMA Y DIMENSIONES DE LA SECCION.

Con la ley de variación de la velocidad, por la ecuación de la continuidad se determina las áreas de las secciones de cada tramo y en definitiva, las dimensiones de las secciones de cada tramo.

Aparte de la variación de la velocidad expresada por la fórmula (11) se puede encontrar, por medio de varios tanteos otra variación de la velocidad para la cual se tendrá las correspondientes variaciones de la sección.

Los casos de diseño de canales con caudal variable se presentan frecuentemente en Hidráulica, siendo los más comunes los canales de recolección en vertederos de crecientes de las presas, aliviaderos en los canales y galerías en las tomas caucasicas.

Para el Proyecto que se está estudiando - se ha hecho el diseño completo del canal lateral siguiendo este procedimiento. La figura (3a) representa las variaciones de la velocidad y la función de las alturas correspondientes a la velocidad. La conservación de la energía en el canal.

Las figuras (3b) y (3c), representan la vista en planta y la elevación del diseño definitivo.

En la vista de elevación se nota una sumersión del vertedero, en el tramo inicial, con este recurso el canal tiene profundidades de excavación menores que si el flujo se derramara libremente. La sumersión no influencia en la descarga, cuando su altura, desde la cresta es menor que  $2/3$  de la altura de la lámina libre. Los valores se reproducen en las tablas I y II.

TABLA I.-1 CALCULO DEL PERFIL DEL AGUA. (procedimiento original)

X	e	Y	X	(V1+V2)	(Z1+Z2)	$\frac{V1+V2}{Z1+Z2}$	$\frac{Q1(V1+V2)}{g(Z1+Z2)^2}$	(V2-V1)	$\frac{V2(Z2-Q1)}{Z1}$	(M)+(N)	$\Delta Y = (9)X$ (12)
(1)	(2)	(3)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)
20	26.0	2.50	10.40								
18	23.4	2.37	9.89	4.870	49.40	0.0986	0.2354	0.130	0.2768	0.4068	0.096
16	20.8	2.24	9.29	4.61	44.20	0.1043	0.2214	0.130	0.2962	0.4262	0.094
14	18.2	2.09	8.71	4.33	39.00	0.1118	0.2061	0.150	0.3280	0.4700	0.097
12	15.6	1.94	8.04	4.03	33.80	0.1192	0.1897	0.150	0.3483	0.4983	0.093
10	13.0	1.77	7.34	3.71	28.60	0.1297	0.1720	0.170	0.3882	0.5380	0.086
8	10.4	1.58	6.58	3.35	23.40	0.1432	0.1520	0.190	0.4423	0.6323	0.096
6	7.8	1.37	5.69	2.95	18.20	0.1621	0.1290	0.210	0.5267	0.7367	0.095
4	5.2	1.12	4.64	2.49	13.00	0.1915	0.2016	0.250	0.6850	0.9350	0.093
3.5	4.65	1.046	4.35	2.166	9.75	0.2221	0.2031	0.074	0.2608	0.2674	0.017
3	3.98	.968	4.03	2.014	8.45	0.2383	0.0948	0.072	0.2743	0.2523	0.024
2.5	3.25	.884	3.68	1.852	7.15	0.2590	0.0859	0.084	0.2936	0.2776	0.024
2	2.60	.790	3.29	1.674	5.85	0.2861	0.0759	0.094	0.2210	0.3150	0.024
1.5	1.95	.685	2.85	1.475	4.55	0.3242	0.0645	0.105	0.2633	0.3683	0.024
1	1.30	.560	2.32	1.245	3.25	0.3831	0.0508	0.125	0.3425	0.4675	0.024
0.5	0.65	.395	1.65	0.955	1.95	0.4897	0.0325	0.165	0.5600	0.7250	0.024



TABLA II.- GRADIENTE DE ENERGIA Y FORMA DE LA SECCION.

X	A	$\Sigma \Delta Y$	b <sub>y</sub>	$\Delta h_f$	$\Sigma \Delta h_f$	d	b <sub>m</sub>	T	b
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)
20	10,40	0,000	0,32	0,07	0,61	1,90	5,48	6,43	4,43
18	9,87	0,096	0,29	0,06	0,54	1,90	5,20	6,15	4,25
16	9,34	0,190	0,26	0,06	0,48	1,90	4,89	5,84	3,94
14	8,71	0,287	0,22	0,06	0,42	1,90	4,59	5,54	3,64
12	8,04	0,382	0,19	0,07	0,36	1,90	4,23	5,18	3,28
10	7,34	0,478	0,16	0,06	0,29	1,90	3,86	4,81	2,91
8	6,58	0,574	0,13	0,07	0,23	1,90	3,47	4,42	2,52
6	5,69	0,669	0,10	0,06	0,16	1,90	3,00	3,95	2,05
4	4,64	0,764	0,06	0,02	0,12	1,83	2,53	3,42	1,58
3,5	4,35	0,781	0,06	0,01	0,10	1,80	2,41	3,26	1,46
3	4,03	0,803	0,05	0,02	0,09	1,76	2,29	3,04	1,34
2,5	3,68	0,829	0,04	0,01	0,07	1,70	2,17	2,81	1,23
2	3,29	0,853	0,03	0,02	0,06	1,64	2,06	2,61	1,11
1,5	2,85	0,877	0,02	0,02	0,04	1,47	1,94	2,29	0,99
1	2,32	0,901	0,02	0,01	0,02	1,28	1,82	2,77	0,87
0,5	1,65	0,925	0,01	0,01	0,01	0,97	1,70	2,65	0,75
0,0	---	---	---	---	---	---	1,59	2,54	0,64

NOTA: Las cantidades están en el sistema métrico.

El cálculo se ha comenzado desde la sección de agua abajo, la nomenclatura de la tabla anterior es la siguiente.

X es la distancia genérica, tomada desde el origen, en el comienzo del canal (agua arriba)

A es el área de la sección transversal considerada. ( $m^2$ )

$\Sigma \Delta Y$ , es la pérdida de nivel acumulada. (m)

$h_f$ , la pérdida debida al rozamiento (m)

d, es el calado de las secciones (m)

$b_m$ , es la base media de la sección (m) (sección trapezoidal)

T, es el ancho superior de la sección. (m)

b, es el ancho inferior, (m)

Para este diseño se ha adoptado la sección trapezoidal, con los taludes inclinados en la relación  $\frac{1}{2} : 1$  (horizontal, vertical). En el pavimento correspondiente a la escarpa del vertedero se ha diseñado con el talud anterior, conservando la parte superior la forma del perfil Greager.

Por la limitación de las cotas entre la cresta y la solera del canal de desfogue se ha exigido el calado -1,9m

Es conocido que cuando la lámina no se adhiere al perfil de la escarpa se producen presiones inferiores a la atmosférica y consecuentemente los fenómenos de cavitación que destruyen el material de la obra. Puede pensarse que con el talud que se ha dado a la escarpa se producirían estos fenómenos, pero debe tenerse en cuenta que la sumersión del canal neutraliza tal efecto. Además el funcionamiento es ocasional.

3-11-3.-PROCEDIMIENTO DEL BUREAU OF RECLAMATION. (fig. Pg 81a)

Caudal de evacuación -  $25 \text{ m}^3/\text{s}$ .

La sección de control (rectangular). Para tener el movimiento en condiciones similares a las del procedimiento calculado anteriormente al ancho de la sección final, que es la que corresponde a la sección de control, será  $4 \text{ m}$ . Es decir, que aguas arriba de la sección crítica se tendrá régimen subcrítico y aguas abajo de dicha sección el movimiento será supercrítico.

El caudal específico para la sección de control será:

$$q = \frac{25}{4} = \frac{q}{b} = 6,25 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}.$$

La profundidad crítica, para este caso que es rectangular será:

$$d_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} = \sqrt[3]{\frac{6,25^2}{10}} = 1,62 \text{ m}.$$

La velocidad crítica:

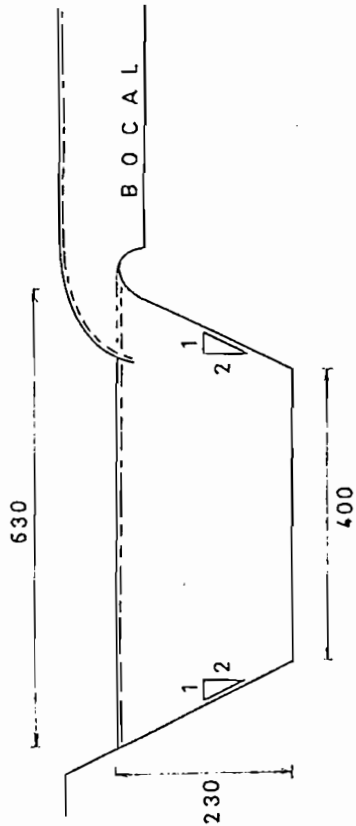
$$V_c = \frac{q}{d_c} = \frac{6,25}{1,62} = 4,02 \text{ m/s}.$$

La altura correspondiente a la velocidad crítica:

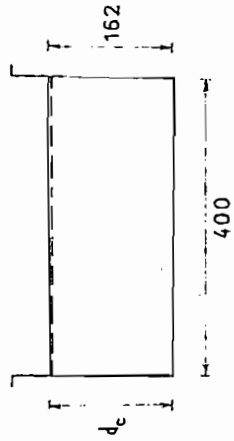
$$h_{vc} = \frac{V_c}{g} = \frac{4,02}{10} = 0,402 \text{ m}.$$

Si se aplica el Teorema de Bernoulli entre la sección anterior a la de control y esta se obtiene la siguiente ecuación. (los sub-índices (a) se refieren a la sección anterior a la crítica c).

$$d_a + h_{va} = d_c + h_{vc} + 0,8(h_{vc} - h_{va})$$

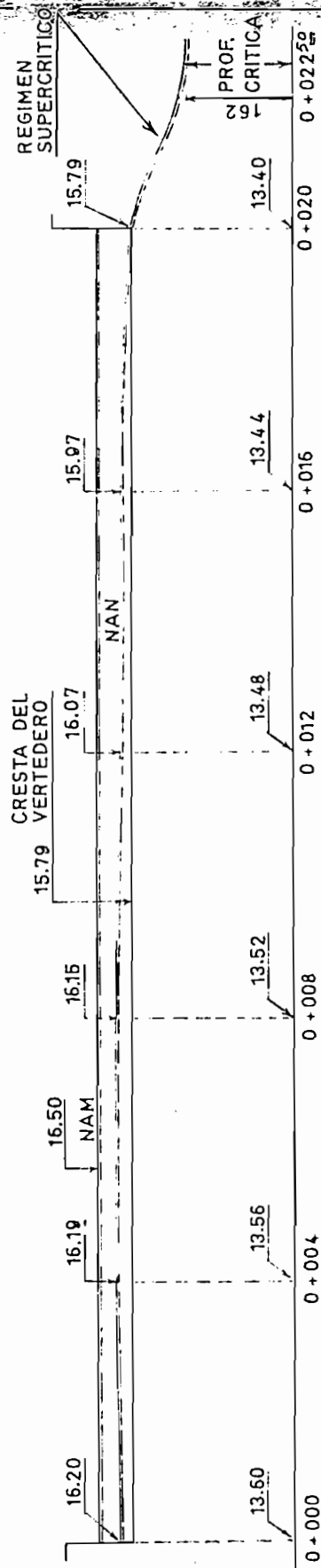


SECCION DE CANAL  
REGIMEN SUBCRITICO



SECCION DE CONTROL  
SECCION CRITICA

CANAL LATERAL - Procedimiento del Bureau of Reclamation.



La ecuación anterior se resuelve por tanteos para valores de la profundidad de la sección anterior a la crítica.

Si, da = 2,30m., el área de la sección anterior será: (trapezoidal)

$$A_a = \frac{4 + 6,3}{2} \cdot 2,3 = 11,85 \text{m}^2$$

La velocidad, en dicha sección, por la ecuación de la continuidad será:

$$V_a = \frac{24}{11,85} = 2,19 \text{m/s.}$$

La altura debida a la velocidad :

$$h_{va} = \frac{V_a^2}{2g} = \frac{2,19^2}{20} = 0,24 \text{m.}$$

Con los valores de profundidad y altura de velocidad debe verificarse la ecuación de Bernoulli.

$$2,3 + 0,24 = 1,42 + 0,81 + 0,2(0,81 - 0,24)$$

$$2,540 = 2,544 \text{ solución correcta.}$$

En el segundo miembro de la ecuación de Bernoulli aparece el término que expresa la pérdida debida al cambio de sección, de trapezoidal a rectangular, en dicho término, el coeficiente  $K_e = 0,2$  de acuerdo al procedimiento que se está desarrollando se calcula de la siguiente manera:

Para contracciones, el ángulo de transición permisible máximo está dado por la siguiente fórmula:

$$\text{tg} \alpha_{\text{max}} = \sqrt{\frac{R^2}{r}}$$

D, es el diámetro promedio entre las secciones de transición

$v$ , es el promedio de las velocidades de las dos secciones de la transición.

$g$ , es la aceleración de la gravedad, se ha tomado igual  $10\text{m/s}^2$ .

$D$ , se ha calculado a partir de las áreas de las secciones:

$$D = \frac{3,88 + 2,87}{2} = 3,37\text{m.}$$

La velocidad promedio es:

$$v = \frac{2,19 + 4,08}{2} = 3,105\text{m/s.}$$

Aplicando la fórmula anterior, el ángulo permisible máximo es: (más allá de este ángulo la pérdida de nivel es grande)

$$\text{tg } \alpha_{\text{mx}} = \frac{10 \times 3,37}{3,105} = 1,93 ; \alpha_{\text{mx}} = 62^{\circ} 30'$$

La pérdida de nivel en función del ángulo de transición es necesario calcularla solamente para obtener en forma definida el calado de aguas arriba de la sección de control.

Para el presente caso el ángulo de transición es:

$$\text{tg } \alpha_1 = \frac{1,15}{2,5} = 0,46 ; \alpha_1 = 24^{\circ} 45'$$

Según los valores tabulados en "Design of Small Dams" para estas condiciones  $K_e = 0,2$

Siguiendo en el desarrollo del procedimiento, se ha adoptado para la solera del canal una pendiente de  $0,01$

En la figura de la página 81a puede notarse la sumersión del vertedero y las dos secciones de transición.

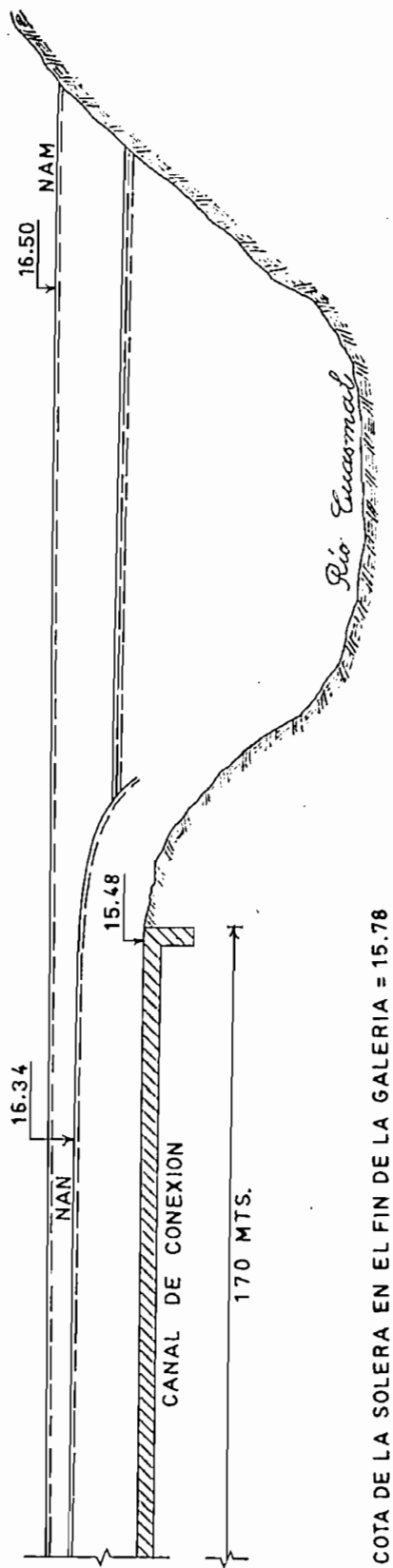
Los cálculos del perfil del nivel del agua se han resumido en la siguiente tabla. (se puede notar claramente que el volumen de obra de este diseño es mayor q' el definitivo.

TABLA III .- CANAL LA CERRAL.-Procedimiento del Bureau of Reclamation (continuación)

Esta- o16n	V2-V1 (13)	Q2-Q1 (14)	$\frac{Q2-Q1}{Q1}$ (15)	$\frac{V2(Q2-Q1)}{Q1}$ (16)	(13)+(16) (17)	Valor de (11) x (12) x (17) (18)	Observación
0+20	--	--	--	--	--	--	--
0+16	0,590	5,00	0,238	0,520	1,010	0,174	Valor alto
	0,600				1,020	0,173	" "
	0,610				1,030	0,174	" Correcto
0+12	0,430	5,40	0,346	0,547	0,980	0,114	Valor alto
	0,440				0,990	0,115	" Correcto
0+08	0,400	5,20	0,500	0,570	0,970	0,073	" Correcto
0+04	0,350	5,00	0,926	0,685	1,035	0,040	Valor alto
	0,354				1,039	0,040	" Correcto

NOTA: Los valores de la tabla están en unidades del sistema métrico

EN CRECIENTE DEL "CUASMAL" SE OBTURA PARCIALMENTE  
EL INGRESO DESDE EL "MINAS"



COTA DE LA SOLERA EN EL FIN DE LA GALERIA = 15.78

COTA DEL FONDO DEL RIO MINAS = 17.00



3-12.-CANAL DE CONEXION ENTRE EL RIO MINAS Y EL RIO GUASIMAL

Este canal servirá para entragar al río Guasimal las aguas captadas en la Zona Caucasiense del río Minas.

3-12-1.-Alineación.

En el plano de ubicación de las Obras de Zona se puede ver dos alineaciones que corresponden a dos posibilidades en estudio. La posibilidad con alineación corta es más económica que la segunda, pues, respecto por excavación del primera es menor que el coste por revestimiento del exceso de longitud de la segunda.

Con el objeto de que el caudal afluyente intervenga arrastrando los sedimentos del río Guasimal hacia las compuertas de limpieza, es necesario que la descendera del canal de conexión se haga lo más cercana al desarenador.

Considerando este aspecto se piensa que la segunda solución será más eficiente para la limpieza del desarenador. La solución que habrá de tomarse se determinará a base de la experimentación en el modelo reducido; aunque por simple inspección se puede tomar la alineación más grande, ya que el incremento del coste, respecto a la alineación más corta es relativamente pequeño.

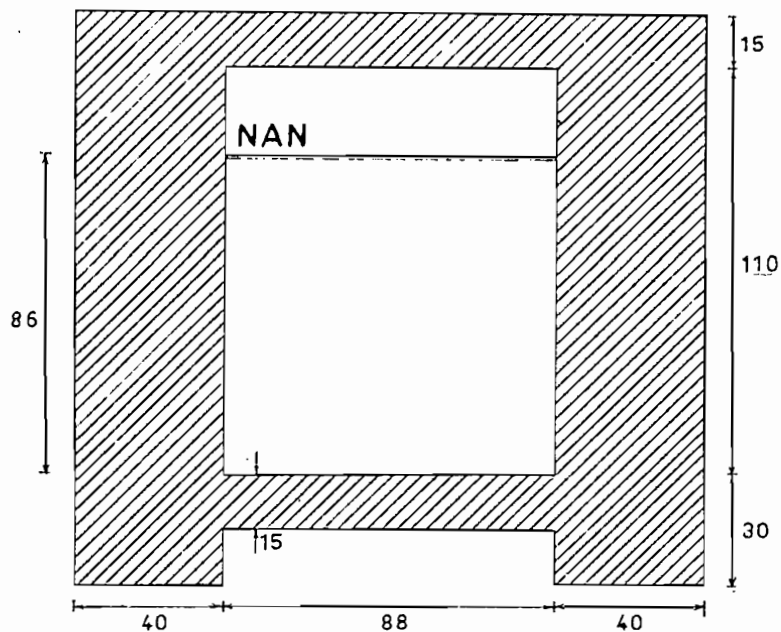
En el presente trabajo se ha hecho el cálculo para la alineación más grande.

# CANAL DE CONEXION — SECCION TIPO N° 1

862

DESDE 0+000 HASTA 0+008<sup>60</sup>

ESCALA 1:20



## PROPIEDADES HIDRAULICAS

$$Q = 1.90 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$n = 0.015$$

$$S = 0.007$$

$$V = 2.50 \text{ m}/\text{seg}$$

$$a = 0.76 \text{ m}^2$$

$$P = 2.60 \text{ m.}$$

$$r = 0.29 \text{ m.}$$

3-12-2.- Cálculo de las secciones tipo del canal de conexión

Cota de la solera aguas arriba:	2.716,84m. mm.
Cota del N.A.N. en el río Guzmanal:	<u>2.715,84m. mm.</u>
Diferencia de nivel que hay que vencer:	0,40m.

