

Universidad Nacional de Ingeniería

Programa Académico de Ingeniería Civil



«DISEÑO DE UNA BOCATOMA»

Caso: Bocatoma de Bocanegra

TESIS

**Para optar el Título Profesional de
INGENIERO CIVIL**

MANUEL ALFARO GONZALES

LIMA - PERU

1981

I N D I C E

C A P I T U L O I

INTRODUCCION

	Pag.
1.10 Definición de Bocatoma	1
1.20 Partes de una Bocatoma	1
1.30 Clasificación de Tomas	5
1.40 Criterios para su ubicación	8

C A P I T U L O II

ANTECEDENTES DE LA BOCATOMA DE BOCANEGRA

2.10 Ubicación	11
2.20 Problemas que presenta	11
2.30 Topografía de la zona	14
2.40 Solución Propuesta	15

C A P I T U L O III

ANALIS ISHIDROLOGICO

3.10 Generalidades	16
3.20 Descargas del río Rímac	17
3.30 Evaluación del Caudal de diseño	20

C A P I T U L O I V

DIMENSIONAMIENTO HIDRAULICO

	Pag.
4.10 Dimensionamiento del río	28
4.20 Determinación de la Capacidad de Toma	31
4.30 Dimensionamiento del canal de derivación	31
4.40 Dimensionamiento del Barraje	33
4.50 Dimensionamiento de la estructura de disipación de energía	38
4.60 Dimensionamiento del Bocal de Captación	55
4.70 Dimensionamiento del sistema de limpia	58
4.80 Dimensionamiento de los muros de encauzamiento....	60

C A P I T U L O V

DISEÑO ESTRUCTURAL

5.10 Diseño del Barraje	64
5.20 Diseño de pilares de apoyo	73
5.30 Diseño de pantalla frontal	76
5.40 Diseño de puentes de maniobra	81
5.50 Diseño de escalera	85
5.60 Diseño de muros de encauzamiento	86

C A P I T U L O V I

COMPUERTAS

6.10 Diseño de las Compuertas	102
6.20 Diseño de los mecanismos de izaje	104

C A P I T U L O V I I

PRESUPUESTO

7.10 Presupuesto de la Obra	105
-----------------------------------	-----

C A P I T U L O I

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

Iniciaremos este trabajo definiendo la idea de Bocatoma, sus fines, elementos principales que la conforman - criterios para su ubicación, así como también una breve clasificación de ellas.