El canal comienza en la salida de la galería de la toma del río Minas, en correspondencia de las pantallas de regulación.

En el tramo inicial se conserva la forma de sección de la galería, es decir rectangular, en una longitud de, 8,40m; luego se cambia la forma de la sección a trapecial, la longitud de este tramo es 175m (hasta la desembocadura).

3-12-2A.- SECCION TIPO N°1 (desde 0+00 hasta 0 + 08<sup>60</sup>)

Las dimensiones de la sección son iguales a las del tramo final de la galería: (véase figura de la pag 86a )

$$\text{Ancho } b = 0,85m.$$

$$\text{Profundidad } d = 0,86m.$$

$$\text{Caudal de captación } Q = 1,9m^3/s. \quad (1)$$

$$\text{Velocidad } V = 2,5m/s.$$

Coefficiente de rugosidad, para aplicar la fórmula de Manning; para revestimiento de hormigón ciclópec:  $n = 0,015$

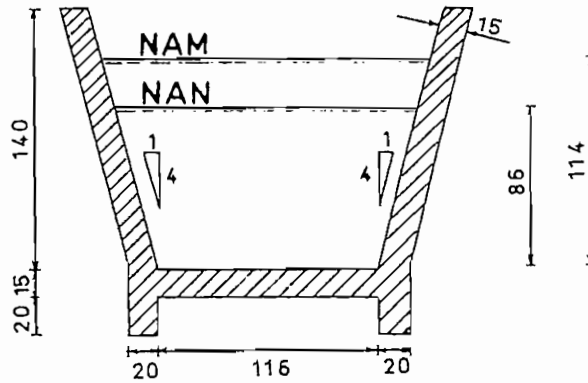
Área de la sección transversal:

$$a = \frac{1,9}{2,5} = 0,76m^2$$

(1). - Véase el numeral 2-1-3, página 25.

DESDE 0+008<sup>60</sup> HASTA 0+170

ESCALA 1:40



## PROPIEDADES HIDRAULICAS

$$Q = 1.90 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$n = 0.015$$

$$S = 0.002$$

$$V = 1.62 \text{ m}/\text{seg}$$

$$a = 1.18 \text{ m}^2$$

$$P = 2.88 \text{ m.}$$

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

Radio hidráulico:

$$r = od$$

$d$  = valor tabulado en función de la relación de la profundidad del agua al ancho de la sección (1)

$$\frac{d}{b} = 0,976 \text{ para el cual:}$$

$$d = 0,345$$

$$r = 0,345 \times 0,86 = 0,29m.$$

Cálculo de la pendiente:

$$s^{\frac{1}{2}} = \frac{Vn}{r^{2/3}} = \frac{2,5 \times 0,015}{0,438} = 0,86$$

$$s = 0,007$$

Desnivel vencido:  $8,6 \times 0,007 = 0,06m.$

Desnivel restante =  $0,40 - 0,06 = 0,34m.$

3-12-22.-SECCION TIPO Nº2 (vease figura de la pg.87a)

Longitud = 170m. Caudal =  $Q = 1,9m^3/s$

Inclinación de los taludes  $\frac{1}{2}$  a 1 (relación horizontal a vertical). El coeficiente de rugosidad es el mismo que para la sección tipo anterior. El hormigón ciclópeo resulta barato, ya que la piedra se puede obtener del río Minas, en el mismo sitio de la obra.

Pendiente requerida:

$$s = \frac{0,34}{170} = 0,002$$

Calado de aguas =  $d = 0,86m$

(1). -Kinz. Manual de Hidráulica, tabla 78, pg. 270

### 3-13.- TOMA CAUCASIANA SOBRE EL RIO MINAS

#### 3-13-1.- SELECCION DEL TIPO DE TOMA.-

Ya que se trata de un tipo de toma nuevo en el país y que para los ríos de montaña, como es el caso del río Minas, ha dado magníficos resultados en Europa y Asia, a continuación se hace un resumen del artículo: Obras de Toma Caucasianas del Ing. Sviatoslav Krochin de la revista Hiego N°1 de Abril de 1.963 y de las explicaciones personales del mismo Ingeniero.

#### Características de las Obras de presa convencionales para ríos de montaña.

El tipo convencional de toma para un río de montaña se compone de los siguientes elementos:

Un azud que cierra el paso del agua en el cauce del río, una compuerta de limpieza en el mismo, una regilla vertical situada en una grilla y a través de la cual se admite el agua y, generalmente un decantador.

Estas obras son costosas y por esto se han estudiado otras variantes, siendo una de las más notables la toma caucasiana o tirolesa, llamada así por haber sido usada en estas regiones.

#### Elementos de las tomas caucasianas.-

Esencialmente se componen

de una rejilla de admisión colocada no a un lado sino horizontalmente sobre la cresta del azud, cubriendo una galería dentro de este que va al decantador o a veces directamente al canal, como en el caso presente.

La rejilla se hace de barras de hierro de sección rectangular o trapezoidal con la base mayor hacia arriba, colocadas paralelamente a la dirección del río. No se aconsejan las barras redondas por obstruirse muy rápidamente con arena y piedra fina. En los bordes las barras están sujetas a un marco de hierro y a veces se deja girar este marco alrededor de un eje horizontal para facilitar la limpieza.

La separación entre las barras varía de 5mm. a 30 mm. La sección de las barras se escoge en función de su longitud y a base de consideraciones mecánicas; es decir, para que puedan resistir sin doblarse, el paso de las piedras grandes.

En ciertas ocasiones se coloca una reja gruesa encima para proteger a la fina del paso de las piedras. Más frecuentemente se da a la rejilla una pequeña inclinación (hasta el 20%) en dirección de la corriente para facilitar el paso de los cantos rodados.

#### Ventajas que presenta este diseño.-

En el diseño convencional la reja debe estar a cierta altura sobre el fondo, generalmente por lo menos 60 cm., para evitar que las piedras pequeñas entren al canal y que las grandes tapen la reja.

Además la lámina de agua que pasa por la reja tiene un cierto espesor y requiere también de una carga adicional

para vencer las resistencias hidráulicas. Como consecuencia, el asud rara vez tiene una altura menor de 1,20m, para poder captar la cantidad necesaria de agua, que en estiaje puede ser el caudal total del río.

En el caso de la toma caucásiana la altura del a sud puede llegar a ser cero sin que esto impida su eficiente funcionamiento y normalmente su altura oscila entre 20 y 50 cm

Esto representa una considerable economía de material no sólo en el volumen de la obra (asud propiamente dicho) sino en el saneado pues al disminuir la altura se hace mucho menor la energía que hay que disipar aguas abajo. En segundo lugar la poca altura del asud permite que durante las crecientes pasen por encima fácilmente las piedras y los materiales flotantes. En las tomas convencionales la obstrucción causada por el asud hace que las piedras grandes se depositen aguas arriba de él sin que la compuerta de limpieza presente una solución satisfactoria. La toma caucásiana permite suprimir la compuerta de limpieza que es una estructura relativamente costosa, pues aún si hubiera deposición de piedras, estas alterarían muy poco el funcionamiento de la toma.

La diferencia de cálculo con la toma convencional se reduce al dimensionamiento de la rejilla y de la galería.

#### Cálculo de la rejilla

La admisión a la galería puede hacerse por medio de una rejilla de barras paralelas al sentido de la



corriente o por medio de una plancha perforada, con orificios redondos.

La teoría completa de los dos casos ha sido presentada por M.A. Moshkov en 1.948. Aquí se presenta solamente el primer caso que es el más común.

Asumiendo que el ángulo  $\theta$  de la inclinación de la rejilla respecto a la horizontal es pequeño, tenemos de la ecuación de Bernoulli que,

$$H_0 = h + \frac{v^2}{2g} = h + \frac{Q^2}{2gb^2 h^3} \quad (1)$$

siendo  $b$  el ancho de la rejilla en sentido perpendicular al papel.

Experimentalmente se ha demostrado que para el flujo espacialmente variado con caudal decreciente, la energía específica  $H_0$  es constante.

Entonces poniendo el origen de las coordenadas en el borde superior de la rejilla y derivando respecto a  $x$  tendremos:

$$\frac{dh}{dx} = \frac{-gh}{(gb^2h^3 - Q^2)} \frac{dQ}{dx} \quad (2)$$

Para calcular el caudal que atraviesa la rejilla se hace las siguientes consideraciones:

Los experimentos realizados por Melik Nabarov con rejillas compuestas de barras paralelas han demostrado que la distribución de presiones se aparta considerablemente

de la hidrostática, razón por la cual no se puede tomar como carga sobre la rejilla la altura de agua que hay sobre ella.

Para una partícula de agua cualquiera situada a una distancia x del comienzo de la rejilla, la componente vertical de la velocidad, causada por la presión p en el flujo será

$$V_v = \sqrt{2g\left(\frac{x}{l}\right)}$$

La componente horizontal de la velocidad será

$$V_h = \sqrt{2g\left(H_0 - \frac{p}{\gamma}\right)}$$

Consecuentemente la velocidad resultante con la cual el agua pasa por la rejilla, para una partícula será:

$$V = \sqrt{V_v^2 + V_h^2} = 2gH_0$$

haciendo con la vertical un ángulo igual a

$$\phi = \arctg \frac{V_h}{V_v}$$

Por lo tanto se puede ver que la velocidad con que el agua atraviesa la rejilla es constante en magnitud en todos sus puntos. De aquí no se puede hacer la conclusión que la distribución del caudal sea también uniforme a lo largo de la rejilla por cuanto el ángulo de las filices líquidas con la vertical es variable.

Debido a este paso oblicuo del agua la longitud -

efectiva de la rejilla:

$$L_e = \int_0^L \cos \theta dx$$

es menor que la longitud L

Como primera aproximación se puede tomar:

$$L_e = L \cos \theta_{med.} \quad (4)$$

El área de la rejilla por la cual entra el agua será:

$$A = k b L \cos \theta_{med.} \quad (5)$$

Siendo K un coeficiente que reduce el área total en área efectiva disponible para el paso del agua, dado por:

$$K = (1 - f) \frac{e}{e + t} \quad (6)$$

fórmula en la cual

f, es el porcentaje de la superficie que queda obstruida por las arenas y grava que se incrusta entre las rejillas y que se toma de 15 a 25%.

e, es el espaciamiento entre reja y reja

t, el ancho de una reja

El caudal que entra por una longitud x de rejilla será:

$$Q_r = C b x \cos \theta_{med.} K 2g H_e \quad (7)$$

Siendo C el coeficiente de contracción que varía en función de la disposición de los hierros de la rejilla.

El valor del coeficiente está dado por:

$$C = C_0 - 0,325i$$

siendo  $i = \operatorname{tg} \theta$  , y

$$C_0 = 0,6 \quad \text{para } e/s > 4$$

$$C_0 = 0,5 \quad \text{para } e/s \leq 4$$

Llamando  $m = CK_{\text{coefmed}}$  y después de un desarrollo matemático se llega a la ecuación siguiente:

$$L = \frac{Q}{mb\sqrt{2gH_0}}$$

Que es la expresión para el cálculo de las dimensiones de la rejilla. En la práctica es aconsejable que el valor de L no pase de 1,25m.

Para poder aplicar esta fórmula es necesario conocer el valor de  $H_0$ , lo cual se hace en la forma siguiente:

El asud trabaja como vertedero de cresta a ancha siempre que,

$$2,5H \leq d \leq 10H$$

Conociendo el valor de  $Q$  = al caudal de captación de la ecuación conocida para vertederos de cresta ancha

$$Q = C_1 b H_0^{3/2}$$

se puede despejar el valor de  $H_0$ .

$C_1$  es el coeficiente de circulación para vertederos de cresta ancha

### Cálculo de la Galería

Después de atravesar la rejilla, el agua pasa a una galería situada en el cuerpo del azud que la lleva hasta el canal.

El caudal va aumentando hacia aguas abajo y una apreciable cantidad de energía se pierde en la mezcla turbulenta del agua que se añade con el agua que ya fluye en la galería.

El cálculo se efectúa en la siguiente forma:

La longitud total  $b$  de la galería se divide en partes iguales y el caudal en cada punto se determina de la fórmula

$$Q_x = \frac{Q}{b} x$$

siendo  $x$  la distancia desde el comienzo de la galería.

Para tener la seguridad de que todas las piedras y arenas que han pasado por la rejilla sean arrastradas hacia el decantador, el promedio de la velocidad en la galería debe ser alto y por lo menos igual a

$$v \geq 3\sqrt{gn}$$

Para que esto se cumpla se toma normalmente una velocidad de  $1m/s$ . al comienzo de la galería y al final una velocidad  $V_f$  de  $2-3m/s$ .

La velocidad en cada punto se determina con

la fórmula:

$$V_x = \frac{V_f - 1}{b} X + 1$$

La relación entre el caudal y la velocidad da el área y por tanto el calado necesario de agua para cada punto de la galería.

La gradiente de la superficie del agua se la obtiene de la conocida fórmula de Chezy

$$J = \frac{v^2}{C^2 R}$$

en la cual el coeficiente C puede obtenerse de las fórmulas de Manning o Pavlovski.

El coeficiente n se toma alto, de 0,02 a 0,03 para tomar en cuenta las pérdidas adicionales debidas al flujo helicoidal y altamente turbulento que se produce en la galería.

El primer calado es igual a cero según el cálculo pero es aconsejable ponerle igual a 30 cm. y además dejar un espacio libre de 10 cm. entre la superficie del agua y la parte más baja de la rejilla.

El cálculo arriba mencionado se realiza para estiaje es decir, para la captación del caudal total de estiaje del río.

Para el caso de creciente se acepta que al canal no entre más de un 10-20% de exceso, regulándolo con pantallas y se hace el cálculo por sucesivas aproximaciones en dirección

de aguas arriba desde el canal hasta que se iguale con el caudal que entra por la rejilla en estas condiciones.

Debido al hecho de producirse la sumersión de la galería en crecientes, ésta ya no trabaja como canal abierto sino como tubo, hecho que naturalmente se considera en el cálculo.

La galería también puede calcularse según el procedimiento que se describió para el caso del canal lateral del vertedero de la presa de tierra ya que los dos casos pertenecen al movimiento con caudal gradualmente variable.

### 3-13-2.-Características del río Minas

Este río tiene un régimen netamente pluvial de origen oriental y en períodos cortos nivepluvial. Es un típico río de montaña, es decir, se caracteriza por tener una gradiente grande, al rededor de 1,8%, y un caudal pequeño; el agua es limpia con un caudal sumamente variable como puede verse en el Hidrograma. Las crecientes no son de gran magnitud, pero las que se producen son de corta duración originadas por lluvias torrenciales en la cuenca superior y que traen consigo gran cantidad de arena gruesa, piedras grandes y material flotante (árboles).

### 3-13-3.- Selección del Sitio de Presa.

En el plano de ubicación de las obras se pueden ver los posibles sitios de presa que se han tomado en cuenta para la selección del sitio definitivo.

En el sitio (A), el río tiene un ancho que es el de-

ble respecto al del sitio (B) y ofrece la ventaja de poder hacer el desvío del río por la margen izquierda, sin que este interfiera el desarrollo de los trabajos de la obra. Con la toma ubicada en este sitio el canal de conexión tendría la longitud mayor (respecto a los otros dos sitios) y además el volumen de la obra será el más grande, y mucho mayor que el necesario.

En el sitio (C), a semejanza del anterior, el desvío se puede hacer con facilidad por el brazo izquierdo del río y construir el azud en el brazo derecho. El canal de conexión tendría una longitud menor que en el sitio (A) y la más cercana al desarenador. Todas estas ventajas se pierden por cuanto una vez construida la presa es necesario hacer una obra adicional para taponar el brazo izquierdo y además en este lugar la cota necesaria para la derivación difícilmente se alcanzaría.

En el sitio (B) que es el seleccionado, el río presenta un estrechamiento de 30 m. de longitud, lo que significa que el azud tendrá un volumen de obra pequeño. El desvío de las aguas puede hacerse tanto por la margen izquierda como por la derecha. Por la primera resultaría un tanto más costosa que por la segunda. Más aconsejado es hacerlo por la margen derecha para lo cual primeramente debe construirse el canal de conexión con la embocadura provisional aguas arriba del azud, con esto las aguas del río (Minas) se encauzarían al río Cuasnal con una pequeña atagía de escollera y el sitio de presa quedará en seco para la construcción.





asumiendo una obstrucción del 25% de la admisión:

$$K = (1 - 0,25) \frac{2}{2 + 0,935} = 0,51$$

El coeficiente  $m$

$$m = 0,435 \times 0,51 \times 0,549 = 1,2734$$

Se ha tomado como ángulo  $\theta_{med.}$   $55^\circ$  (es un ángulo experimental)

El coeficiente de circulación multiplicado por la raíz cuadrada de  $2g$ , para vertederos de cresta ancha (1) vale 1,6

Después de algunas aproximaciones se ha establecido la longitud de la toma en  $b = 6,8m$ .

Para esta longitud y para el caudal  $1,9m^3/s$ . por la fórmula de los vertederos de cresta ancha se obtiene la altura de la lámina:

$$H_0^{3/2} = \frac{Q}{0,1 b} = \frac{1,9}{1,6 \times 6,8} = 0,175$$

La altura de la lámina vale:

$$H_0 = 0,313 m.$$

ANCHO DE LA CALDERA.

$$L = \frac{1,9}{0,12734 \times 6,8 \times 4,42 / 0,313} = 0,88m.$$

~~La altura de la lámina en la parte más alta de la reja y 12 cm. en la parte~~ Admitiendo 30 cm sobre el nivel del agua en la parte más alta de la reja y 12 cm. en la parte

(1).- Mostkov, Manual de Hidráulica.

más baja de la reja, se tiene la seguridad para que la galería funcione a nivel libre.

La longitud que cubre la reja a la galería según el ángulo  $\theta$  será:

$$\frac{0,88}{\cos \theta} = 0,90m.$$

La longitud definitiva será 1m., en la cual se incluyen 5 cm a cada extremo de la reja para los empotramientos. (para los hierros comerciales al cortar cada metro no se desperdicia el material) (véase figuras de la pg 103a).

### 3-13-43.- CALCULO DE LA GALERIA.

El cálculo de la galería se ha resumido en la tabla siguiente. El coeficiente de rugosidad  $n$  de la fórmula de Manning se ha tomado alto 0,03 para tomar en cuenta el flujo turbulento y las pérdidas que se producen en el interior de la galería.

El coeficiente de circulación de la fórmula de Chezy  $C$  se ha obtenido por la fórmula de Manning:

$$C = \frac{49}{n} r^{1/6} \quad r \text{ es el radio hidráulico}$$

La velocidad se ha calculado según la fórmula explicada en la teoría, es decir variación lineal. Para entrar al cálculo la velocidad final se ha tomado en 2,5m/s. y la inicial en 1m/s. El promedio de la velocidad en la galería según Mostkov determinado para el espaciamiento de 2cm entre rejillas vale:

$$V = 3\sqrt{gs} = 3\sqrt{9,820,02} = 1,34m/s. \text{ pero se ha tomado } 1,7m/s.$$

CALCULO DEL PERFIL DE LA LAMINA Y DE LAS CONDENADAS DE LA GALERIA

X	Qx	Vx	mx	Dx	Fx	Fx	$\frac{F_x}{x^2}$	om	$\frac{Q^2}{om}$	O <sup>2</sup>	V <sup>2</sup>	Jx	$\sum Jx$ om.
0													
1	0,279	1,22	0,929	0,36	1,40	0,164	0,740	24,67	608,61	99,81	1,49	0,0149	1,49
2	0,588	1,44	0,408	0,46	1,80	0,227	0,781	26,04	697,56	153,80	2,97	0,0135	2,90
3	0,838	1,66	0,505	0,57	2,02	0,250	0,794	26,47	700,66	175,26	2,76	0,0088	4,50
4	1,118	1,88	0,595	0,68	2,24	0,266	0,802	26,73	714,49	190,00	3,53	0,0186	6,40
5	1,400	2,10	0,670	0,76	2,40	0,279	0,808	26,93	725,23	202,34	4,41	0,0228	8,60
6	1,676	2,32	0,723	0,82	2,52	0,287	0,812	27,07	732,78	220,31	5,38	0,0286	11,20
68	1,90	2,50	0,700	0,86	2,60	0,293	0,815	27,17	738,21	226,30	6,25	0,0398	14,00

COORDENADAS DEL PERFIL DEL AGUA Y DE LA SOLERA DE LA GALERIA

El eje X se ha tomado en la parte más baja de la raja y horizontal. El eje Y, vertical y perpendicular al eje X en el extremo de la galería situado aguas arriba.

Nivel del agua	0,12	0,13	0,15	0,17	0,18	0,21	0,23	0,26	eje Y
Solera	0,30	0,45	0,61	0,74	0,86	0,97	1,05	1,12	eje Y
Eje X	0	1	2	3	4	5	6	6,8	

NOTA: Las cantidades de la tabla están en unidades métricas

Las cantidades de la tabla anterior tienen el siguiente significado:

$X$ , es el eje de abscisas (m.)

$Q_x$ , es el caudal en cada una de las secciones ( $m^3/m.$ ), obtenido por la fórmula  $Q_x = \frac{Q}{b} X$ , donde  $b$  es la longitud total de la toma.

$V_x$ , es la velocidad en m/s. (ya se indicó el cálculo)

$a_x$ , es el área en cada sección ( $m^2$ ) obtenida por la ecuación de la continuidad.

$D_x$ , es la profundidad del agua (m.) que se obtiene dividiendo el área hidráulica para el ancho de la galería  $L=0,88m$

$P_x$ , es el perímetro mojado (m) en cada sección de la galería la forma de la sección es rectangular.

$r_x$ , es el radio hidráulico (m)

$G_x$ , el coeficiente de circulación de la fórmula de Chezy, calculado por la fórmula de Manning.

$J_x$ , la gradiente hidráulica (m) calculada por la fórmula:

$$J = \frac{V^2}{G^2 r}$$

Para poder calcular las coordenadas de la galería y las del perfil del agua se han acumulado <sup>los valores de  $J$</sup>  en la última columna. Se puede ver en esta columna que la pérdida de nivel entre el comienzo y el final de la galería es 14 centímetros.

La profundidad del agua en el extremo de aguas arriba teóricamente es cero pero se ha dado una profundidad de 18 cm. (sobre la parte más baja de la caja se ha dejado 12 cm.; en total hasta el fondo de la galería 30 cm.)

### 3-14.-FUNCIONAMIENTO EN CRECIENTE.

La regulación de la crecien-  
te se ha hecho mediante pantallas cuyos umbrales están a ran-  
con el nivel de aguas normales, es decir que para el caudal de  
captación no se modifican las condiciones de circulación del  
flujo.

#### 3-14-1.-Distancia de separación entre las pantallas.

##### Profundidad Crítica

$$d_c = \frac{2}{3} H_o = \frac{2}{3} \left( d + \frac{V^2}{2g} \right) = \frac{2}{3} \text{ de la Energía Específica}$$

$$d_c = \frac{2}{3} \left( 0,86 + \frac{1,02^2}{1,96} \right) = 0,66m.$$

Distancia =  $12d_c$  (según norma citada en la toma sobre el Cua-  
nal,)

$$\text{Distancia} = 12 \times 0,66 = 7,92m.$$

Para el diseño se ha adoptado 9m. como distancia de separación  
entre las pantallas.

Entre el canal y la galería se ha hecho una  
transición para cambiar de la sección rectangular a la trape-  
zoidal.

Caudal de creciente en el río Minas. 1200 l/s. (versee hidrológica)

Se ha admitido que en creciente pase a la galería un 10% más del caudal de captación.

$$Q = 1,9 \times 1,1 = 2,10 \text{ m}^3/\text{s}.$$

Se ha calculado para el caso de hacer la regulación del caudal con una sola pantalla (Nº1)

Elementos para el cálculo.

Sección bajo la pantalla (Nº1)

$$\frac{1,16 + 1,59}{2} \times 0,86 = 1,18 \text{ m}^2$$

Altura de carga en la pantalla para  $Q = 2,10 \text{ m}^3/\text{s}$ : según la fórmula de los orificios  $Q = C_d \sqrt{2gh_1}$ ,  $h_1$  es la altura de carga en la pantalla y es igual a la diferencia de nivel entre los calados de aguas arriba y aguas abajo de la pantalla:

$$Q = 2,10 = 0,7 \times 1,18 \times 4,42 \sqrt{h_1}$$

De donde:

$$h_1 = 30,33 \text{ m}.$$

Pérdida en la galería: En creciente la galería funciona como tubo lleno y la pérdida que se produce es función de la gradiente hidráulica. Existe una pérdida adicional por cambio de dirección del flujo, pero no se ha tomado en cuenta por ser muy pequeña.

Notas: Las fórmulas y coeficientes se han seleccionados en la misma forma que como para la toma sobre el río Cuasmal.

La fórmula de los orificios sumergidos es:

$$Q = ca\sqrt{2gh}$$

Según se vió anteriormente el área del orificio está dada por la siguiente fórmula:

$$a = Lbcos\beta med. K$$

$$a = 6,8 \times 0,88 \times 0,574 \times 0,51 = 1,75 m^2$$

El coeficiente  $c = 0,58$  para orificios sumergidos se ha tomado bajo para tomar en cuenta las pérdidas adicionales debidas al flujo altamente turbulento en el interior de la galería.

$$2,10 = 0,58 \times 1,75 \times 4,42 \sqrt{h_4}$$

De donde,

$$h_4 = 0,22 m.$$

Suma de las pérdidas.

En la pantalla	$h_1 = 0,33 m.$
Entre pantalla y galería	$h_2 = 0,018 m.$
En la galería	$h_3 = 0,07 m.$
En la reja	$h_4 = 0,22 m.$
Pérdida total	$H = 0,64 m.$

que es la altura de carga sobre la reja que se necesita para la circulación del flujo através de la reja, en el interior de la galería y por el orificio de la pantalla.



3-14-2.- Cálculo del caudal que pasa sobre el azud.

En el cuerpo del azud se ha hecho la escotadura de longitud 6,8m para ubicar la reja. A los costados se conserva la forma del perfil Greager, hacia la margen izquierda con una longitud de 1 m. y hacia la margen derecha con una longitud de 1,2m.

Para este cálculo se ha tomado la parte del perfil Greager 0,35m. más alta que la parte superior de la reja. (para seguir el desarrollo del cálculo véase las figuras de la página 110a ).

La parte (1) del azud en creciente funciona como vertedero de cresta ancha. La fórmula de cálculo para este caso es:

$$Q_1 = C_1 L_1 H_1^{3/2}$$

$$C_1 = 1,6 \text{ (Manual de Hidráulica, King y Bratter)}$$

$$L_1 = 6,8m$$

$$H_1 = 0,64 \text{ (suma de las pérdidas)}$$

La parte (2) funciona como vertedero Greager y la fórmula de cálculo es la siguiente:

$$Q_2 = C_2 L_2 H_2^{3/2}$$

$$C_2 = 2,22$$

$$L_2 = 1 + 1,2 = 2,2m.$$

$$H_2 = 0,64 - 0,35 = 0,29m.$$

Q<sub>1</sub> es la suma de los caudales Q<sub>1</sub> y Q<sub>2</sub>

$$Q_1 = 1,6 \times 6,8 \times 0,64^{3/2} = 5,6 \text{ m}^3/\text{s}.$$

$$Q_2 = 2,22 \times 2,2 \times 0,29^{3/2} = 0,76 \text{ m}^3/\text{s}.$$

$$Q' = 5,6 + 0,76 = 6,36 \text{ m}^3/\text{s}.$$

Teóricamente si se suma el caudal que pasa por el azud y el caudal derivado por la toma el resultado debe ser igual al caudal de crecienta total. Según el cálculo anterior:

$$\text{Caudal que pasa por el azud} = 6,36 \text{ m}^3/\text{s}.$$

$$\text{Caudal que ingresa a la toma} = 2,10 \text{ " (valor supuesto)}$$

$$\text{Caudal total} = 8,46 \text{ m}^3/\text{s}.$$

Este valor es menor que el caudal total de crecienta  $13 \text{ m}^3/\text{s}$  lo que significa que por la toma está ingresando mayor caudal que  $2,10 \text{ m}^3/\text{s}$ . que es el límite fijado; en definitiva - que la regulación no es eficiente.

Para conseguir una mejor regulación se colocará una pantalla más en las mismas condiciones que la anterior e sea situada aguas abajo a 9m de distancia y a ras del nivel libre.

La pérdida total incluyendo la longitud entre pantallas y la pérdida por rozamiento en esta longitud y además la pérdida en la segunda pantalla será:

Pérdida anterior	0,64m
En la pantalla N°2	0,33m
Entre las pantallas	<u>0,018m</u>
Pérdida total	0,99m

Como en el caso anterior los caudales  $Q_1$  y  $Q_2$  serán:

$$Q_1 = 1,6 \times 6,8 \times 0,99^{3/2} = 10,70 \text{ m}^3/\text{s}.$$

$$Q_2 = 2,22 \times 2,2 \times 0,64^{3/2} = 2,48 \text{ m}^3/\text{s}.$$

$$Q' = \text{Caudal total} = 13,18 \text{ m}^3/\text{s} \text{ (que pasa por el azud)}$$

$$\text{El caudal derivado es } 2,10 \text{ m}^3/\text{s}.$$

Sumando estos dos valores :

$$13,18 + 2,10 = 15,28 \text{ m}^3/\text{s}.$$

que es mayor que el caudal de crecienta de  $13 \text{ m}^3/\text{s}$ . Esto significa que se ha establecido una buena regulación; es decir que por la toma ingresa un caudal que está comprendido entre  $1,9 \text{ m}^3/\text{s}$  y  $2,10 \text{ m}^3/\text{s}$ . De acuerdo a este último cálculo se ha hecho el diseño definitivo que se puede ver en los planos respectivos.

3-14-3.-Nivel de Aguas Máximas en el canal de conorción. NAM.

$$Q = 2,10 \text{ m}^3/\text{s}.$$

$$s = 0,002$$

$$n = 0,015 \text{ (revestido de hormigón)}$$

$$\text{Taludes } \frac{1}{2} \text{ a } 1$$

El factor de gasto:

$$K' = \frac{2,10 \times 0,015}{1,16^{8/3} \times 0,04472} = 0,473$$

$$B/b = 0,985 \text{ de donde,}$$

$$B = 1,16 \times 0,985 = 1,14 \text{ m}$$

El espesor del revestimiento será de 15 cm y de hormigón sin-

-ta. El foso es de 0,26m. La altura de los cañeros 1,4m.

3-14-4.- CONSIDERACIONES SOBRE LA SUBPRESIÓN.

Normalmente los azudes se construyen sobre suelos permeables y la sobreelevación del agua en el paramento superior produce filtración debajo de la presa. Es indispensable que la cantidad de agua que se filtra no sea excesiva, que la velocidad de salida sea pequeña para que no se produzca el sifonamiento y que la subpresión que actúa bajo el sumpado no llegue a levantarlo ni a resquebrajarlo.

Estos resultados se consiguen alargando el recorrido del agua debajo del azud para disminuir la gradiente hidráulica. Con este objeto se puede aumentar la longitud del sumpado, reventir el río (dentellones o tablistacados) debajo de las fundaciones. Normalmente se hacen las dos cosas. Otra posibilidad es hacer inefensiva la velocidad por medio de filtros y proveer el sumpado de étnas para disminuir la subpresión.

En el cálculo de azudes entonces uno de los primeros problemas que hay que resolver es la longitud necesaria y el espesor del sumpado para que la estructura funcione satisfactoriamente. Para esto existen varios métodos. A continuación se exponen los métodos más conocidos y finalmente la solución para el caso de la toma caucásiana.

Método de la variación lineal de la presión o de Bligh.

Se asume que la variación de la gradiente hidráulica de las aguas subterráneas es constante a lo largo de

todo el contorno de la fundación. Esta teoría fué publicada por Bligh en 1912.

En el método de Bligh la longitud total  $L$  de la fundación se desarrolla a lo largo de una recta y se dibuja la variación lineal de la presión desde el comienzo con el valor  $H$  hasta el final con valor cero.  $H$  es la diferencia de nivel entre el calado superior y el inferior.

La gradiente hidráulica que se supone constante para todo el recorrido y para cada uno de los puntos es  $H/L$ .

Según la ley de Darcy (1856)

$$V = k \frac{H}{L}$$

siendo la velocidad del flujo subterráneo  $V$  y  $k$  el coeficiente de permeabilidad del suelo.

Despejado de la ecuación de Darcy la longitud se tiene:

$$L = \frac{k}{V} H = CH$$

El coeficiente  $C$  depende de la clase de suelo y ha sido obtenido experimentalmente por Bligh y Lane.

El fin buscado por el método de Bligh no es impedir la filtración sino alargar el recorrido del agua lo suficiente para conseguir una velocidad inofensiva.

Cumplida esta condición de la longitud necesaria se pasa a diseñar el zampado. El peso del Zampado debe ser

Existen además otros métodos como el Hidrodinámico en el que interviene la solución de la ecuación de Laplace, el método de Forchheimer, El método de Pavlovski, pero por ser el presente caso con una carga de agua pequeña y por tanto los efectos de subpresión y filtración de poca entidad no se han analizado.

La subpresión en las tomas caucasicas es insignificante y no requieren ser calculadas. En el presente diseño la forma y dimensiones del azud se han determinado mas bien por consideraciones constructivas y por la condición hidráulica que determina el funcionamiento del azud con vertedera de cresta ancha, es decir que el ancho del vertedero debe estar comprendido entre 2,5 y 10 veces la altura de la lámina, esto es, entre 0,75 y 3m. Para el diseño se ha tomado 1,68m.

Por no dejar de hacer a continuación se presenta los cálculos para obtener la longitud de filtración requerida.

#### Método de Lane.

Recorridos verticales =  $1,55 + 1,55 + 0,15 + 0,15 = 3,4m$

Recorridos horizontales =  $0,40 + 0,40 + 0,88 = 1,68m$

Longitud de filtración =  $1,68 \times \frac{1}{3} + 3,4 = 3,96m$ . (en el diseño)

Longitud requerida: tomando  $C = 2,5$  (según lane para lecho con cantos redados, grava y arena)  $H = 0,5m$  (exagerando)

$$L = CH = 2,5 \times 0,5 = 1,25m$$

Como puede verse este valor es tres veces más pequeño que el del diseño, obtenido por las consideraciones anteriormente mencionadas.

3-15.- SECCIONES CIEGO PARA EL CANAL PRINCIPAL  
Y PARA LOS CANALES DE DESVÍO

En este tema se han desarrollado los cálculos para determinar las propiedades hidráulicas de las secciones y las características físicas, tanto para el Canal Principal como también para los canales o túneles de desvío de las aguas lluvias que se canalizan por las quebradas.

En esta tesis no se ha hecho el estudio de la localización del eje del Canal. Esta parte del diseño y trazado del canal principal puede ser motivo de un interesante tema para estudios posteriores, debido a que en todo el recorrido que aproximadamente será de unos 35 km. existen topicas de investigación, si se orientan especialmente a la comparación económica entre las posibles soluciones.

A fin de seguir adelante en el desarrollo de esta tesis en lo que se refiere al diseño del Tanque de Presión, Derivador y tubería de Presión que se hallan ubicados al final del Canal Principal se ha estimado la longitud del recorrido de éste, en base a las observaciones hechas durante el desarrollo de los estudios topográficos y en el análisis de las hojas topográficas de dichos Estudios.

Por esta omisión se ruega mil perdones, esperando que los diseños de las obras subsiguientes al Canal no estén afectadas en gran proporción al haber escogido las cotas en el extremo del Canal.

A lo largo del Canal existen tramos definidos para cons

truirse como túneles y como canales a cielo abierto. Para estos tramos que son perfectamente definidos se ha hecho el cálculo de las Secciones Tipo.

### 3-15-1.- Procedimiento de Cálculo.

En general se ha aplicado la fórmula de Manning transformada para poder emplear las tablas del Manual de Hidráulica de H.W.King y H.F.Brater, traducido <sup>al español</sup> y adaptado al sistema métrico decimal por Santiago Alonso, y publicado por USBA, primera edición en Español.

### 3-15-1A.- La Pendiente de la Colera.

Seleccionar la pendiente que debe darse al canal es uno de los problemas más difíciles y de una gran responsabilidad. Las pendientes muy grandes conducen a secciones pequeñas ;entre tanto que las pequeñas pendientes proporcionan secciones de excavación grandes. Si bien con las primeras se obtiene una disminución en el costo de construcción, en cambio por el plano inclinado que forma la solera se disminuye la extensión del área regable. En este caso también se produce la pérdida de altura para el salto en la Central Eléctrica, pero esta no pesa comparandola con las posibilidades que se dispone (1.050%).

Debe anotarse también que el complemento del Canal de Riego de Montúfar es el ensuciamiento racional de la acequia del Artesón que correrá por la parte superior cubriendo los desplazamientos ocasionados por la pérdida



de nivel ~~requerida~~ por la pendiente a lo largo de todo el ca  
nal.

Para realizar los estudios topográficos se había adop-  
tado la pendiente de 0,5 por mil para el primer tramo, es decir  
desde la Tena hasta donde termina la primera zona de riego.  
De allí en adelante se llevó la pendiente de 1 por mil.

Luego de realizar los cálculos según estas pendientes  
y otras posibles tomando las consideraciones anotadas anter-  
riormente como base de cálculo, se definió la pendiente del  
proyecto para todo el recorrido.

### 3-15-13.- El Revestimiento.-

El terreno por donde cruza el Ca-  
nal en su mayor parte son sedimentos cuaternarios fluvio-lacus-  
tras con los predominios del tipo de material llamado  
"cangahua" en el cual puede construirse el canal sin revesti-  
miento y con velocidades un tanto mayores que  $1m/s$ . sin peli-  
gro de erosión.

Los revestimientos de los canales  
deben satisfacer los siguientes requerimientos básicos:

- 1) Impedir la filtración, con las consiguientes ventajas: dis-  
minución de las pérdidas, seguridad de los taludes, etc.
- 2) Ser resistente tanto al empuje de las tierras como también  
a la erosión.

Según esto debería revestirse sola-  
mente en los tramos donde el terreno es muy suelto, puesto q'  
como se sabe que los revestimientos son más caros que las ex

cavaciones, entones en lo posible deberian eliminarse los revestimientos.

### 3-15-16.- Formas de las secciones.

Para los tramos de canal abierto se ha optado por las secciones trapezoidales con una inclinación de los costados igual a 1/2 a 1, relación horizontal a vertical, tanto para las secciones revestidas como para las secciones sin revestimiento.

Para las secciones diseñadas en túnel se ha adoptado la forma más sencilla desde el aspecto constructivo, o sea, la sección rectangular en la parte inferior coronada por la media circunferencia de diámetro igual al ancho del túnel. Debe notarse que el calado tanto en los diseños con revestimiento o sin él tienen igual magnitud.

Ade más, la altura del agua alcanza hasta más arriba de donde principia el arco. Con este artificio se aprovecha mejor la sección. Naturalmente entre la cota y el nivel de aguas máximas se ha dejado una altura que proporciona seguridad para que el túnel no funcione bajo presión.

Tanto para un mismo tramo de canal abierto como para los túneles se ha hecho el cálculo de la dos secciones, con revestimiento y sin él. Este tiene el siguiente propósito:

Durante la construcción se probará la estabilidad de los túneles sin hacer ningún revestimiento; es decir se excavará la sección diseñada con revestimiento

Si la sección excavada resultara de buena resistencia, no se haría el revestimiento sino que en lugar de él se completaría la excavación con las dimensiones de la sección sin revestimiento. Se ha hecho esto en vista de que para conducir un caudal  $Q$  con una pendiente determinada en los dos tipos de secciones, el costo para la sección sin revestimiento es menor que para la revestida, pues cuesta más hacer el revestimiento que excavar el resto de la sección. Desde el punto de vista de la seguridad de conducción, la sección revestida presenta mejores ventajas, pero si el terreno por donde se canalizará el agua presenta buenas condiciones, es decir estabilidad de los cañones y del talud superior y además poca filtración, puede construirse la obra a menor costo sin que se requiera el revestimiento.

3-15-2.- Canal Abierto.

Sección sin revestimiento.

Se presenta a continuación solamente los cálculos definitivos. El Caudal de Captación se dijo que era de  $4,2m^3/s$ . pero el diseño de los canales se ha hecho para  $4,5m^3/s$ . con lo que se toma en cuenta el ingreso de aguas que se tomarán en tránsito en el río San Gabriel y en las pequeñas fuentes que se encuentran a lo largo del recorrido. Con estos ingresos se estima que se podrán compensar las pérdidas por filtración.

Datos para el Cálculo. Fundamentalmente el caudal y la velocidad

a partir de estos datos se hicieron los arreglos correspondientes, a fin de obtener la pendiente requerida o una dimensión de la sección sea al calado o el ancho.

En los tramos sin revestimiento se adoptado velocidades inferiores a 1 m/seg. En los tramos revestidos la velocidad se ha tomado inferior a 1,5 m/seg.

Las secciones calculadas corresponden a los siguientes caudales:  $4,5 \text{ m}^3/\text{s}$ . ;  $3 \text{ m}^3/\text{seg}$ . ; y  $2 \text{ m}^3/\text{seg}$ .

Además se ha calculado los túneles que servirán para hacer el desvío de las quebradas. Estas recojen las aguas lluvias, que debido a la poca permeabilidad de sus cuencas receptoras los caudales que conducen son importantes.

3-15-3.- Sección tipo N°1

3-15-3A.- Canal a cielo abierto:  $Q=4,5 \text{ m}^3/\text{seg}$ .