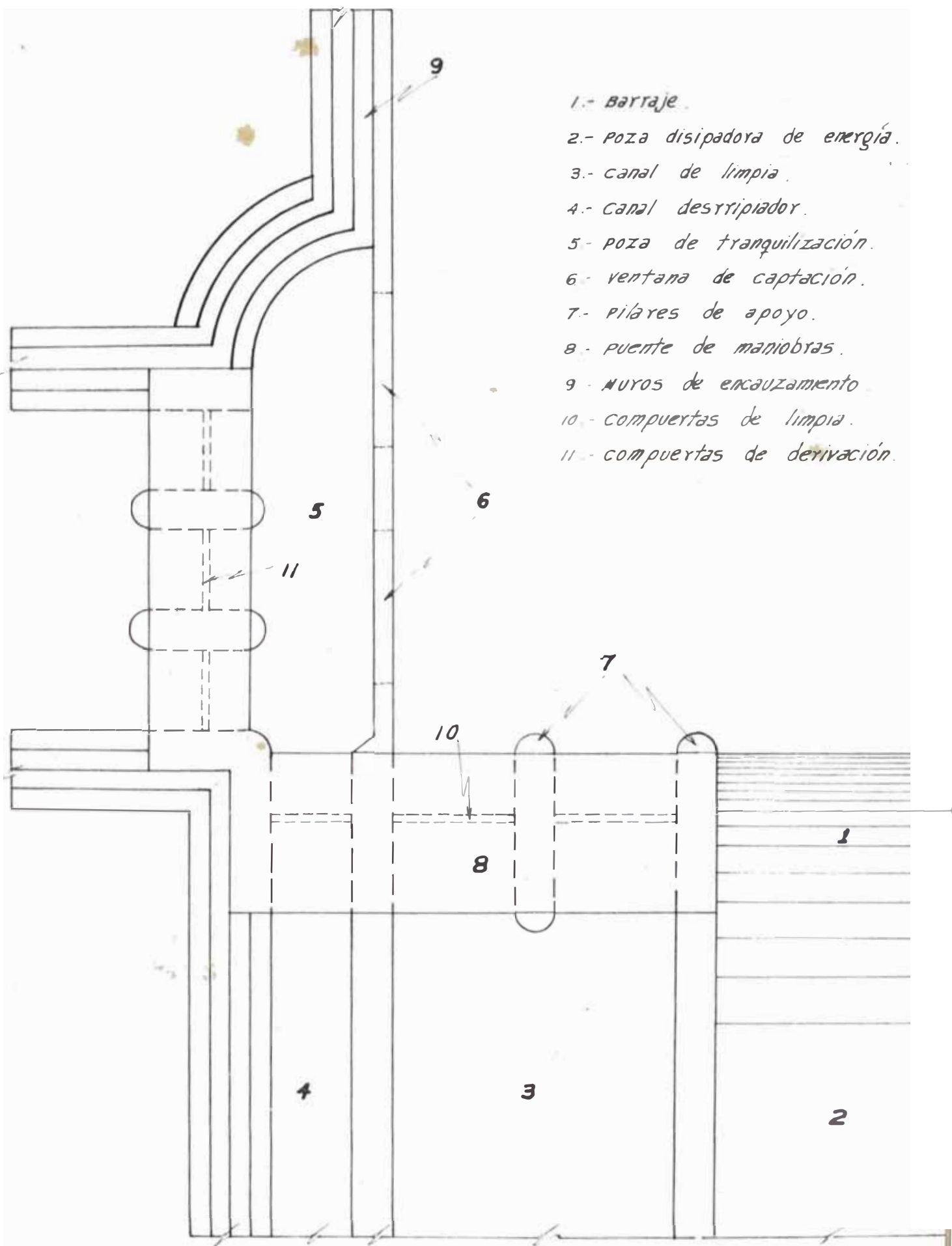
1.10 DEFINICION

Denominamos toma ó bocatoma al conjunto de o - bras hidráulicas, construidas en una fuente de agua, ya sea río, canal o laguna, con la finalidad de captar y derivar de dicha fuente un determinado volúmen de agua, para utilizarlo con fines energéticos, de Irigación, de - abastecimiento público u otros. Constituye generalmente, la obra básica para un aprovechamiento hídrico.

1.20 PARTES DE UNA BOCATOMA

Las obras ó estructuras básicas que forman un sistema de captación o toma, dependen fundamentalmente - de las condiciones hidrológicas, hidráulicas y topográficas de la zona de captación, además de la importancia de la misma y del uso que se dará a las aguas derivadas, - sin embargo en el gráfico N° 1, podemos apreciar un es - quema típico de la toma más común en los ríos de la Cos - ta Peruana, allí podemos apreciar los elementos siguien -

- 1.- Barraje.
- 2.- Poza disipadora de energía.
- 3.- canal de limpia.
- 4.- Canal desripador.
- 5.- poza de tranquilización.
- 6.- ventana de captación.
- 7.- pilares de apoyo.
- 8.- puente de maniobras.
- 9.- Muros de encauzamiento.
- 10.- compuertas de limpia.
- 11.- compuertas de derivación.



FIGURA

tes:

1.21 BARRAJE.- Es una estructura levantada en el cauce del río con la finalidad de atajar el agua, produciendo la elevación de su nivel, hasta una altura tal que nos asegure una captación permanente.

El uso de éste elemento se efectúa cuando el nivel mínimo de las aguas del río es insuficiente para garantizar la captación del caudal al cual se diseñara la toma, siendo éste el caso genérico de los ríos costeros, donde debido al ciclo hidrológico sumamente variable que presentan, además de las condiciones topográficas del cauce; determinan que en época de estiaje sea imprescindible elevar dicho nivel de agua.

La forma de éste elemento varía según su tipo; geometría, disposición dentro del cauce, material de construcción y economía del proyecto.

Además aguas abajo del barraje se dispondrá de una estructura capaz de disipar la energía producida por la sobreelevación del nivel de agua.

1.22 BOCAL DE CAPTACION O TOMA PROPIAMENTE DICHA.- Es un conjunto de obras hidráulicas que tienen por objeto efectuar la captación, tranquilización y entrega de las aguas, al canal de derivación. Este sistema está conformado básicamente por los si -

guientes elementos:

- a). Ventana de Captación.- Llamada también primer rebose viene a ser un orificio ubicado en una pantalla ó un vertedero, generalmente perpendicular al eje del barraje, siendo a través de dicha ventana que un determinado volumen de aguas del río es captado y vertido a una poza de tranquilización. Además este rebose contribuye a limitar el ingreso de material sólido.
- b). Cámara de Tranquilización.- Es el recinto ó poza donde las aguas captadas son tranquilizadas, con la finalidad de eliminar su turbulencia y que el material sólido que hubiera ingresado a ella se sedimente facilitando su posterior eliminación.
- c). Sistema de Entrega de Aguas.- Está constituido por una ó más compuertas con sus respectivos mecanismos de izaje que regulan el paso de las aguas, de la cámara de tranquilización, hacia el canal de derivación.