Sección sin revestimiento  $n = 0,0275$  (1)

Pendiente  $s = 0,001$

ancho en el fondo  $b = 2,00 \text{ m}$ .

inclinación de los cajeros  $Z = \frac{1}{2}$  a 1 (sección trapezoidal)

Factor de gasto:

$$K = \frac{Q \cdot n}{b^{8/3} s^{5/3}} = \frac{4,5 \times 0,0275}{2^{8/3} \times 0,001^{5/3}} = \frac{0,12375}{0,20066} = 0,616$$

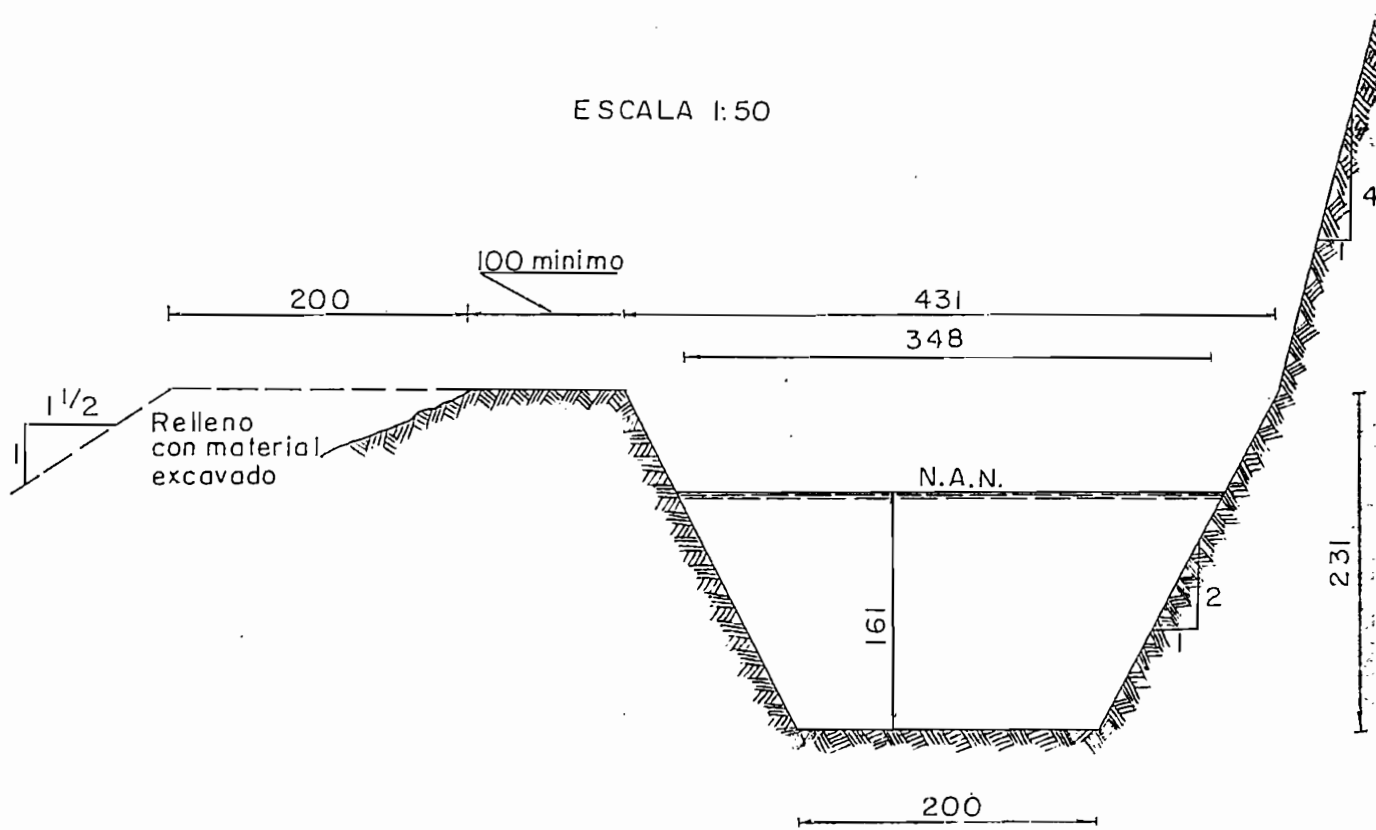
Para este valor y para las inclinaciones de las paredes citadas se encuentra la relación del calado al ancho inferior (2)

(1).- Coeficiente de rugosidad de Horton.

(2).- King, Manual de Hidráulica, tabla N°94, p. 312.

# SECCION TIPO DEL CANAL PRINCIPAL

ESCALA 1:50



## PROPIEDADES HIDRAULICAS

$Q = 4.5 \text{ m}^3/\text{seg.}$

$S = 0.001$

$n = 0.0275$

$A = 4.55 \text{ m}^2$

$P = 5.60 \text{ m.}$

$r = 0.81 \text{ m.}$

$V = 1.00 \text{ m/seg.}$

$A. \text{Exc.} = 7.28 \text{ m}^2$

$$p/b = 0,805$$

$$D = 0,805 \times 2 = 1,61 \text{ m.}$$

Este caudal de aguas se conservará igual en las secciones con pendientes 0,001 y 4,5 m<sup>1</sup>/m.

La sección transversal:

$$a = \frac{2 + 1,61}{2} \times 1,61 = 4,55 \text{ m.}^2$$

La longitud inclinada m: = 1,18 x 1,61 = 1,89 m.

El perímetro mojado:

$$p = 2 \times 1,8 + 2 = 5,60 \text{ m.}$$

El radio hidráulico:

$$r = \frac{a}{p} = \frac{4,55}{5,6} = 0,81 \text{ m.} \quad r^{2/3} = 0,869$$

La velocidad: Según la fórmula de Manning:

$$v = \frac{r^{2/3} \times 1/2}{n} = \frac{0,869 \times 0,0316}{0,0275} = 0,996 = 1 \text{ m/seg.}$$

Comprobación según la ecuación de la continuidad:

$$v = \frac{Q}{a} = \frac{4,55}{4,55} = 0,99 = 1 \text{ m/seg.}$$

B-15-3D.- Canal a cielo abierto.

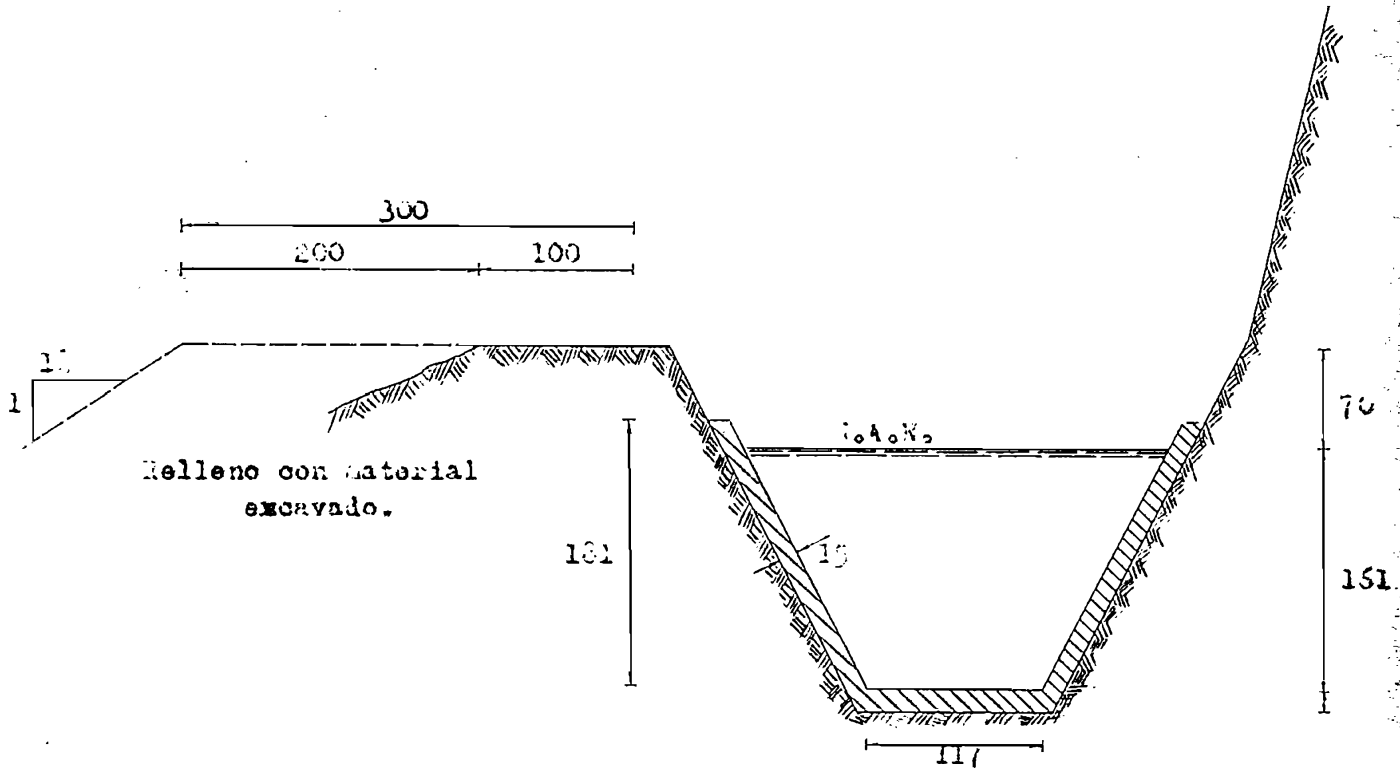
Sección revestida, n = 0,017 (hormigón)

$$Q = 4,5 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$n = 0,001$$

SECCION TIPO DEL CANAL PRINCIPAL.

Escala 1 : 50



PROPIEDADES HIDRAULICAS:

Sección con revestimiento.

$Q = 4,5 \text{ m}^3/\text{seg.}$

$S = 0,001$

$n = 0,017$

$A = 3,18 \text{ m}^2$

$i = 4,77 \text{ m.}$

$r = 0,867 \text{ m.}$

$v = 1,42 \text{ m./seg.}$

$A_{\text{ext.}} = 6,37 \text{ m}^2$

$A_{\text{rev.}} = 0,81 \text{ m}^2$

Factor de fricción:

$$K = \frac{Q_{xm}}{D^{8/3} n^{1/2}} = \frac{4,5 \times 0,017}{1,61^{8/3} \cdot 0,001^{1/2}} = \frac{0,0763}{0,112496} = 0,68$$

Para la inclinación de los taludes  $K = 1/2n$  1

$$D/b = 1,38$$

$$b = \frac{D}{1,38} = \frac{1,61}{1,38} = 1,17 \text{ m.}$$

Ancho superior  $T = 1,17 + 1,61 = 2,78 \text{ m.}$

Area de la sección transversal:

$$a = \frac{2,78 + 1,17}{2} \times 1,61 = 3,18 \text{ m}^2$$

Longitud del lado inclinado  $m = 1,118 \times 1,61 = 1,8 \text{ m.}$

Perímetro mojado:

$$p = 2 \times 1,8 + 1,17 = 4,77 \text{ m.}$$

Radio hidráulico:

$$r = \frac{3,18}{4,77} = 0,667$$

$$r^{2/3} = 0,762$$

La velocidad según la fórmula de Manning.

$$V = \frac{0,762 \times 0,03162}{0,017} = 1,417 = 1,42 \text{ m/seg}$$

Comprobación según la ecuación de la continuidad.

$$V = 4,5 / 3,18 = 1,415 = 1,42 \text{ m/seg.}$$



3-15-4.- Sección tipo H023-15-4A.- Sección en túnel, sin revestimiento.

$$Q = 4,5 \text{ m}^3 / \text{seg.}$$

$$n = 0,001$$

$$z = 0,0275$$

$$D = 1,51 \text{ m.}$$

$$b = 2,90 \text{ m.}$$

Proyección del arco sobre la línea del N.A.H.  $z = 0,04$

Longitud del arco entre el arranque y el N.A.H.  $x$ :

$$x = \sqrt{0,04^2 + 0,36^2} = 0,362 \text{ m.}$$

Ancho superior  $T$ :

$$T = b - 2z = 2,9 - 0,08 = 2,82 \text{ m.}$$

Sea,  $a_1$  = Área hidráulica sobre el arranque del arco.

$a_2$  = Área hidráulica bajo el arranque del arco

$$a_1 = \frac{2,82 + 2,9}{2} \times 0,36 = 1,0278 \text{ m.}^2$$

$$a_2 = 1,25 \times 2,9 = \frac{3,625 \text{ m.}^2}{}$$

$$\text{Área total } a = 4,6521 \text{ m.}^2$$

Perímetro mojado  $p = (1,25 + 0,362)2 + 2,9 = 6,12 \text{ m.}$

El radio hidráulico  $r = \frac{4,6521}{6,12} = 0,76 \text{ m.}$  ;  $r^{2/3} = 0,832$

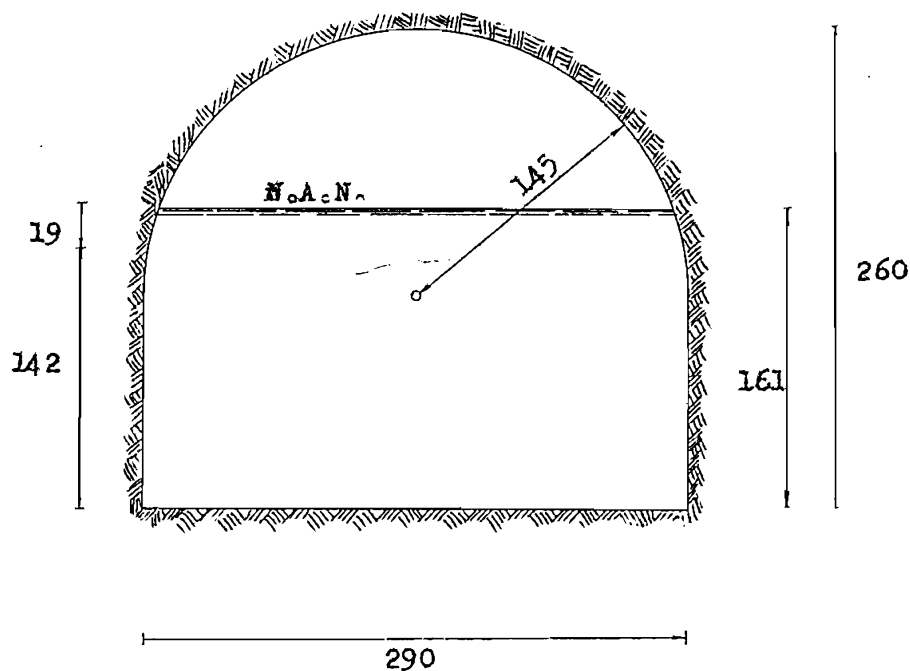
La velocidad por la fórmula de Manning:

$$v = 0,832 \times \frac{0,0316}{0,0275} = 0,96 \text{ m/seg.}$$

Área de excavación  $= 3,63 + 3,3 = 6,93 \text{ m.}^2$

## SECCION TIPO DEL CANAL PRINCIPAL

Escala 1 : 40



## PROPIEDADES HIDRAULICAS:

Sección sin revestimiento.

$$Q = 4,5 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$S = 0,001$$

$$n = 0,0275$$

$$A = 4,64 \text{ m}^2$$

$$P = 6,13 \text{ m.}$$

$$r = 0,76 \text{ m.}$$

$$v = 0,95 \text{ m/seg.}$$

$$A_{exc.} = 6,63 \text{ m}^2$$

3-15-4B. - Sección en túnel, revestida.

$$Q = 4,5 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$n = 0,017$$

$$s = 0,001$$

$$D = 1,61 \text{ m.}$$

Factor de gasto.

$$K = \frac{4,5 \times 0,017}{1,61^{8/3} = 0,001^{1/2}} = 0,68$$

Para taludes verticales:

$$D/b = 0,783$$

$$b = \frac{1,61}{0,783} = 2,056 = 2,01 \text{ m.}$$

El área hidráulica.

$$a = 1,61 \times 2,056 = 3,30 \text{ m}^2$$

El perímetro mojado:

$$p = 2 \times 1,61 + 2,056 = 5,276 \text{ m.}$$

Radio hidráulico:

$$r = 3,3/5,276 = 0,626 \text{ m.}$$

$$r^{2/3} = 0,731$$

La velocidad según la fórmula de Manning:

$$V = 0,731 \frac{0,0116}{0,017} = 1,359 = 1,36 \text{ m/seg.}$$

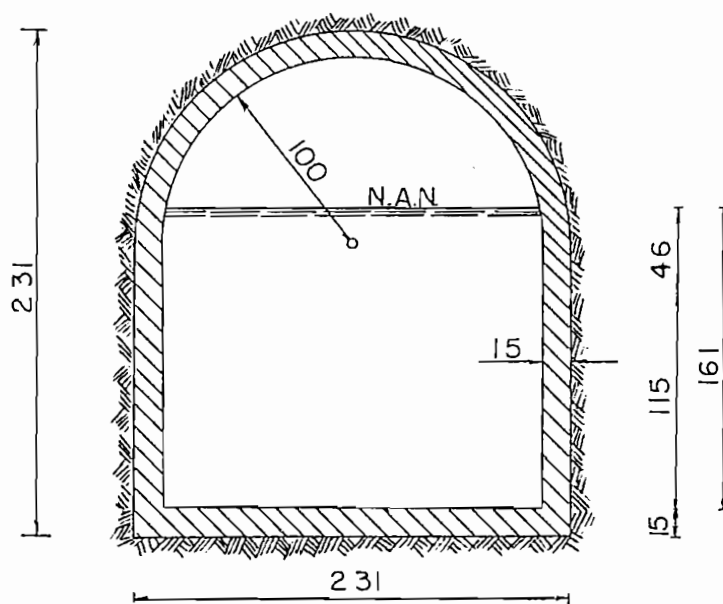
Comprobación por la ecuación de la continuidad:

$$V = 4,5/3,3 = 1,36 \text{ m/seg.}$$

$$\text{Área de excavación} = 3,1 + 3,14 = 6,25 \text{ m}^2$$

## SECCION TIPO DEL CANAL PRINCIPAL

ESCALA 1:40



## PROPIEDADES HIDRAULICAS

$$Q = 4,5 \text{ m}^3/\text{s.}$$

$$S = 0.001$$

$$n = 0.017$$

$$A = 3.24 \text{ m}^2$$

$$P = 6.13 \text{ m.}$$

$$r = 0.53 \text{ m.}$$

$$V = 1.37 \text{ m/s.}$$

$$A.\text{Exc.} = 5.71 \text{ m}^2$$

$$A.\text{Rev.} = 1.18 \text{ m}^2$$

3-15-5.- Secciones de canal para caudal menor que el de captación, hasta  $2m^3/s.$  en el desarenador.

Ya que el canal principal a medida que va entregando agua para regar los terrenos que cruza debe disminuir la capacidad, y la sección debe adaptarse a la cantidad de agua que conduce

En las páginas siguientes se presenta el cálculo de las secciones de canal a cielo abierto para  $3m^3/s.$  y  $2m^3/s.$  que en la sección final hasta llegar a la tubería de presión.

3-15-5A.- Sección sin revestimiento  $Q = 3m^3/seg.$

Velocidad máxima admisible  $1m/seg.$

Área de la sección transversal  $= \frac{Q}{V} = \frac{3}{1} = 3m^2$

Aceptando como en las secciones anteriores la forma trapezoidal, con sus cajeros inclinados  $1/2$  a  $1$  y con un ancho inferior  $a$  igual a  $B - b = 1,4m$ , el caudal queda determinado por el coeficiente hidráulico, y se deduce de la siguiente fórmula:

$$B^2 + 2bB - 2A = 0$$

$$\text{para } b = 1,4m : B^2 + 2,8B - 6 = 0$$

$$B = 1,42m.$$

$$B/b = 1,42 / 1,4 = 1,015$$

$$r = 0,461m \quad 1,42 = 0,655m \quad ; \quad R^{2/3} = 0,754$$

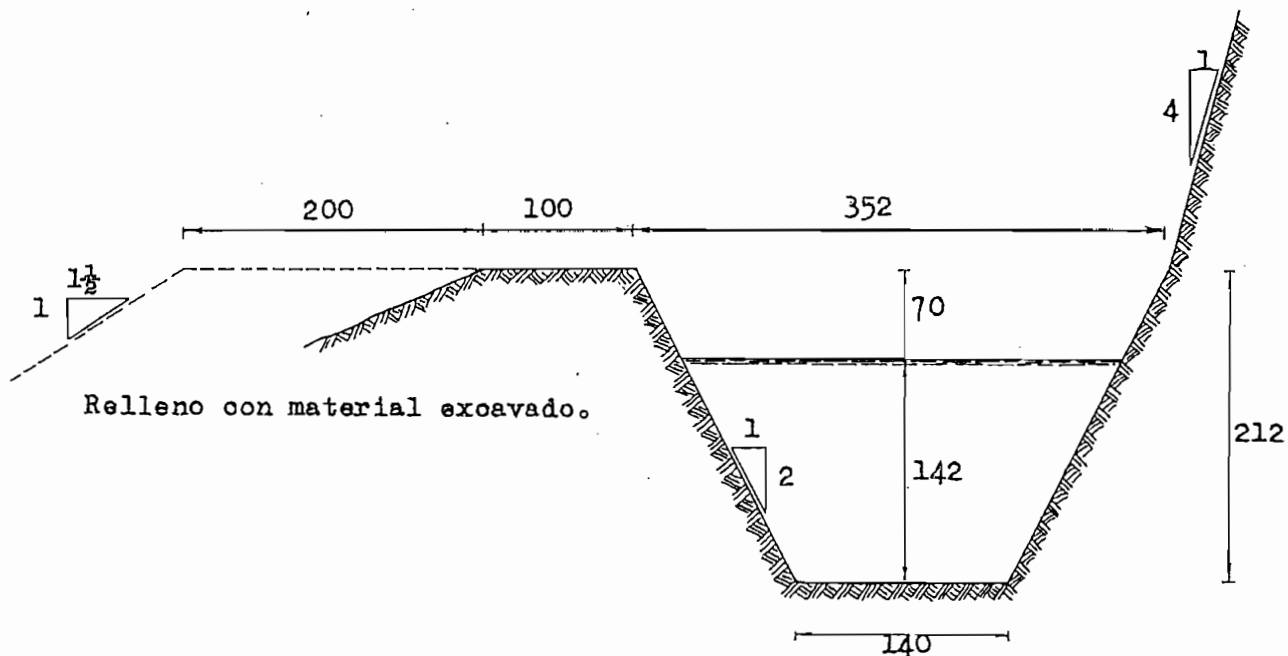
La pendiente:

$$S^{1/2} = \frac{1 \times 0,9878}{0,754} = 0,0166$$

$$S = 0,0014$$

## SECCION TIPO DEL CANAL PRINCIPAL

Escala 1:50



PROPIEDADES HIDRAULICAS:  
Sección sin revestimiento.

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

$$s = 0,0014$$

$$n = 0,0275$$

$$A = 3 \text{ m}^2$$

$$P = 4,58 \text{ m.}$$

$$r = 0,655 \text{ m.}$$

$$v = 1 \text{ m/seg.}$$

$$A_{\text{exc.}} = 5,22 \text{ m}^2$$

3-15-53.- Sección en canal a cielo abierto con revestimiento

$$Q = 2m^{3/s.}$$

$$n = 0,0014$$

$$n = 0,015 \quad (\text{hormigón alisado})$$

$$b = 1,10m.$$

valor de gasto :

$$K' = \frac{2 \times 0,015}{1,29 \times 0,03742} = 0,62$$

Para la inclinación de los taludes  $\frac{1}{2}$  a 1 según los valores tabulados en el Manual de Hidráulica se obtiene:

$$D/b = 0,81$$

$$D = 0,81 \times 1,10 = 0,89m.$$

El perímetro mojado = 3,09m.

El radio Hidráulico = 0,445m

El área hidráulica = 1,38m<sup>2</sup>

La velocidad según la fórmula de Manning será:

$$V = r^{2/3} \frac{1}{n} = 0,538 \times \frac{0,03742}{0,015} = 1,46m/s.$$

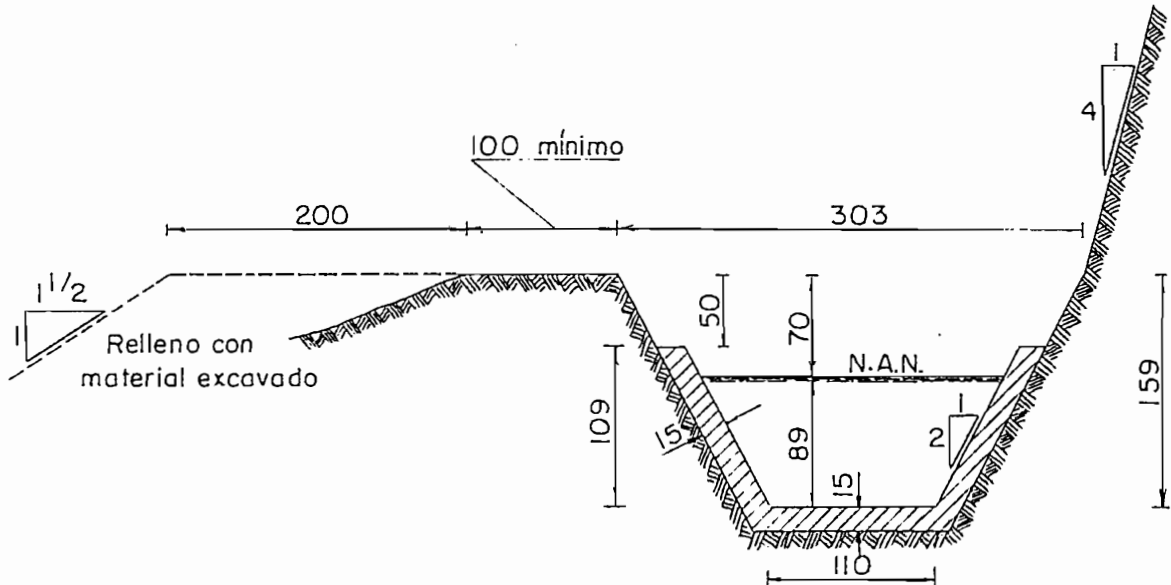
1,46m/s. es un valor aceptable para un canal revestido con hormigón, con esta velocidad practicamente no hay erosión.

Esta misma sección se conservará hasta llegar a la tubería de presión a lo largo de un recorrido de aproximadamente de 1km.

Los detalles de revestimiento altura de seguridad y franco se pueden ver en las figuras correspondientes.

## SECCION TIPO DEL CANAL PRINCIPAL

ESCALA 1:50



## PROPIEDADES HIDRAULICAS

$$Q = 2.00 \text{ m}^3/\text{s.}$$

$$S = 0.0014.$$

$$n = 0.015$$

$$A = 1.38 \text{ m}^2$$

$$P = 3.09 \text{ m.}$$

$$r = 0.55 \text{ m.}$$

$$V = 1.46 \text{ m/s.}$$

$$A.\text{Exc.} = 3.76 \text{ m}^2$$

$$A.\text{Rev.} = 0.57 \text{ m}^2$$



3-15-56.-Conduccionos adicionales.-

Estas conducciones servirán para desviar las aguas lluvias que se canalizan por las quebradas y obligadamente deben cruzar al canal de conducción. Hay que anotar que las cuencas receptoras tienen poca o casi ninguna capacidad de retención, hecho por el cual el coeficiente de escorrentía es elevadísimo.

También se ha diseñado un conducto de desvío para el río San Gabriel.

Los diferentes diseños que se hizo se pueden ver en el cuadro adjunto.

Desde el punto de vista hidráulico las secciones se han calculado para las proporciones que determinan la velocidad máxima; debido a las características del terreno se ha aceptado como velocidad máxima de funcionamiento en crecientes de 3m/s. Esta velocidad para funcionamiento continuo, pero como las crecidas son de corta duración y ocasional se ha aceptado esta como límite superior.

Se comprenderá así mismo que cuando mejores ventajas presente hacer el paso en baulados, es decir con una losa sobre la parte superior de los cajones sobre la cual correrán las aguas lluvias, se preferirá esta solución.

Las secciones en túnel se han diseñado para la velocidad máxima o sea con un ángulo al centro de  $100^\circ$  por cuanto así se obtiene la mínima sección de excavación. Para el efecto se ha calculado una tabla que muestra estas características.



## CAPITULO IV

4.-OBRAS ESPECIALES PARA EL APROVECHAMIENTO HIDROENERGETICO

En este capítulo se incluye el diseño de las siguientes obras:

- Desarenador,
- Tanque de presión, y
- Tubería de presión.

5-1.- DESARENADOR.-5-1-1.-CÁLCULOS HIDRÁULICOS.-

Estos cálculos se han hecho de acuerdo con las normas que presentan los textos y publicaciones ya mencionados en los anteriores capítulos, como también comparando con obras similares construidas por la Caja Nacional de Riego.

En resumen el presente diseño tiene como elementos fundamentales los siguientes:

- Depósito de sedimentación,
- Vertedero de paso al canal de conducción.
- Compuerta de limpieza.

Como elementos complementarios:

- Compuerta giratoria en la entrada (Compuerta A)
- Canal lateral
- Canal de desfogue
- Transición de entrada y transición de salida.

**- Vertedero de exceso**

El depósito es el desarenador propiamente dicho; el vertedero ubicado al final de este, sirve para captar las aguas superficiales asegurando de esta manera que al canal ingresen las aguas limpias de acarreos.

El canal lateral tiene capacidad para conducir  $2m^3/s$ . y tiene doble función: 1º) Durante la limpieza del desarenador, por este canal auxiliar se llevará  $1m^3/s$ . directamente al tanque de presión, mientras el resto de caudal ayudará a la limpieza. Esta caudal penetrará al desarenador a través del orificio inferior que deja la compuerta de entrada en la posición de lavado (dejando abierta la admisión al canal auxiliar). 2º) Cuando el desarenador funcione normalmente el canal auxiliar puede conducir los excesos de caudal que se desrrollen por el vertedero lateral. Estos excesos pueden ser evacuados hacia el canal de desfogue por la escotadura ubicada antes de la compuerta giratoria final. Durante el funcionamiento normal las compuertas giratorias dejan aislado al canal auxiliar del canal principal (deberán quedar en la posición que se indica en el plano).

El vertedero de exceso cubre toda la longitud del desarenador, obteniéndose de esta manera una eficiencia grande en la evacuación al mismo tiempo que se hace un ahorro de mano de obra.

6-1-2.- Dimensiones físicas del depósito.

Se quiere sedimentar partículas mayores de 0,3 mm. de diámetro, para las cuales,

La velocidad de caída en aguas tranquilas (según Mostkov) es:

$$u = 0,0324 \text{ m/s.}$$

Cuando el agua está en movimiento existe una velocidad  $w$  debida a la turbulencia que tiende a retrasar el descenso de las partículas y que puede calcularse por la siguiente fórmula:

$$w = \frac{V}{5,7 + 2,1D}$$

$D$  es la profundidad media y  $V$  es la velocidad en el depósito. Según Du Buat, las velocidades límites por debajo de las cuales el agua deja de arrastrar las arenas finas es de  $0,15 \text{ m/s.}$

Después de varias aproximaciones se llegó al día seña final que es siguiente:

Para una velocidad del agua igual a  $0,15 \text{ m/s.}$  y para una profundidad de  $3 \text{ m}$  (profundidad media), la velocidad  $w$  será:

$$w = \frac{0,15}{5,7 + 2,313} = 0,0119 \text{ m/s.}$$

La velocidad efectiva de caída en el depósito será:

$$u - w = 0,0324 - 0,0119 = 0,0205 \text{ m/s.}$$

5-1-2A.-Longitud efectiva en el depósito.

La longitud efectiva del depósito viene dada por la siguiente fórmula: (1)

$$L = K_D \frac{V}{u - w}$$

$K$  es un coeficiente que incrementa a la longitud mínima hasta 40/

Según lo dicho anteriormente, la longitud efectiva del depósito será:

$$L = 1,4 \times 3 \times \frac{0,15}{0,0205} = 31 \text{ m.}$$

Esta longitud no incluye la transición de entrada y se mide hasta el comienzo del vertedero frontal.

#### 4-1-2D.- Pendiente del Fondo.

Para que la arena depositada en el fondo pueda ser expulsada con poco gasto de agua y por la acción de esta, es conveniente que la limpieza se haga con gran velocidad. Para que esto suceda se ha dado al canal del fondo (canal recolector) una pendiente del 5%.

Según esta pendiente las profundidades serán:

máxima (aguas abajo)  $D_2$

mínima (aguas arriba)  $D_1$

La profundidad media se había fijado ya en 3m.

$$\frac{D_1 + D_2}{2} = 3 \text{ m}$$

$$D_2 - D_1 = 0,05 \times 12 = 1,6 \text{ m.}$$

De donde se deduce:

$$D_1 = 2,2 \text{ m}$$

$$D_2 = 3,8 \text{ m.}$$

4-1-3.- Área de la sección transversal y volumen de sedimen-  
tos.

El área de la sección transversal será:

$$\frac{Q}{v} = \frac{2}{0,15} = 13,33 \text{ m}^2$$

Para una cantidad de arenas estimada en 0,5 por mil y suponiendo una limpieza cada 12 horas el volumen de sedimentos acumulado en este lapso de tiempo será:

$$V_s = 2\text{m}^3/\text{s} \times 12 \text{ horas} \times 60 \times 60 \text{ seg/hora} \times 0,0005 = 52\text{m}^3$$

Considerando, a ventaja del diseño, como longitud correspondiente al volumen ocupado por los sedimentos los dos tercios de la longitud efectiva del depósito, la sección transversal de los materiales arrastrados será:

$$S_s = \frac{52}{32\text{m}/3} = 2,34\text{m}^2$$

y al, así mismo a ventaja del diseño, esta sección se toma en la sección media del depósito, la sección media total del desarenador será:

$$S = 13,33 + 2,34 = 15\text{m}^2$$

Las dimensiones del desarenador en la sección media (referidas al N.M.) serán:

Depósito superior:

Inclinación de los costados: 1/2 a 1 (horizontal a vertical)

Ancho inferior § 3,40m.

ancho superior : 6,40m.

ancho medio 4,90m.

La sección inferior es rectangular y corresponde al canal recolector de sedimentos, con pendiente longitudinal del 5%, las dimensiones, en la sección media, serán:

ancho : 6,40m.

profundidad 0,80m.

La sección total del desarenador será :  $17,72m^2$

4-1-4.- La capacidad del depósito.-

Considerando solamente la longitud efectiva del desarenador, es decir, sin incluir las transiciones, la capacidad total será aproximadamente:

$$17,72m^2 \times 550m^3$$

o sea 275 veces el caudal de máxima utilización. Las normas prevén que esta capacidad debe estar sobre  $\pm$  300 veces el caudal, pero debe tomarse en cuenta que no se incluyen las transiciones y que además a la entrada del depósito se han colocado difusores de energía que disminuyen la velocidad de entrada y que por efecto de ellos la sedimentación comienza inmediatamente después de los difusores (tranquilizadores).

Para la longitud de los 40 metros el tiempo que permanece el agua en el depósito será:

$$t = \frac{40}{0,15} = 270 \text{ segundos} = 4,5 \text{ minutos}$$

4-1-5.- Limpieza del desarenador.-

El caudal que debe desalojar la compuerta de fondo es función del tiempo que se dispone pa



ra desaguar el depósito. Si se lava en 20 minutos el caudal de desalojo será:

$$Q = \frac{550}{1200} = 0,46 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

a este caudal hay que agregar el caudal que está ingresando para ayudar al lavado y que es aproximadamente  $1 \text{ m}^3/\text{s}$ . O sea que por la compuerta se evacuará al rededor de  $1,5 \text{ m}^3/\text{s}$ .

4-1-5A.- Cálculo del orificio del DC compuerta de fondo.-

Para

este cálculo se ha tomado en cuenta los dos casos límites entre los cuales transcurre el flujo:

- 1) Circulación bajo carga hidrostática variable
- 2) Circulación a nivel libre.

En el primer caso la gran velocidad se debe a la carga hidrostática inicial. En el segundo caso la circulación se realiza a expensas de la pendiente hidráulica.

2º Caso.- Si el caudal a evacuar es  $1,50 \text{ m}^3/\text{s}$  y con una velocidad de  $1,6 \text{ m/s}$ . el área de la sección transversal requerida es:

$$A = \frac{1,5}{1,6} = 0,94 \text{ m}^2$$

De aquí se deduce que la compuerta de fondo será de  $1 \text{ m} \times 1 \text{ m}$  (de preferencia metálica)

Es necesario verificar que si la pendiente del canal, que es 0,05 (5%) es suficiente para producir la velocidad de  $1,6 \text{ m/seg.}$

Según los datos anteriores, el perímetro mojado:

$$0,94 + 0,94 + 1 = 2,88 \text{ m.}$$

El radio hidráulico:

$$r = \frac{0,94}{2,88} = 0,327 \text{ m}$$

La pendiente requerida según la fórmula de Manning será:

$$n^2 = \frac{1,49 Q^{0,17}}{0,474} = 0,0574$$

$$n = 0,0033$$

Que es una pendiente muchísimo menor que 0,05, con lo cual se garantiza el diseño.

Para este caso se ha tomado un coeficiente de rugosidad alto para tomar en cuenta la rugosidad adicional provocada por los sedimentos que se adhieran a la compuerta.

El cálculo anterior demuestra además que la evacuación se realiza con una velocidad superior a 1,6m/s.

### 1º Caso .-

El caudal para el orificio está dado por la siguiente fórmula:

$$Q = ca \sqrt{2gh}$$

$$a = 0,94 \text{ m}^2$$

$$c = 0,6$$

$$\sqrt{2g} = 4,42$$

La altura total del agua es 4,6m. Para el coeficiente  $c=0,6$  la altura en la sección contraída será:

$$h' = 1,00,6 = 0,6 \text{ m.}$$

La carga total inicial que interviene en la limpieza será:

$$4,6 - 0,6 = 4m.$$

Para la carga total el caudal evacuado será:

$$Q = 0,6 \times 0,94 \times 4,42 \sqrt{4} = 5m^3/s.$$

Para 3/4 de la carga:

$$Q = 3,8 m^3/s.$$

Para 1/2 de la carga:  $Q = 3,40m^3/s.$

Para 1/4 de la carga:  $Q = 2,50m^3/s.$

Para carga cero o sea con circulación a nivel libre el caudal que pueda evacuar es mayor que  $1,5m^3/s.$

El tiempo que dure la limpieza y el lavado será al rededor de media hora.

Se recomienda realizar la limpieza cada 8 dias en las pocas secas y diariamente en las épocas lluviosas. Estos periodos que se sugieren no son definitivos, y pueden cambiarse según la práctica que se obtenga en el manejo de la instalación.

#### 4-2.- Sección en la compuerta de entrada al desarenador.

La sección trapezoidal del canal debe cambiarse a rectangular para poder colocar las guías de la compuerta. Esta sección conserva la misma altura de agua.

$$Q = 2m^3/s. \quad n = 0,0014$$

$$n = 0,015 \quad (\text{revestimiento de hormigón ciclópec})$$

$$D = 0,89 \quad b = 7$$

Factor de gastos:

$$k = \frac{2 \times 0,015}{0,733 \times 0,03225} = 1,26$$

Para paredes verticales según las tablas del manual mencionado:

se obtiene la siguiente relación:

$$D/b = 0,5$$

Según la cual  $b = \frac{0,89}{0,50} = 1,78m.$

El área hidráulica:  $0,89 \times 1,78 = 1,59m^2$

El perímetro mojado:  $1,78 + 2 \times 0,89 = 3,56m.$

El radio hidráulico:  $r = \frac{1,59}{3,56} = 0,445m.$

La velocidad por la fórmula de Manning:

$$V = 0,582 \frac{0,01225}{0,015} = 1,27m/s.$$

por la ecuación de la continuidad:

$$V = \frac{Q}{a} = \frac{2}{1,59} = 1,27m/s.$$

#### 4-3.- Transición de entrada.

En el diseño de la toma ya se explicó la función de este elemento y las normas para el cálculo, aquí no se hará comentario alguno, se presenta solo el cálculo. La longitud de la transición será:

$$L = \frac{2,31}{\text{tg } 12' 30''} = \frac{2,31}{0,22} = 10m;$$

#### 4-4.- Vertedero de admisión al canal principal .-

A fin de que se capturen las aguas superficiales que son las que se encuentran limpias de acarreo se ha hecho el paso del agua desde el desarenador hacia el canal mediante un vertedero. El vertedero se ha ubicado al final del depósito y en dirección casi perpendicular a la que lleva el agua.

4-4-1.- Altura de lámina del vertedero.

Según las normas que se ha venido citando, la velocidad del agua en el vertedero no debe exceder de  $1\text{m/s}$ . De acuerdo a esto la altura de la lámina viene condicionada para una longitud de cresta dada.

Se conoce que  $Q = C L H^{3/2}$  y además por la ecuación de la continuidad  $Q = VA = V L H$ . Igualando las dos ecuaciones se tiene:  $V L H = C L H^{3/2}$  de donde se despeja que:

$$V = C H^{1/2} \text{ o menor que } 1\text{m/s}.$$

Para  $C = 1,8$   $H$  debe ser menor que  $\frac{1}{3,24} = 0,31\text{m}$ .

Para el diseño  $H$  será  $0,30\text{m}$ , con lo cual la velocidad está dentro de lo permisible.

4-4-2.- Longitud del vertedero - de la fórmula general para vertederos  $Q = C L H^{3/2}$   $L$  será:

$$L = \frac{Q}{C H^{3/2}} = \frac{2}{1,8 \times 0,3^{3/2}} = 6,75\text{m} \text{ será de } 7\text{m}.$$

4-5.- Canal lateral del desarenador.

Aunque ocasionalmente lle<sub>va</sub> para la cantidad total de agua se ha diseñado para conducir  $2\text{m}^3/\text{s}$ , es decir, el caudal total. Se ha hecho esto previendo q<sub>ue</sub> por cualquier razón se quiera dejar en seco el desarenador, como ya se explicó anteriormente este canal, mientras el depósito este lleno, es decir funcionando normalmente, podrá conducir los excesos hacia el desfogue y también tendrá la función de conducir el caudal que va a las turbinas durante se realiza la limpieza del desarenador.

$$Q = 2m^3/s.$$

$$s = 0,002 \quad n = 0,015$$

$$b = 1m.$$

Factor de gasto.

$$K' = \frac{2 \times 0,015}{1 \times 0,04472} = 0,67$$

Para este factor y para la inclinación de los costados  $1/2$  a  $1$  (relación horizontal a vertical) se obtiene la relación

$$D/B = 0,84$$

de donde se deduce el caudal

$$D = 0,84B = 0,84 \times 1 = 0,84m.$$

El radio hidráulico:

$$r = 0,493 \times 0,84 = 0,413m.$$

$$r^{2/3} = 0,555$$

La velocidad según la fórmula de Manning.