1.23 SISTEMA DE LIMPIA.- Este sistema está constituido por los dispositivos de los que se dota a la toma de acuerdo a las características del río en cuanto al arrastre de sólidos y al grado de limpia que se requiera efectuar. El modelo Peruano de toma debido al arrastre de un volumen apreciable de sólidos, presenta un sistema conformado por:

- a). Canal de Limpia.- Es un canal ubicado junto a la ventana de captación, con la finalidad de elimi -

nar el material sólido que se hubiera sedimentado frente a ella, y que de no ser eliminado podría dar origen a la inutilización de la toma. Además en época de avenida sirve para desaguar parte del caudal de agua. El ingreso de las aguas a este canal, está controlado por un sistema de compuertas.

b). Canal Desrripiador.- Es un canal ubicado detrás de la ventana de captación, que tiene por finalidad eliminar el excedente del caudal captado; y fundamentalmente el material sólido que hubiese ingresado a través de la ventana de captación, y que de no ser eliminado daría lugar a la colmatación de la cámara de tranquilización.

1.24 MUROS DE ENCAUZAMIENTO.- Son estructuras dispuestas sobre el cauce del río, (generalmente en sus márgenes) con la finalidad de guiar las aguas evitando al mismo tiempo que estas se desbordeen causando inundaciones, que además de afectar las áreas colindantes pueden causar daños a la estructura hidráulica, además evitan que las aguas erosionen las riberas y provoquen la socabación de las mismas.

1.25 SISTEMA MECANICO REJILLAS ETC.- Estos sistemas constituyen el complemento de las obras descritas anteriormente y está formado primordialmente por:

a). Compuertas.- Son mecanismos que regulan el paso de las aguas de acuerdo a los requerimientos, el con-

control de las mismas se efectúa mediante sus respectivos mecanismos de izaje. Existen diversos tipos de compuertas ya sea deslizantes o radiales, debiendo cualquiera de los tipos de compuerta ha ser elegido, ser capaz de soportar la carga de agua prevista para el caudal de diseño, y además estar dotadas de un mecanismo de izaje sencillo y de rápida operación.

b). Rejillas.- Son complementos adicionales que se ubican generalmente en la ventana de captación, con la finalidad de evitar el ingreso de cuerpos flotantes hacia la cámara de tranquilización, ésta rejilla está formada por elementos metálicos ubicados a un cierto espaciamiento que garantice el cumplimiento de sus fines.

Además una estructura de toma, requiere de escaleras de estribo, barandas metálicas o de otro tipo, cortinas de rieles, y en determinados casos refuerzo con planchas metálicas, etc.

1.30 CLASIFICACION DE TOMAS.- Las tomas se pueden agrupar de acuerdo a una gran variedad de criterios, pero existe una gran división de ellas y es de acuerdo a la presencia ó carencia del barraje.

1.31 BOCATOMAS SIN BARRAJE.- Son estructuras que carecen de dicho elemento, en razón de no ser necesario sobre elevar el nivel de agua, ya que la

captacion estaría asegurada con el nivel mínimo que re
gistra el río.

Este tipo de bocatomas normalmente son las más eco
nómicas, sin embargo en los ríos de nuestra costa es -
casi imposible efectuar la captación con una estructu-
ra de este tipo, por razones de orden hidrológico, ya
que si bien en épocas de avenidas, en ciertos casos, -
se obtendría el nivel de aguas requerido, no ocurre lo
mismo en época de estiaje, donde es imprescindible -
~~efectuar~~ la sobre elevación del nivel de agua en el río
y por consiguiente existe la necesidad del barraje res
pectivo.