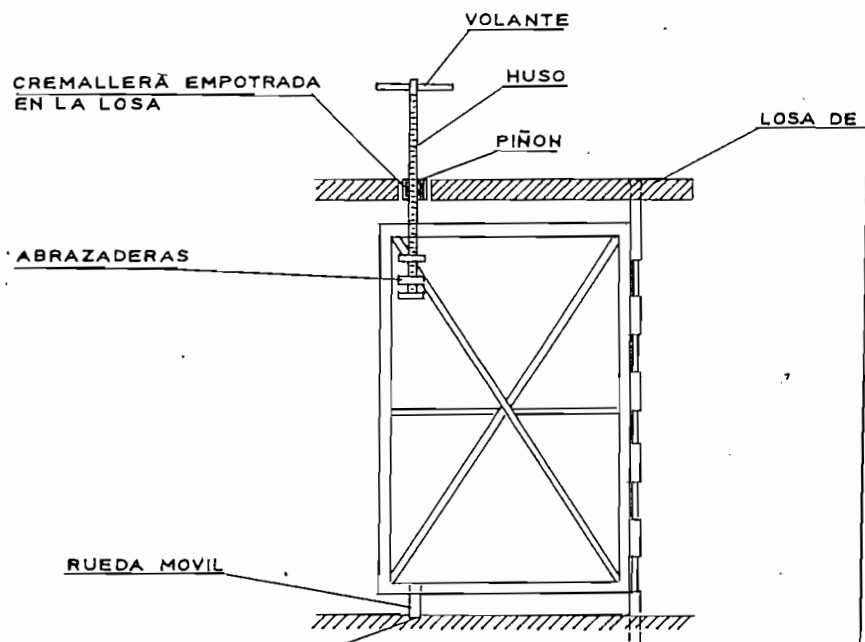
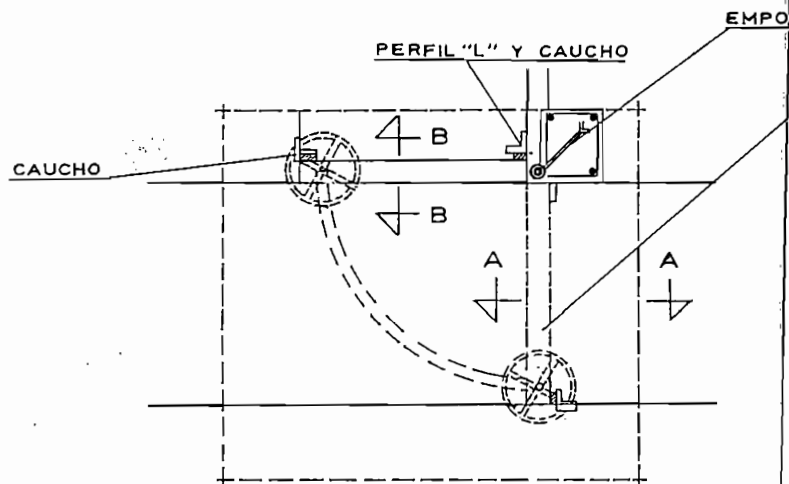
$$V = r^{2/3} \frac{H^{1/2}}{n}$$

$$V = 0,555 \frac{0,04472}{0,015} = 1,65m/s.$$

En lo posible debe limitarse el uso del canal lateral como conducción directa hacia el tanque de presión a fin de acarreo en el tramo del canal que media entre el desarenador y el tanque de presión y aún más que dicho material no ingrese a las turbinas.

El espesor de los revestimientos, formas y dimensiones de los elementos del desarenador se pueden ver en el plano respectivo.

ESQUEMA DEL MECANISMO, DE ACCIONAMIENTO PA  
GIRATORIAS



Con una longitud efectiva de 10m. el área de la sección transversal media será:

$$s_m = \frac{240}{10} = 24m^2$$

En esta misma sección para una profundidad de 4m. el ancho medio será:

$$b_m = \frac{24}{4} = 6m.$$

Llamando  $b$  al ancho en el fondo y  $h$  la profundidad y con una inclinación de los cajeros de 1:2, el ancho inferior será:

$$b_m = 6 = \frac{2b + h}{2} = 6, \text{ de donde}$$

$$b = (12 - 4)/2 = 4m.$$

El ancho superior  $T$  será:  $T = 4 + 4 = 8$ .

#### Vertedero de excesos.-

El vertedero tendrá capacidad para evacuar  $3m^3/s$ . es decir el caudal de las horas de pico.

Con una altura de lámina de 0,30m. la longitud de vertedero será:

$$H^{3/2} = 0,1643$$

$$L = \frac{Q}{CH^{3/2}} = \frac{3}{1,8 \times 0,1643} = 10,2m.$$

#### Canal Lateral del Vertedero.-

Se trata del diseño de un canal con caudal variable y se ha calculado según el procedimiento indicado para este caso y que se demostró ya en un cálculo similar cuando se trató de la evacuación de las crecientes en la Toma sobre el río Cuasmal.

La forma y dimensiones se pueden ver en



La longitud de la rejilla incluyendo los apoyos será:

$$L = \frac{4,30}{\text{sen } 73^\circ} = 4,50 \text{ m.}$$

Las características de la rejilla son:

Ancho de cada reja  $\frac{1}{2}$ " = 1,77cm.

espesor  $2\frac{1}{2}$ " = 4,31cm.

Longitud total 4,5 m.

Luz entre rejas = 3 cm.

Velocidad entre las rejas = 0,72m/s.

#### Pérdida de carga en la Reja.

Para la pérdida total de nivel, el ingeniero O. Kirschmer, en virtud de sus propias experiencias, ha encontrado la siguiente fórmula:

$$h = B \left( \frac{s}{b} \right)^{4/3} \times \frac{U^2}{2g} \text{ sen } a$$

U, es la velocidad de los filetes líquidos antes de la rejilla

s, el espesor de los barrotes

b, la luz entre barrotes

a, el ángulo que la rejilla forma con el plano horizontal

g, la aceleración de la gravedad.

B, un coeficiente que varía según la forma de los barrotes.

Para el caso presente:

$$U = \frac{2}{2 \times 3,7} = 0,27 \text{ m/s.}$$

$$s = 1,77 \text{ cm.}$$

$$b = 3 \text{ cm.}$$

$$a = 73^\circ ; \text{ sen } a = 0,956$$

$$B = 2,42 \text{ para la forma rectangular, y que es el coeficiente}$$

4-7.- SUBERIA DE PRESIONDISEÑO HIDRAULICO-

En este tema se ha desarrollado el cálculo de los diámetros de la tubería, el espesor en cada tramo y las pérdidas de carga.

Como se dijo anteriormente la caída total se ha fraccionado en dos saltos; cada uno de ellos con un reservorio de regulación diaria para aumentar el caudal en un metro cúbico por segundo durante las horas de peak.

Los saltos tienen las siguientes características:

1º Caída:

Cota del NAW en el tanque de presión....	2.673 m.n.m.
Cota en el eje de la turbina.....	<u>1.970 m.n.m.</u>
Altura de caída bruta.....	703m.
Longitud del tubo .....	1.603m

2º Caída:

Cota del NAW en el depósito regulador..	1.968 m.n.m.
Cota en el eje de la turbina	<u>1.670 m.n.m.</u>
La altura de caída bruta....	298m.
Longitud de la tubería	899m.
Para los dos saltos: Caudal de régimen normal	- 2 m <sup>3</sup> /seg.
Caudal regulado	- 3 m <sup>3</sup> /seg.

4-7-1.- El Número de Tuberías.-

Desde el punto de vista de la seguridad del servicio convendrá instalar una sola tubería por cada turbina o cuando más una tubería por cada central.

Esta solución trae el inconveniente del costo elevado y un aumento considerable de las pérdidas de carga.

Respecto a esta tema Gómez Navarro en Saltos de Agua.. dice: que la pérdida de carga varía con la potencia  $2/3$  del número de ellas; Así por ejemplo, si se tienen 4 tuberías con la misma velocidad y para un mismo caudal la pérdida de carga será 2,52 la que se obtenga con una; el peso será igual en los dos casos. Gómez Navarro añade:

"Con cargas parciales la proporción puede ser aún mayor por poder estar trabajando una de ellas a plena carga, mientras las restantes están paradas, con lo que si hay una tubería por turbina la pérdida de altura será la máxima, mientras que si fuera la tubería única la pérdida será mucho menor."

" Esto demuestra la conveniencia desde el punto de vista del aprovechamiento de la energía, de reducir el número de tuberías y bajo este aspecto la solución óptima es instalar una sola tubería"

Sobre el mismo tópico Knowlton dice: <sup>(1)</sup> "...En el caso de altas presiones o grandes saltos, frecuentemente se utiliza una sola tubería forrada para todas las turbinas, derivándose con unas bifurcaciones en el extremo inferior que alinetan dos o más turbinas.

(1).-A.E. Knowlton, Manual Standard del Ingeniero Electricista  
tomo I, Sección 10-158, p 1159

Por las razones expuestas anteriormente se piensa que para el proyecto hidroeléctrico de Montúfar será conveniente instalar una tubería en cada central. Para esta condición se han desarrollado los cálculos en el presente trabajo.

#### 4-7-2.- PLANEO DE LA TUBERÍA.-

La tubería representa una parte costosa de la instalación y hay que determinar el diámetro atendiendo a factores de orden técnico y económico.

Técnicamente conviene que la velocidad en la tubería sea escasa y consiguientemente pequeña la pérdida de carga. Así resulta mayor el salto aprovechable, la potencia disponible y la capacidad de ingresos por su venta. Pero esta velocidad escasa requiere, un aumento del diámetro, espesor de la tubería, y por tanto, un mayor costo.

El diámetro más pequeño, corresponde a la tubería que menos cuesta; pero que no corresponde al diámetro más económico pues las pérdidas de carga son elevadas.

De acuerdo a lo dicho el diámetro más económico se encontrará en la conciliación de estos dos aspectos: técnico y económico.

Varias fórmulas se han propuesto para resolver el problema; pero se comprende que será difícil llegar a resultados satisfactorias, por que en la citada determinación intervienen factores que son difíciles de fijar de antemano, como son precio de venta de la energía, cantidad de ella que en las distintas épocas del año observa el mercado, precio del material de la tubería, mano de obra, transporte, etc.

4-7-2-1.-DETERMINACION DEL DIAMETRO MAS ECONOMICO.

Para este cálculo se ha dividido en tramos la longitud total de la tubería y se ha buscado el valor mínimo de la suma del costo anual del capital y la pérdida anual de energía. Para este valor mínimo resulta el diámetro mas económico.

El costo total del capital incluye el costo del primer establecimiento y el costo de operación. Para el caso que se está tratando se ha considerado que el costo de operación será el mismo para los diferentes diámetros de cada tramo y solo se ha tomado en cuenta el costo del primer establecimiento es decir, el costo CIF de la tubería mas el transporte al sitio de la obra y el montaje. El valor de la anualidad se ha calculado a un interés del 4,5% en un plazo de 20 años, de acuerdo a los convenios de préstamos internacionales que actualmente se practican.

El valor anual de la energía corresponde a la pérdida de dinero, que en caso de no existir la pérdida de carga se podría aprovechar.

4-7-2-1A.- Símbolos empleados.-

Los cálculos se han tabulado en las siguientes páginas y los símbolos empleados son los siguientes:

D, en m. es el diámetro interior del tubo

a, en M.<sup>2</sup> es el área de la sección transversal del tubo

V, es la velocidad media del agua en el tubo, en M/s.

s, es la pérdida de carga por rozamiento continuo, en m por m.

$h_f$ , la pérdida de carga por roce continua, en m., para la longitud de tubería especificada en cada tramo de tubería.

$e$ , en m.m. el espesor en el tramo final de tubería, en cada tramo  
 $C$ , en sures es el costo total de la tubería, a cuyo valor se aplicará el factor de anualidad.

$A$ , en sures el valor de la anualidad

$B$ , en Kwh, la energía anual perdida.

$B$ , en sures, al valor anual de la energía perdida.

$L$ , en m. longitud de tubería en cada tramo,

$H$ , caída bruta en m. (medida desde el MAN en el tanque de presión hasta el extremo final del tramo de tubería considerado)  
 $A + B$ , La suma de la anualidad y el valor en sures de la energía perdida.

Esta última casilla puede representarse por un función del diámetro y resulta una parábola con el vértice plano, dentro del cual se encuentra el diámetro mas económico. El vértice plano permite una cierta libertad al escoger el diámetro y al seleccionar los valores difíciles de fijar a priori, costo de la energía, cantidad de ella; etc.

#### 4-2-7-1B.-Fórmulas y valores empleados en el cálculo.

La ecuación de la continuidad:  $Q = aV$

$a = hfL$ , valores tabulados a base de la fórmula de Manning para diámetro, caudal y coeficiente de rugosidad  $n$ . Este coeficiente se ha tomado .0,013 (1)

Para el espesor de la tubería la siguiente fórmula:

$$e = \frac{(P+P') D}{2} + 1$$

(1).-Manual de Hidráulica, King, p191

en la fórmula anterior:  $e$ , espesor de la tubería.  $P$ , presión estática en  $\text{kg/cm}^2$ .  $P'$ , presión dinámica en  $\text{kg/cm}^2$  y que se ha tomado en 20% de la presión estática.  $Sigma$ , el coeficiente del trabajo del acero comercial para tuberías de presión y que se ha tomado en  $1.200\text{kg/cm}^2$ .  $D$ , el diámetro del tubo en m.m.  $l$  representa el aumento de m.m. para compensar la disminución de espesor por corrosión. Este aumento representa un factor de seguridad, ya que, por tratarse de una tubería de importancia, ésta deberá recubrirse con pintura anticorrosiva (Bitumastic Primer)

El peso de la tubería resulta de multiplicar su volumen por el peso específico del acero. Según la siguiente fórmula:

$$P = \pi(D+e)exLx\rho$$

Según estimaciones existentes en la Caja Nacional de Riego se ha calculado en 28,000 la tonelada de tubería puesta en obra.

El factor de anualidad para el interés del 4,5% anual a un plazo de 20 años es 0,0769 (1)

El número de kWh perdidos se ha calculado multiplicando de la potencia perdida por un factor  $F$  que representa el número de horas de consumo de energía. Este factor viene dado por la siguiente fórmula: (2)

$$F = 0,7(f_c)^2 + 0,3(f_c)$$

$f_c$  es el factor de carga. Según esta fórmula para un factor de carga .0,4,  $F = 0,232$  y el número de horas que se busca es :

$$8760 \text{ h/año} \times 0,232 = 2.030 \text{ horas anuales}$$

(1).-Clarence B. Bullinger, Análisis Económico Para Ingenieros.

(2).-Ing. Vicente Jácome, Transmisión, poligrafados de clase

La potencia perdida se ha calculado con la siguiente fórmula:

$$E_p = 7,36QH \text{ (Kw.)}$$

En esta fórmula se ha tomado el rendimiento turbina generador igual a 0,75. Este valor es bajo con relación a los rendimientos alcanzados en la actualidad tanto para turbinas como para generadores; pero se ha tomado así bajo para incluir las pérdidas de potencia que se producen desde la generación hasta los centros de consumo.

Para el cálculo del valor en sueros de la energía perdida por efecto de las pérdidas de carga se ha tomado como precio medio del Kw en \$0,40

Todos los valores asumidos pueden variar dentro de ciertos límites, pero tales variaciones no afectarán enormemente al cálculo de los diámetros de cada tramo, por cuanto se encuentran entre los valores medios tomados de otras obras similares y aún más, como ya se manifestó la función parabólica que representa la suma de las anualidades y el valor anual de la pérdida de energía tiene un vertice plano que permite una relativa libertad para seleccionar el diámetro.

El caudal adoptado para realizar el cálculo es  $3 \text{ m}^3/\text{s.}$  que corresponde al caudal de funcionamiento en las horas de pico. Con esta consideración se han hecho arreglos en los valores del cálculo a fin de que resulten diámetros pequeños con velocidades relativamente altas. Con estas velocidades la tubería funcionará las pocas horas de pico, mientras que con velocidades



PRIMERA CAIDA: Tramo 1-2.  $Q=3m^3/s$ . L=443m H=236m. Rugosidad n=0,013

D m	s m <sup>2</sup>	v m/s	e m	h <sub>f</sub> m	e mm	Q <sub>teo</sub> ton	C q	A q	B m <sup>2</sup>	Z m	S	A+2m
1,20	1,131	2,65	0,006	2,66	15	199,6	1.596.000	122.600	67.300	26.900	26.900	152.500
1,15	1,039	2,89	0,007	3,10	14	178,2	1.423.000	109.500	92.300	36.900	36.900	146.400--
1,10	0,950	3,16	0,009	3,99	14	169,0	1.350.000	103.000	119.000	47.600	47.600	150.600

Tramo 2-3  $Q=3m^3/s$ . L= 695m.-H=529m.

1,05	0,866	3,47	0,012	6,34	29	538,0	4.300.000	331.000	248.900	99.500	99.500	430.500
1,00	0,785	3,82	0,015	10,41	28	494,0	3.950.000	304.000	311.000	124.200	124.200	428.100--
0,95	0,709	4,28	0,020	13,90	26	436,0	3.485.000	268.000	402.000	161.000	161.000	429.000

Tramo 3-4  $Q=3m^3/s$ . L= 465m H=703m Rugosidad.n=0,013

1,00	0,785	3,82	0,015	7,00	36	429,0	3.430.000	264.000	208.000	83.300	83.300	347.300
0,95	0,709	4,28	0,020	9,30	34	384,0	3.050.000	234.000	277.000	111.000	111.000	345.000
0,90	0,636	4,72	0,025	11,60	33	353,0	2.820.000	217.000	315.000	126.000	126.000	343.000--
0,85	0,567	5,26	0,040	18,60	31	314,00	2.510.000	193.000	554.000	222.000	222.000	415.000

Resumen: Tramo 1-2:Diámetro 1,15m.Tramo 2-3:Diámetro=1m. Tramo3-4:0,90m.

SEGUNDA CAIDA.- Tramo 1-2 Q=3m<sup>3</sup>/s L=419m N=131m Rugosidad n=0,013 (tubería de acero)

D m	a m <sup>2</sup>	V m/s.	w	hf m	Q m <sup>3</sup> /s	peso kg	U	A m <sup>2</sup>	E m	B m	A+B m
1,35	1,431	2,09	0,003	1,26	10	141,0	1.128.000	86.740	37.580	15.000	102.740
1,30	1,327	2,26	0,004	1,68	9	122,0	976.000	75.050	50.060	20.000	95.050---OK.
1,25	1,227	2,44	0,005	2,10	9	117,0	936.000	70.970	62.580	25.000	96.970
1,20	1,131	2,65	0,006	2,51	9	112,6	900.800	69.270	74.800	29.900	99.170

Tramo 2-3 Q=3m<sup>3</sup>/s. L=480m. N=288m. Rugosidad n=0,013

1,25	1,227	2,44	0,005	2,40	20	301,0	2.400.000	184.000	71.500	26.600	212.600
1,20	1,131	2,65	0,006	2,88	19	274,0	2.190.000	168.000	86.000	34.400	202.400
1,15	1,039	2,90	0,007	3,36	18	233,0	1.860.000	143.000	100.000	40.000	183.000---OK.
1,10	0,950	3,16	0,009	4,32	17	222,0	1.800.000	138.500	129.000	51.000	190.100

Resumen: Tramo: 1-2: Diámetro=1,30m.

Tramo: 2-3: Diámetro=1,15m.

4-7-3.-ESTUDIO DE LAS PÉRDIDAS DE CARGA.

Las pérdidas de carga se producen a lo largo de las tuberías por las causas que se exponerán a continuación y para el estudio se las divide en pérdidas por rozamiento continuo y pérdidas localizadas.

Pérdidas por rozamiento continuo.-

En el movimiento del agua en las tuberías se origina una resistencia entre la masa en movimiento y las paredes del conducto. En la práctica la resistencia al movimiento se traduce en una pérdida de nivel piezométrico  $h_f$ , que se denomina pérdida de carga. Si llamamos  $l$  a la longitud de la tubería, la relación  $h_f/l$  se denomina pendiente piezométrica. Esta pérdida es considerablemente mayor que las restantes y quedó calculada ya al hacer el estudio de las alternativas para la elección del diámetro más económico. Se calculó mediante los valores tabulados de la gradiente piezométrica<sup>(1)</sup>, la que a su vez está en función del coeficiente de rugosidad del material del tubo, del diámetro, y del caudal. Los valores obtenidos son los siguientes:

Primera Caída,  $h_f = 25,10m$

Segunda Caída,  $h_f = 5,04m$

Pérdidas de carga localizadas.-

Se originan por diferentes causas a la salida del tanque, por efecto de la transformación de la energía hidráulica potencial en energía cinética, y por efecto de la convergencia de los filetes líquidos. Se pierde la energía por efecto del paso de una tubería ancha a otra angosta y viceversa, por la existencia de curvas codos bifurcaciones, llaves de paso, etc.

Pérdida a la entrada. Esta pérdida se calcula en función de la velocidad media del tubo y de un coeficiente que depende del grado de abocinamiento de la entrada. Según la siguiente fórmula:

$$H_0 = k_0 v^2 / 2g$$

----- (1).- Manual de Hidráulica, King.

Según el Manual citado para con bordes redondeados  $k_e=0,15$   
Pérdida en los codos.

Se calcula con la fórmula anterior para lo cual el coeficiente  $k$  está dado para la relación entre el radio de la curva del codo y el diámetro del tubo.

Pérdida por cambio de sección (cambio de velocidad).

Esta da

da por la siguiente fórmula

$$H_1 = k_1 \frac{V^2}{2g}$$

El coeficiente  $k_1$  esta en función del diámetro mayor al menor  $d_2/d_1$  (según tablas)  $V$ , es la velocidad media en el tubo de diámetro menor.

Cálculos.-Pérdida de carga.- (Primera Caída)

Pérdida a la entrada.

$$K_e = 0,15 ; V = 2,82 \text{ m/s.}$$

$$H_e = 0,06 \text{ m.}$$

Pérdida por cambio de sección. (contracción)

Cambio N°1  $d_2/d_1 = 1,15/1,00 = 1,15 ; K_1 = 0,06 ; V = 3,82 \text{ m/s.}$

$$H_1 = 0,03 \text{ m.}$$

Cambio N°2  $d_2/d_1 = 1/0,9 = 1,1 ; K = 0,05 ; V = 4,72 \text{ m/s.}$

$$H_1 = 0,06 \text{ m.}$$

Pérdida en los codos.-

Codo N°	R/D	$K_2$	V	$H_2$
1	10/1,15=8,7	0,3	2,82 m/s	0,15 m.
2	15/1,15=13	0,35	3,82 "	0,25 m.
3	15/1,00=15	0,38	3,82 "	0,28 m.
4	15/1,00=15	0,38	4,72 "	0,43 m.
5	15/0,90=16,6	0,40	4,72 "	0,46

6	15/0,8 = 16,5	K = 0,4	4,72	0,46m.
7	10/0,9 = 11,0	K = 0,33	4,72	0,38m.

A estas pérdidas localizadas se ha añadido las pérdidas en la rejilla del tanque de presión y las pérdidas en el tubo de aproximación y en la válvula de entrada a las turbinas. La pérdida total suma de la siguiente manera:

Pérdida por rozamiento continuo	25,10m.	(2)
Pérdidas localizadas (incluyendo a la raja)	<u>2,90m</u>	
Pérdida total $\Sigma$	28,00m.	

Caída Neta: Primera Central

$H$  = Caída bruta menos Pérdidas

$$H = 703m - 28m = 675 m.$$

Esta pérdida en porcentaje del salto es:

$$\% = 28 \times 100 / 703 = 4\% \text{ que es un valor aceptable.}$$

SEGUNDA CAÍDA.-(Pérdidas de carga)

Pérdida en la entrada  $H_0=0,04m.$

Pérdida por cambio de sección (contracciones):  $H_1=0,02m.$

Pérdida en los codos.

Codo N°	H/D	K	V	H <sub>2</sub>
1	15/1,3-11,5	0,33	2,26m/s	0,09m.
2	15/1,15-13	0,34	2,90"	0,15m.
3	15/1,15-13	0,34	2,90"	0,15m.
4	15/1,15-13	0,34	2,90"	0,15m.
5	15/1,15-13	0,34	2,90"	0,15m.

Total codos:	0,69m
Por engrada y cambio de sección	0,06m.
Por válvulas, raja y tubo de aproximación:	<u>0,21m.</u>
Total pérdidas localizadas:	0,96m.
Total rozamiento continuo: (pérdidas)	<u>5,04m.</u> (1)
Total pérdidas	6,00m.

(1).-ver cálculo del diámetro.

Caída Neta  $H = 298m - 6m = 292m$ .

Pérdidas en porcentaje del salto bruto  $= \frac{6}{298} = 0,02$

Resumen:

Salto Bruto	Pérdidas	%	Salto Neto	Central Nº
703,00m.	28,00m.	4	675,00m.	1
298,00m.	6,00m.	2	292,00m.	2

#### 4-7-4.-ESTUDIO DEL GOLPE DE ARIETE Y ESPESORES DEFINITIVOS DE LA TUBERIA.-

El golpe de ariete es una sobrepresión dinámica que se producen las tuberías, por la interrupción brusca de la corriente líquida. Estas sobrepresiones se producen sea, por el cierre o por la apertura de la admisión a las turbinas.

Supongamos que, debido a oscilaciones en la carga de trabajo que proporciona la turbina, el regulador de ésta cierra la admisión del agua al motor. Debido a este cierre la columna líquida contenida dentro de la tubería se ve obligada a disminuir bruscamente su velocidad, pero la energía total del sistema no se anula instantáneamente, y se verifica una transformación brusca de la energía cinética de la columna líquida en movimiento, en energía (de presión) potencial. Como consecuencia la línea de la gradiente de energía se eleva respecto al plano de las cargas iniciales y crece con el aumento de sobrepresión.

Al terminar el cierre del distribuidor, por efecto de la elasticidad del líquido y de las paredes de la tubería, se produce el contragolpe es decir la onda de depresión que recorre todas las secciones del tubo, en sentido inverso al anterior, o sea desde el tanque de presión hasta la llave, originando presiones inferiores a las de régimen normal.

En la misma forma, si el motor necesita mayor cantidad de agua, el distribuidor se abre rápidamente y se origina un golpe de ariete negativo, o de depresión, el cual se transmite de abajo hacia arriba, por efecto de la brusca aceleración.

...lización del agua cercana a la extremidad inferior de la tubería. Luego se produce el contragolpe, en este caso positivo así se suceden las depresiones y compresiones pero siempre a con valores cada vez más pequeños, hasta anularse completamente.

El problema consiste en calcular la tubería para que pueda resistir, no solamente los golpes positivos, sino los negativos que pueden llegar a ser muy peligrosos. En tratándose de estos últimos, conviene que su gradiente de energía no llegue a cortar el perfil de la tubería, pues este particular puede significar su aplastamiento.

A primera vista aparece como una lógica solución, para disminuir la fuerza de los golpes de ariete, el que el cierre de las turbinas sea lento, pero esto no es posible, por cuanto, en el caso de las máquinas hidráulicas que alimentan a los generadores eléctricos, que el cierre sea lo más rápido posible, para que no se produzcan sobretensiones en caso de cortocircuitos o repentinas descargas de la línea.

De todos modos conviene anotar que el cierre no es nunca instantáneo, a pesar de que los órganos de regulación son tan precisos que pueden realizar dicha operación en intervalos de tiempo cortos (3 a 6 segundos)

#### Cálculo del Golpe de Ariete.-

El cálculo se ha realizado por el método de Allievi (1). Los elementos de cálculo son:

#### PRIMERA CAIDA.-

Tramo	1-2	2-3	3-4
d(m)	1,15m.	1,00m.	0,90m.
L(m)	443 m.	695 m.	465 m.
e(mm.)	14mm.	28mm.	33mm.
v(m/s.)	945m/s	1.226 m/s	1.260m/s.
A(m <sup>2</sup> )	1,039	0,785	0,636

(1).- Davis, Handbook of Applied Hydraulics, 2<sup>ed.</sup> pp. 663, -667

a, es la velocidad de propagación de la onda de presión y se ha calculado con la siguiente fórmula:

$$a = \frac{9.900}{\sqrt{48,3 + \frac{d}{e}}}$$

d, es el diámetro del tubo en m.m.

K, 0,5 para el acero y e es el espesor de la tubería

La velocidad equivalente del agua en la tubería será:

$$V = \frac{V_1 L_1 + V_2 L_2 + V_3 L_3}{L} = \frac{2,89 \times 443 + 3,32 \times 645 + 4,72 \times 645}{2.603}$$

$$V = 3,81 \text{ m/s.}$$

La velocidad equivalente de la onda de presión:

$$a = \frac{L}{\frac{L_1}{a_1} + \frac{L_2}{a_2} + \frac{L_3}{a_3}} = \frac{1.603}{\frac{443}{945} + \frac{695}{1220} + \frac{645}{1260}} = 1.135 \text{ m/s.}$$

$$\text{El tiempo crítico: } \mu = \frac{2L}{a} = \frac{2 \times 1.603}{1.135} = 2,82 \text{ segundos}$$

Característica de la tubería:

$$P = \frac{a V_0}{g H_0} = \frac{1.135 \times 1,81}{19,6 \times 675} = 0,33$$

Característica de operación de la válvula:

$$e = \frac{a V}{2L} = \frac{V}{\mu}$$

Con estos dos parámetros se entra al gráfico de Allievi.

PARA CIERRE (con un tiempo mayor que el tiempo crítico)

Para un tiempo de cierre de 8 segundos:

$$P = 0,33 \quad \text{y} \quad e = 8/2,82 = 2,74$$

Para estos dos valores en el gráfico se encuentra:

$$z = \frac{H_0 + h_{máx}}{H_0} = 1,2 = \frac{675 + h_{máx}}{675}$$

$$h_{máx.} = 135 \text{ m ó sea el } 20\% \text{ de la altura estática}$$

Para tiempos menores el golpe de ariete será mayor y lo contrario para tiempos mayores. Esto significa que a fin de tener la seguridad de no causar daños por sobrepresión, el tiempo de cierre del regulador de la turbina debe ser mayor que 10 segundos. (cuando menos el tiempo de cierre será 9 segundos con lo cual se tendría el 14,5% de sobrepresión sobre la presión estática.)



SEGUNDA CAUSA. - Se busca el tiempo de cierre ~~xxxxxxxx~~ para que la sobrepresión no exceda del 20% de la presión estática; si la operación se realiza desde plena carga a cero.

Tramo	1-2	2-3
d(m)-diámetro	1,3	1,15
L(m)-longitud	419	480
e(m.m) espesor	9	18
s(m/s.)	925	964
V(m/s)	2,26	2,90

La velocidad equivalente de la onda de presión:  $a = 946 \text{ m/s.}$

La velocidad media equivalente del agua  $V = 2,65 \text{ m/s.}$

La duración de la fase o tiempo crítico  $\mu = 1,9 \text{ segundos}$

La altura estática inicial,  $H_0 = 292 \text{ m}$

$0,3H_0 = 87 \text{ m. } h_{máx.}$

Los parámetros para entrar al diagrama de Allievi:

$B = H_0 + h_{máx} / H_0 = 1,2 \quad ; \quad \rho = 0,44$

Según el diagrama citado, el parámetro que representa las características de operación de la válvula es:

$$D = 3,5 \text{ de donde}$$

el tiempo de cierre es  $6,6 \text{ segundos} = 3,5 \times 1,9$

Para obtener una sobrepresión por cierre no mayor del 15% de la presión estática el tiempo de cierre debe ser mayor que 6 segundos.

7-4-5.- POTENCIAS QUE SE PUEDEN OBTENER EN EL SISTEMA HIDROELECTRICO DE MONTUFAR.

La fórmula que da la potencia en el eje de la turbina es:

$$N = \frac{QH}{75} \eta_t \quad (\text{CV})$$

Tomando para  $\eta_t = 0,83$  La potencia en el eje de la turbina será:

$$N_t = 1108 \quad (\text{CV})$$

Tomando para el generador un rendimiento de  $\eta_g = 0,92$  la potencia en Kilowattios está dada por la siguiente fórmula:

$$N_g = 7,4508 \quad (\text{Kw})$$

POTENCIAS OBTENIBLES CON EL SISTEMA

N. m.	En las turbinas FIDEM	CV MAXIMA	En los generadores FIDEM	Kw MAXIMA	Central N°
675	14.870	22.270	10,000	15.000	1
292	6.420	9.630	4.350	6.520	2
—	21.270	31.900	14.350	21.520	TOTAL DEL SIST.

7-4-6. SELECCION DE LAS MAQUINAS HIDRAULICAS.-

Desde el aspecto hidráulico es necesario conocer el salto útil disponible (caída neta) la potencia y el número específico de revoluciones  $n_s$ . El  $n_s$  recibe el nombre de velocidad específica y representa el dato imprescindible en los proyectos de instalaciones hidráulicas, puesto que proporciona las indicaciones exactas que hacen posible la elección de los motores adecuados para un determinado salto y caudal. El  $n_s$  se define como el número de revoluciones que haría una turbina semejante bajo un salto de metro para producir un Cv de potencia. Todos los tipos de turbinas se clasifican de acuerdo a su velocidad específica.

Turbina Pelton	$n_s$ : de 2 a 50 RPM	(teórica)
" "	de 10 a 32 "	(práctica)
Turbina Francis	de 70 a 450 "	(teórica y práctica)

Se plantea que por ejemplo en la primera central se pueden dividir la potencia total 15,000kw. en tres grupos turbina-generador cada uno de 5,000 kw. y por este caso las turbinas tipo Pelton que emplearán tendrán el  $n_s$  que a continuación se calcula:

El número específico de revoluciones  $n_s$  viene dado por la siguiente fórmula:

$$n_s = \frac{n\sqrt{H}}{H\sqrt{H}} \quad (1)$$

En la fórmula anterior  $n$ , es la velocidad sincrónica del generador y que es función del número de polos de este.  $N$  es la potencia que se quiere obtener (en CV. y  $H$  es la altura del salto neto, en metros. Para el caso que nos ocupa:

$$N = \frac{22.270}{3} = 7.423 \text{ CV}$$

$$K = 675 \text{ m.}$$

El  $n_s$  será:

$$n_s = \frac{N \cdot 7.423}{675 \cdot 675} = 0,025n$$

Si  $n = 900$  RPM o sea un generador de 4 pares de polos

$$n_s = 22,5 \text{ rpm.}$$

Si  $n = 720$  RPM o sea un generador de 5 pares de polos

$$n_s = 18 \text{ rpm.}$$

Los dos tipos de generadores dan valores de  $n_s$  que están dentro de los especificados para las turbinas tipo Pelton.

PIN

Nota. - Sobre este último tema no se ha profundizado por ya que tratado por sí solo daría lugar a un interesante tema para temas de grado.

**SISTEMA HIDROELECTRICO Y DE REGADIO DE MONTUFAR**

O B R A	SUPERFICIE REGABLE EN HECTAREAS	POTENCIA EN KW	
		PERMANENTE	MAXIMA
<u>CON CANAL DEL ARTESON</u>	2.000	—	—
CON INTERCAMBIO DE AGUA DE LAS ACEQUIAS EXISTENTES QUE VAN A GARCIA MORENO.	500	—	—
<u>CON EL CANAL MONTUFAR</u>			
ZONA ALTA: BOLIVAR. LA PAZ. LOS ANDES.	4.500	—	—
CENTRAL DE CABRAS N°1	—	10.000	15.000
CENTRAL DE CABRAS N°2	—	4.350	6.520
ZONA BAJA: PUSIR	2.000	—	—
<b>TOTAL DEL SISTEMA</b>	<b>9.000</b>	<b>14.350</b>	<b>21.520</b>

**TABLA I**

**REGISTRO DE CAUDALES Y ESCORRENTIA**

DIA	LECTURAS (cm)		LECTURA (cm) Promedio	CAUDAL m <sup>3</sup> /seg	ESCORRENTIA DIARIA litros de m <sup>3</sup>
	A las 6 Hs.	A las 18 Hs.			
	79	78		22	191
	96	88		22	200
	84	88		22	200
	88	83		22	200
	83	89		22	200
	89	82		22	200
	82	80		22	200
	80	79		22	200
	79	77		22	200
	77	78		22	200
	78	77		22	200
	77	78		22	200
	78	75		22	200
	75	73		22	200
	73	73		22	200
	73	74		22	200
	74	75		22	200
	75	76		22	200
	76	79		22	200
	79	79		22	200
	79	78		22	200
	78	79		22	200
	79	76		22	200
	76	73		22	200
	73	73		22	200
	73	72		22	200
	72	77		22	200

Recorrenzia mensual = 5,500,0 litros de metros cubicos.  
 Recorrenzia media diaria = 187,6 litros de metros cubicos.  
 Caudal medio mensual = 2,17 m<sup>3</sup>/seg.  
 Caudal maximo mensual = 3,22 m<sup>3</sup>/seg. ocurrido el dia 2  
 Caudal minimo mensual = 1,71 m<sup>3</sup>/seg. ocurrido el dia 19

T A B L A IREGISTRO DE CAUDALES Y ESCORRENTÍA

RIO: Guasamal ; MES: Octubre ; AÑO: 1962.

DIA	ANCHURAS (cm)		PROFUNDIDAD (cm)	CAUDAL $m^3/seg$	DESCORRENTÍA DIARIA Miles de $m^3$
	A las 6 Hrs.	A las 12 Hrs.			
1	80	78	79	2,22	191,8
2	79	76	78	2,16	186,6
3	77	78	78	2,16	186,6
4	79	77	78	2,16	186,6
5	75	74	75	1,99	172,9
6	75	74	75	1,99	172,9
7	73	72	73	1,88	162,4
8	73	73	73	1,88	162,4
9	75	76	76	2,04	176,2
10	77	78	78	2,16	186,6
11	77	82	80	2,28	197,0
12	79	80	80	2,28	197,0
13	81	82	87	2,66	229,8
14	92	91	92	2,96	253,7
15	90	89	89	2,78	240,2
16	89	84	87	2,66	229,8
17	85	80	83	2,42	209,9
18	87	74	82	2,38	205,6
19	78	79	79	2,22	191,8
20	75	84	80	2,28	197,0
21	80	80	85	2,54	219,4
22	84	83	84	2,42	209,9
23	82	81	82	2,38	205,6
24	80	78	82	2,38	205,6
25	77	78	79	2,22	191,8
26	76	75	77	2,16	186,6
27	74	73	74	2,04	176,2
28	72	71	72	1,92	166,0
29	75	76	76	2,16	186,6
30	79	78	79	2,22	191,8
31	80	79	80	2,28	197,0

Escorrentía mensual = 6.014,4 miles de metros cúbicos.

Escorrentía media diaria = 194,0 miles de metros cúbicos.

Caudal medio mensual = 2,24  $m^3/seg$ .Caudal máximo mensual = 2,96  $m^3/seg$ . ocurrido los días 13 y 14.Caudal mínimo mensual = 1,76  $m^3/seg$ . ocurrido el día 28.

TABLE I

REGISTRO DE CAUDALES Y ESCORRENTIA

RIO: Cuasamal ; MES: Noviembre ; AÑO: 1962

DIA	LANTERAS (cm)		LANTERNA (cm) Frontera	CAUDAL m <sup>3</sup> /seg	ESCORRENTIA DIA MILES de m <sup>3</sup>
	A las 6 Hr.	A las 18 Hr.			
1			77	2,10	202,0
2			78	1,99	172,0
3			78	2,04	176,0
4			77	2,16	206,0
5			78	2,10	201,0
6			80	2,28	197,0
7			80	2,22	192,0
8			80	2,28	197,0
9			81	2,33	202,0
10			81	2,33	201,0
11			80	2,28	197,0
12			78	2,16	186,0
13			80	2,28	197,0
14			80	2,66	229,0
15			84	2,48	214,0
16			81	2,33	201,0
17			82	2,38	205,0
18			82	2,43	209,0
19			82	2,43	209,0
20			83	2,43	209,0
21			84	2,48	214,0
22			87	2,54	229,0
23			89	2,78	240,0
24			86	2,66	229,0
25			84	2,60	224,0
26			80	2,28	197,0
27			87	2,48	214,0
28			86	2,60	224,0
29			84	2,60	224,0
30			86	2,48	209,0

Escorrentia Mensual = 6.145,9 miles de metros cúbicos.

Escorrentia media diaria = 204,8 miles de metros cúbicos.

Caudal medio mensual = 2,37 m<sup>3</sup>/seg.

Caudal máximo mensual = 2,78 m<sup>3</sup>/seg. ocurrido el día: 14 - 23

Caudal mínimo mensual = 1,93 m<sup>3</sup>/seg. ocurrido el día: 2

**T A B L A I**

**REGISTRO DE CAUDALES Y ESCORRENTIA**

**ESTACION 1 - EN EL RANCHO - AÑO 1962**

DIA	LECTURAS (cm)		LECTURA (cm) Probada	CAUDAL m <sup>3</sup> /seg	ESCORRENTIA DIARIA Miles de m <sup>3</sup>
	A las 6 Hs.	A las 18 Hs.			
1	87	80	84	2,48	214,3
2	77	78	79	2,22	191,8
3	77	76	77	2,10	181,4
4	75	74	74	1,93	166,7
5	80	81	81	2,33	201,3
6	88	79	84	2,48	214,2
7	87	86	87	2,66	229,8
8	99	89	90	2,84	245,3
9	99	100	100	3,49	301,5
10	105	104	105	3,80	328,3
11	106	110	108	4,01	346,4
12	115	111	113	4,36	376,7
13	120	119	120	4,85	419,0
14	140	130	139	5,88	508,0
15	125	120	123	5,04	425,4
16	115	108	112	4,29	370,6
17	90	89	90	2,84	245,3
18	80	82	82	2,78	240,2
19	87	84	85	2,54	219,4
20	86	85	86	2,60	224,6
21	84	85	85	2,54	219,4
22	88	87	88	2,72	235,0
23	86	85	86	2,60	224,6
24	85	84	85	2,54	219,4
25	83	85	84	2,48	214,2
26	84	84	84	2,48	214,2
27	83	82	83	2,43	209,9
28	80	79	80	2,28	197,0
29	83	82	83	2,48	209,9
30	82	80	81	2,33	201,3
31	81	81	81	2,33	201,3

Escorrentia mensual = 8.006,4 miles de metros cúbicos.