1.32 BOCATOMA CON BARRAJE.- Es el tipo más común de tomas y
a la vez el más costoso, sin em
bargo garantiza la captación permanente de las aguas,
su característica fundamental es la presencia del ba -
rraje en cualquiera de sus formas y de acuerdo al tipo
de este existe una subdivisión:

a). Bocatoma de Barraje Fijo.- Se las reconoce por po-
seer una estructura sólida a todo lo ancho del cau-
ce; en este tipo de obras no se puede alterar el reman-
so de las aguas para un determinado caudal, El inconve
niente de las tomas de este tipo es que la colmatación
de sólidos, aguas arriba del barraje se efectue a todo
lo ancho del cauce y esto trae como consecuencia la -
inutilización de la toma, o en su defecto un abundante
ingreso de sólidos a través de la ventana de captación.

b). Bocatoma de barrage móvil.- Son las que están dotadas a todo lo ancho del cauce de un barrage móvil, conformado por un sistema de compuertas que regulan el flujo de aguas, desde el punto de vista hidráulico son las más recomendadas cuando el río posee un período de crecidas y otro de estiaje muy diferenciado, ya que se puede prescindir de él en el primero de los casos y contar con él cuando sea necesario asegurar un mayor tirante de agua. Su único inconveniente radica en el alto costo de funcionamiento y mantenimiento.

c). Bocatoma de barrage mixto.- Viene a constituir una combinación de los casos anteriormente citados aprovechando las ventajas de cada uno de ellos. El barrage está formado en parte por una estructura fija y el resto por un sistema de compuertas que se aprovechan para utilizarlo como desagüe de un canal denominado de limpia.

Este tipo de toma es el mayormente usado por su adaptación al régimen de nuestros ríos costeros y por la economía durante su funcionamiento.

Al margen de la clasificación aludida existen otros tipos de tomas como por ejemplo; con pantalla frontal ó sin pantalla frontal, con rebose ó sin rebose, con canales de limpia ó sin ellos, tomas rústicas, etc.

1.40 CRITERIOS PARA SU UBICACION.-- Para determinar la ubica
ción de una toma se debeu
rá tomar en consideración la utilización que se le da-
rán a las aguas captadas, para de esta forma tener una
idea básica acerca de la estructura en si y de las o -
bras complementarias que requiera. Entre los principa-
les criterios a tener en consideración para determinar
dicha ubicación tenemos los siguientes:

1.41 CRITERIOS TOFOGRAFICOS.-- Es uno de los principales fac
tores a considerar, ya que de
el depende en gran parte la magnitud de la estructura
a emplearse y por consiguiente el costo de la misma.
Las recomendaciones que bajo este factor se consideran
son:

a). Alineamiento del Cauce.-- Es preferible que la zona
de captación se encuentre
ubicada en un tramo recto del río, pues así brindará -
mayor facilidad para la limpia natural del cauce. Sin
embargo si el tramo en mención fuese una curva la to-
ma deberá estar ubicada en la parte exterior de la mis
ma, donde debido a los efectos de la aceleración, las
aguas adquieren mayor velocidad, obligando a sedimen -
tar el material sólido en el lado interno de la curva,
protegiendo de ésta manera la toma.

b). Amplitud del Cauce.-- El ancho del cauce en la zona
de captación debe guardar re-
lación con el caudal del diseño, para así evitar el te

ner que elevar demasiado las estructuras ó en su defecto tener que afectar obras de encauzamiento en grandes longitudes.

c). Uniformidad del Cauce.- Además de las recomendaciones anteriormente anotadas, es deseable que el cauce guarde una cierta uniformidad en determinada longitud, tanto aguas arriba como aguas abajo del punto de captación, evitando de ésta manera fluctuaciones notorias en el escurrimiento de las aguas que determinan procesos erosivos ó de sedimentación.

1.42 CRITERIOS HIDRAULICOS.- Bajo éste punto de vista se considera las condiciones que presenta el escurrimiento de las aguas en la zona de captación tales como:

a). Régimen del Escurrimiento.- El escurrimiento de las aguas a través de un cauce se puede catalogar en río y torrente.

- Río.- Se denomina así cuando el tirante de escurrimiento de las aguas es mayor que el tirante crítico. Siendo este régimen el más adecuado para ubicar una toma.

- Torrente.- En éste régimen el tirante crítico supera al tirante normal de las aguas, no siendo recomendable la ubicación de la toma en esta zona pues requerirá de obras adicionales.

b). Dinámica del transporte de sólidos.- Desde este

punto de vista, un cauce puede ser: en erosión, en sedimentación y en equilibrio.

- Cauce en Erosión.- Se presenta éste tipo de cauce cuando en determinado tramo, el volúmen de sólidos que ingresa es menor que el que sale de él.
- Cauce en Sedimentación.- A la inversa del anterior el volúmen de solidos que ingresa es mayor al volúmen que abandona.
- Cauce en Equilibrio.- En éste caso, el transporte de sólidos es constante, no existiendo erosión ni sedimentación, siendo éste tipo de cauce el más recomendable para ubicar una toma.