Escorrentia media diaria = 258,2 miles de metros cúbicos.

Caudal medio mensual = 2,99 m<sup>3</sup>/seg.

Caudal maximo mensual = 6,26 m<sup>3</sup>/seg. ocurrido el día 14.

Caudal minimo mensual = 1,93 m<sup>3</sup>/seg. ocurrido el día 4.



**T A B L A I**

**REGISTRO DE Caudales y Escorrentías**

**Estación de Observación: ...**

DIA	LUBINAS (cm)		LECTURA (cm) Pronóstica	CAUDAL m <sup>3</sup> /seg	ESCOCORRENCIA DIARIA Miles de m <sup>3</sup>
	4 las 6 No.	4 las 18 No.			
1	82	87	85		
2	80	79	80		
3	78	77	78		
4	76	75	76		
5	74	74	74		
6	78	73	76		
7	76	77	77		
8	77	75	76		
9	76	77	77		
10	75	75	75		
11	74	76	75		
12	80	79	80		
13	83	83	83		
14	89	84	87		
15	87	83	88		
16	85	83	83		
17	83	84	84		
18	100	102	101		
19	96	96	97		
20	95	93	94		
21	86	84	82		
22	78	79	79		
23	75	77	76		
24	78	75	79		
25	76	76	76		
26	74	76	75		
27	76	76	76		
28	72	74	73		
29	71	73	72		
30	75	77	76		
31	82	84	83		

Escorrentía mensual = 6.514,1 miles de metros cúbicos.

Escorrentía media diaria = 198,5 miles de metros cúbicos.

Caudal medio mensual = 2,29 m<sup>3</sup>/seg.

Caudal máximo mensual = 2,78 m<sup>3</sup>/seg. ocurrido el día 14.

Caudal mínimo mensual = 1,88 m<sup>3</sup>/seg. ocurrido el día 6.

REGISTRO DE CAUDALES Y ESCORRENTIA

REGISTRO DE CAUDALES Y ESCORRENTIA

DIA	LUGERAS (cm)		ANCHURA (cm) Frontera	CAUDAL m <sup>3</sup> /seg	ESCORRENTIA DIARIA Kilos de m <sup>3</sup>
	A las 6 Hr.	A las 18 Hr.			
1	88	87	88	2,72	235,00
2	87	87	87	2,66	229,00
3	150	150	150	6,92	597,00
4	130	105	118	4,70	406,00
5	96	94	95	3,16	273,00
6	80	89	90	2,84	245,00
7	88	89	89	2,78	240,00
8	90	88	90	2,84	245,00
9	89	88	89	2,78	240,00
10	89	86	87	2,66	229,00
11	85	84	85	2,54	219,00
12	86	83	86	2,60	224,00
13	87	83	87	2,66	229,00
14	85	85	85	2,54	219,00
15	85	84	85	2,54	219,00
16	85	85	85	2,60	224,00
17	85	84	85	2,54	219,00
18	125	105	115	4,50	388,00
19	142	125	134	5,80	500,00
20	115	110	113	4,36	374,00
21	108	104	106	3,87	334,00
22	100	140	120	4,85	419,00
23	145	130	138	6,10	529,00
24	130	110	120	4,85	419,00
25	128	125	127	5,30	457,00
26	115	120	117	4,63	400,00
27	110	110	110	4,15	358,00
28	105	100	103	3,67	327,00

Escorrentia mensual = 4,999 milas de metros cúbicos.

Escorrentia media diaria = 121,4 milas de metros cúbicos.

Caudal medio mensual = 3,72 m<sup>3</sup>/seg.

Caudal máximo mensual = 7,94 m<sup>3</sup>/seg. ocurrido el día 3.

Caudal mínimo mensual = 2,43 m<sup>3</sup>/seg. ocurrido el día 12.

ESTACION

REGISTRO DE Caudal y ESCORRENTIA

Estacion: ...

DETA	INCHAS (ca)	LEGURA (ca)	CAUDAL	ESCORRENTIA DIARI
	4 1/2 6 1/2	1 1/2 1 3/4	m <sup>3</sup> /seg	Miles de m <sup>3</sup>
105		201		328,3
110		200		352,1
110		200		346,4
105		200		328,3
100		200		306,7
100		200		301,5
		200		289,4
		200		289,4
		200		278,2
		200		273,0
		200		266,9
		200		260,9
		200		255,7
		200		260,9
		200		255,7
		200		266,9
		200		260,9
		200		255,7
		200		250,5
		200		245,3
		200		240,2
		200		235,0
		200		229,8
		200		229,8
		200		219,4
		200		250,5
		200		273,0
		200		266,9
		200		289,4
		200		289,4

ESCORRENTIA MAXIMAL: 3,446,6 miles de metros cúbicos.

Escorrenxia media diaria = 272,4 miles de metros cúbicos.

Caudal medio mensual = 3,15 m<sup>3</sup>/seg.

Caudal máximo mensual = 4,15 m<sup>3</sup>/seg. ocurrido los días 2 y 3.

Caudal mínimo mensual = 2,60 m<sup>3</sup>/seg. ocurrido los días 24 y 25.

**TABLA I****REGISTRO DE CAUDALES Y ESCORRENTIA**

RIO: Cuasamal ; MES: Abril ; AÑO: 1963

DIA	LENTURAS (cm)		INCHURA (cm)	CAUDAL m <sup>3</sup> /seg	ESCORRENTIA DIARIA MILES de m <sup>3</sup>
	A las 6 Hr.	A las 18 Hr.			

1					
2					
3					
4					
5					
6					
7					
8					
9					
10					
11					
12					
13					
14					
15					
16					
17					
18					
19					
20					
21					
22					
23					
24					
25					
26					
27					
28					
29					
30					
				2,72	

Escorrentia mensual = 7,585,2 miles de metros cúbicos.

Escorrentia media diaria = 252,84 miles de metros cúbicos.

Caudal medio mensual = 2,92 m<sup>3</sup>/seg.

Caudal mínimo mensual = 3,49 m<sup>3</sup>/seg. ocurrido el día 19.

Caudal mínimo mensual = 2,48 m<sup>3</sup>/seg. ocurrido el día 17 y 18.

TABLA I

REGISTRO DE Caudal y Recorrenctia

RIO: Curamal ; MES: Mayo ; AÑO: 1963

DIA	MOTURAS (cm)		LECTURA (cm) Fronteria	CAUDAL m <sup>3</sup> /seg	RECORRENCTIA DIARIA Miles de m <sup>3</sup>
	A las 6 Hr.	A las 15 Hr.			
1	92	92	92		255,7
2	92	94	92		260,9
3	120	100	100		358,5
4	100	105	100		317,1
5	99	99	99		295,5
6	98	99	99		295,5
7	97	98	98		289,4
8	96	97	97		284,2
9	95	95	95		273,0
10	94	95	95		273,0
11	93	94	94		266,9
12	92	92	92		255,7
13	90	91	91		250,5
14	89	90	90		245,3
15	88	89	89		240,2
16	88	88	88		235,0
17	88	87	87		235,0
18	87	86	86		229,8
19	87	85	85		224,6
20	86	85	85		224,6
21	87	86	86		229,8
22	87	87	87		229,8
23	86	85	85		224,6
24	85	84	84		219,4
25	84	84	84		214,3
26	84	83	83		214,3
27	83	85	85		214,3
28	85	86	86		224,6
29	85	84	84		219,4
30	83	83	83		209,9
31	83	83	83		209,9

Recorrenctia mensual = 7.720,7 miles de metros cúbicos.

Recorrenctia media diaria = 249,05 miles de metros cúbicos.

Caudal medio mensual = 2,58 m<sup>3</sup>/seg.

Caudal máximo mensual = 4,05 m<sup>3</sup>/seg. ocurrido el día 3.

Caudal mínimo mensual = 2,43 m<sup>3</sup>/seg. ocurrido los días 26, 27, 30 y 31.

**RECORRIDO DE LA ESCORRENTIA**

**RECORRIDO DE LA ESCORRENTIA**

DIA	LONGITUD (m)		LONGITUD (m)	CANTAL ESCORRENTIA DIARIA	
	A las 6 Hn.	A las 12 Hn.		m <sup>3</sup> /seg	Miles de m <sup>3</sup>
30	100	88	88	2,72	
29	100	88	88	2,72	
28	100	88	88	2,72	
27	100	88	88	2,72	
26	100	88	88	2,72	
25	100	88	88	2,72	
24	100	88	88	2,72	
23	100	88	88	2,72	
22	100	88	88	2,72	
21	100	88	88	2,72	
20	100	88	88	2,72	
19	100	88	88	2,72	
18	100	88	88	2,72	
17	100	88	88	2,72	
16	100	88	88	2,72	
15	100	88	88	2,72	
14	100	88	88	2,72	
13	100	88	88	2,72	
12	100	88	88	2,72	
11	100	88	88	2,72	
10	100	88	88	2,72	
9	100	88	88	2,72	
8	100	88	88	2,72	
7	100	88	88	2,72	
6	100	88	88	2,72	
5	100	88	88	2,72	
4	100	88	88	2,72	
3	100	88	88	2,72	
2	100	88	88	2,72	
1	100	88	88	2,72	

Escorrentia mensual = 7.913,60 miles de metros cúbicos.  
 Escorrentia media diaria = 263,78 miles de metros cúbicos.  
 Caudal medio mensual = 3,07 m<sup>3</sup>/seg.  
 Caudal máximo mensual = 7,58 m<sup>3</sup>/seg. ocurrido el día 12.  
 Caudal mínimo mensual = 2,28 m<sup>3</sup>/seg. ocurrido los días 6 y 7.

T A B L A IISUMA DE CAUDALES CRONOLOGICOS DE LOS RIOS TOMADOSEN CONJUNTO $Q_1 = \text{Lajas}$  $Q_2 = \text{Minas}$  $Q_3 = \text{Cuasmal}$ MES: Enero : AÑO: 1963

DIA	$Q_1$ (m <sup>3</sup> /seg)	$Q_2$ (m <sup>3</sup> /seg)	$Q_3$ (m <sup>3</sup> /seg)	$Q$ (m <sup>3</sup> /seg)
1	0,16	1,34	2,54	4,04
2	0,13	1,18	2,28	3,59
3	0,10	1,18	2,16	3,44
4	0,09	1,34	2,04	3,47
5	0,10	1,23	1,92	3,25
6	0,13	1,18	2,04	3,35
7	0,10	1,18	2,10	3,38
8	0,19	1,38	2,04	3,61
9	0,15	1,28	2,10	3,53
10	0,13	1,18	1,99	3,30
11	0,15	1,18	1,99	3,28
12	0,12	1,44	2,28	3,84
13	0,12	1,34	2,43	3,89
14	0,24	1,62	2,66	4,52
15	0,26	1,80	2,72	4,78
16	0,41	2,06	2,43	4,90
17	0,41	1,86	2,48	4,68
18	0,41	2,15	3,57	6,13
19	0,35	2,00	3,32	5,67
20	0,32	1,86	3,08	5,26
21	0,24	1,44	2,39	4,07
22	0,26	1,34	2,22	3,82
23	0,15	1,23	2,04	3,42
24	0,14	1,34	2,22	3,70
25	0,13	1,23	2,04	3,40
26	0,13	1,18	1,96	3,27
27	0,10	1,23	2,04	3,37
28	0,13	1,13	1,87	3,13
29	0,12	1,08	1,79	2,99
30	0,17	1,23	2,04	3,44
31	0,10	1,13	2,43	3,66

Caudal medio mensual = 3,87 m<sup>3</sup>/seg.Caudal máximo mensual = 6,13 m<sup>3</sup>/seg. ocurrido el día 18.Caudal mínimo mensual = 2,99 m<sup>3</sup>/seg. ocurrido el día 29.

**ESTADÍSTICA DE LAS CANTIDADES DE AGUA**

**EL CANTON**

$Q_1$  = Lujan

$Q_2$  = Nivel

$Q_3$  = Caudal

**ESTADÍSTICA DE LAS CANTIDADES DE AGUA**

DIA	$Q_1$ (m <sup>3</sup> /seg)	$Q_2$ (m <sup>3</sup> /seg)	$Q_3$ (m <sup>3</sup> /seg)	Q (m <sup>3</sup> /seg)
1	0.13	1.03	2.78	3.94
2	0.18	1.03	2.78	3.94
3	0.18	1.03	2.78	3.94
4	0.20	1.03	2.78	3.94
5	0.20	1.03	2.78	3.94
6	0.20	1.03	2.78	3.94
7	0.20	1.03	2.78	3.94
8	0.20	1.03	2.78	3.94
9	0.20	1.03	2.78	3.94
10	0.20	1.03	2.78	3.94
11	0.20	1.03	2.78	3.94
12	0.20	1.03	2.78	3.94
13	0.20	1.03	2.78	3.94
14	0.20	1.03	2.78	3.94
15	0.20	1.03	2.78	3.94
16	0.20	1.03	2.78	3.94
17	0.20	1.03	2.78	3.94
18	0.20	1.03	2.78	3.94
19	0.20	1.03	2.78	3.94
20	0.20	1.03	2.78	3.94
21	0.20	1.03	2.78	3.94
22	0.20	1.03	2.78	3.94
23	0.20	1.03	2.78	3.94
24	0.20	1.03	2.78	3.94
25	0.20	1.03	2.78	3.94
26	0.20	1.03	2.78	3.94
27	0.20	1.03	2.78	3.94
28	0.20	1.03	2.78	3.94

Caudal medio mensual = 3.94 m<sup>3</sup>/seg.

Caudal máximo mensual = 8.94 m<sup>3</sup>/seg. ocurrido el día 23.

Caudal mínimo mensual = 1.69 m<sup>3</sup>/seg. ocurrido el día 15.







**REGISTRO DE CARGAS CONSUMIDAS EN LOS DIAS CORRIENTES DE**

**AGOSTO**

$Q_1$  = Injao

$Q_2$  = Minas

$Q_3$  = Consumo

**REGISTRO DE CARGAS CONSUMIDAS**

DIA

$Q_1$  (m<sup>3</sup>/seg)

$Q_2$  (m<sup>3</sup>/seg)

$Q_3$  (m<sup>3</sup>/seg)

Q (m<sup>3</sup>/seg)

DIA	$Q_1$ (m <sup>3</sup> /seg)	$Q_2$ (m <sup>3</sup> /seg)	$Q_3$ (m <sup>3</sup> /seg)	Q (m <sup>3</sup> /seg)
1	2,32	2,15		4,47
2	2,02	2,06		4,08
3	2,02	2,06		4,08
4	2,02	2,43		4,45
5	2,02	2,83		4,85
6	2,02	2,58		4,60
7	2,02	2,58		4,60
8	2,02	2,48		4,50
9	2,02	2,19		4,21
10	2,02	2,19		4,21
11	2,02	2,54		4,56
12	2,02	2,47		4,49
13	2,02	2,27		4,29
14	2,02	2,20		4,22
15	2,02	2,06		4,08
16	2,02	2,86		4,88
17	2,02	2,74		4,76
18	2,02	2,74		4,76
19	2,02	2,44		4,46
20	2,02	2,38		4,40
21	2,02	2,06		4,08
22	2,02	2,06		4,08
23	2,02	2,06		4,08
24	2,02	2,86		4,88
25	2,02	2,80		4,82
26	2,02	2,74		4,76
27	2,02	2,68		4,70
28	2,02	2,68		4,70
29	2,02	2,62		4,64
30	2,02	2,62		4,64
31	2,02	1,56		3,58

Caudal medio mensual = 5,45 m<sup>3</sup>/seg.

Caudal máximo mensual = 9,99 m<sup>3</sup>/seg. ocurrido el día 3.

Caudal mínimo mensual = 4,14 m<sup>3</sup>/seg. ocurrido el día 31.

ESTR. DE CANTIDADES OBSERVACIONES DE LOS RIOS TORONTO Y

CONTINUA

$Q_1$  = Lajas.       $Q_2$  = Minas.       $Q_3$  = Cuenca.

MES: Junio : AÑO: 1963

DIA	$Q_1$ (m <sup>3</sup> /seg)	$Q_2$ (m <sup>3</sup> /seg)	$Q_3$ (m <sup>3</sup> /seg)	$Q$ (m <sup>3</sup> /seg)
1	0,00	2,15	2,78	
2	0,00	2,47	2,72	
3	0,00	2,40	2,66	
4	0,00	2,06	2,54	
5	0,00	1,80	2,43	
6	0,00	1,74	2,43	
7	0,00	1,62	2,47	
8	0,00	2,06	2,09	
9	0,00	1,86	2,08	
10	0,00	1,74	2,06	
11	0,00	1,68	2,00	
12	0,00	2,00	2,04	
13	0,00	1,86	2,72	
14	0,00	1,80	2,74	
15	0,00	1,56	2,54	
16	0,00	1,44	2,78	
17	0,00	1,44	2,66	
18	0,00	11,40	4,72	
19	0,00	6,88	4,92	
20	0,00	4,88	4,36	
21	0,00	4,54	4,49	
22	0,00	3,83	4,25	
23	0,00	2,83	4,36	
24	0,00	2,47	4,09	
25	0,00	2,40	4,06	
26	0,00	2,40	4,06	
27	0,00	2,15	3,84	
28	0,00	2,06	3,78	
29	0,00	1,86	3,72	
30	0,00	1,74	3,72	

Caudal medio mensual = 6,36 m<sup>3</sup>/seg.

Caudal máximo mensual = 20,16 m<sup>3</sup>/seg. ocurrido el día 18.

Caudal mínimo mensual = 4,22 m<sup>3</sup>/seg. ocurrido el día 17.

B I B L I O G R A F I A

José Luis Gómez Navarro y José Juan Arauill  
**SALTOS DE AGUA Y PRESAS DE ENBALSE**  
 Tomos, I y II, 3ª Ed. 1.958

H.W. King y E.F. Brater  
**MANUAL DE HIDRAULICA**  
 Traducción de la 4ª Ed. en inglés por Rafael Garcia Dias.  
 1ª Ed. en Español. UTRECHT, Mexico, 1.962.

Samuel Trueta Coronel.  
**H IDRAULICA**  
 4ª Ed. Norain Editores S.A. Mexico d.f. 1.959

Serge Leliavsky  
**IRRIGATION AND HYDRAULIC DESIGN**  
 Volúmenes I y II . Chapman and Hall 1.955

William P. Greager and Joel N Justin  
**HYDROELECTRIC HAND-BOOK.**  
 John Wiley and Sons Inc. N.Y.

United States Department of the Interior - Bureau of  
 Reclamation, **DESIGN OF SMALL DAMS**  
 First Edition , 1.960

Techn Armin Schoklitsch  
**HYDRAULIC STRUCTURES**  
 Volúmenes, I y II Publicado por  
 The American Society of Mechanical Engineers N.Y. 1.937

Carlvin Victor Davis  
**HANDBOOK OF APPLIED HYDRAULIC**  
 2ª Ed. McGraw-Hill Book Company, Inc. NY. Toronto. London 1.952

A. Schafer  
**HIDRAULICA Y CONSTRUCCIONES HIDRAULICAS**  
 Editorial Labor s.a. 1.959

Mostkov  
**MANUAL DE HIDRAULICA**  
 Imprenta del Estado, Moscú  
 Traducciones parciales por el Ing Sviatoslav Eroshin.

A.N. Knowlton  
**MANUAL "STANDARD" DEL INGENIERO ELECTRICISTA**  
 Editorial Labor S.A. 1.958

Ing. Hans Benhman  
**HORMIGON - DIMENSIONAMIENTO**  
 Apuntes de Clase , 1.960-1.961 , 1.961-62

Ing. Vicente Jácome  
 TRANSMISION  
 Apuntes de Clase . 1.962 - 1.962

Ing Dimitri Kakabadse  
 PROYECTOS DE CENTRALES  
 Apuntes de clase : 1960-1961 ; 1961-1962

General Ing Marcos Gándara Enriquez  
 HIDRAULICA TEORICA E HIDRAULICA APLICADA  
 Apuntes de clase : 1959-1960 ; 1960-1961 ; 1961-1962

Ing. Alejandro Gárdenas Tinajero  
 PROYECTOS HIDRAULICOS  
 Apuntes de clase: 1960-1961; 1961-1962

Junta Nacional de Planificación y Coordinación Económica  
 PLAN CARGHI, 1962

RIEGO, Caja Nacional de Riego N°1

FUENTE DE DATOS E INFORMACIONES:

CAJAC NACIONAL DE RIEGO

INEGEL

DIRECCION NACIONAL DE CENSOS Y ESTADISTICA

INSTITUTO NACIONAL DE HIDROLOGIA Y METEOROLOGIA