- 1.43 CRITERIOS GEOLOGICOS.- La naturaleza del suelo donde estará ubicada la toma, reviste importancia por ser el soporte y estar en contacto con ella, debiendo considerarse lo siguiente:
- a). Permeabilidad.- Es recomendable que el suelo de la zona ofrezca una alta nesistencia a la filtración de las aguas para una mayor seguridad de las obras.
 - b). Capacidad de Carga.- La resistencia que presente el terreno ante cargas externas, también ejerce influencia para determinar la ubicación de la toma, pero fundamentalmente hay que evitar zonas heterogéneas, que determinen diferente capacidad de carga y por lo tanto pueden dar lugar a asentamientos diferenciales que son los más peligrosos para la estabilidad de la

obra.

1.44 CRITERIOS ECONOMICOS.- Constituye en muchas oportunidades el factor determinante para fijar la ubicación de la toma, ya que el costo de ella no está en función del volumen captado, sino de las condiciones que presenta el cauce en dicha zona. De allí que ante la escasez de recursos económicos se deberá buscar la zona que representa el menor costo posible, ya sea en el tratamiento del terreno, Volumen de la obra, proceso constructivo y funcionamiento de la estructura.

La Rentabilidad de un proyecto dependerá fundamentalmente del costo de cada una de las estructuras que la conforman, el costo de la toma finalmente tiene un límite para asegurar un Beneficio-Costo favorable.

C A P I T U L O I I

2.00 ANTECEDENTES DE LA TOMA BOCANEGRA

2.10 UBICACION.- La toma de Bocanegra está situada sobre la margen derecha del río Rímac, en el Distrito del mismo nombre, y aproximadamente a 400 metros aguas abajo del puente "Santa Rosa".

2.20 PROBLEMAS QUE PRESENTA.- Esta toma constituye el sistema de captación del canal Bocanegra que sirve con aguas de regadío a 1,200 hectáreas de los fundos agrícolas correspondientes a la zona de Bocanegra, que tienen un alto costo por su cercanía a Lima.

Hasta el año de 1954 la captación se efectuaba mediante una toma provista de un barraje fijo a todo lo ancho del cauce, sin embargo carecía de un dissipador de energía y consecuentemente de una adecuada longitud de percolación, lo cual probablemente originó que a inicios del año de 1955, luego de una descarga del orden de los 380 m³/seg. que el barraje sufriera una rotura en su parte central, provocando un asentamiento e inutilizando la estructura de captación. En dicha oportunidad luego de un análisis efectuado por la Dirección de Aguas e Irrigación del Ex-Ministerio de Fomento, se arribó a la conclusión que era inconveniente efectuar la reparación del barraje averiado, recomen -

dándose el diseño y la construcción de una nueva toma. Esta nueva estructura fué presupuestada en dicha oportunidad en la suma de 3'187,075 soles oro, sin embargo la obra no se efectuó.

Desde dicho año la captación se ha venido efectuando en forma rústica, para cuyo efecto es necesario ir prolongando paulatinamente el canal de derivación aguas arriba de las compuertas, hasta un punto tal en que se logre el desvío de parte de las aguas del río - hacia el canal, éste proceso se repite anualmente ya - que con cada avenida dicha captación rústica es destruída, debiéndose prolongar el canal cada vez en una mayor longitud, en la actualidad este llega hasta la - altura del Puente "Santa Rosa". El problema que se genera, además de la destrucción del canal de captación provisional con cada avenida de aguas, es que se registra una captación irregular en cuanto a volúmen de - aguas y con ingreso de material sólido el canal de derivación, por carecer de una estructura que regule dicha situación, todo lo cual da origen a que sea deficiente el cultivo de las áreas servidas.

Por todo lo anteriormente expuesto se hace necesario dotar a este sistema de una estructura de captación que asegure la derivación del volúmen requerido y que controle el ingreso de sólidos, por lo cual será necesario proyectar una nueva toma que contemple las va

riaciones ocurridas tanto en la topografía del cauce - como también en la zona urbana aledaña. Así como asegurar la perennidad de la toma.

2.30 TOPOGRAFIA DE LA ZONA.- La Topografía de la zona de - captación muestra las caracte- rísticas de un cauce que durante un tiempo ha estado - provisto de un barraje, habiéndose producido una apre- ciable sedimentación aguas arriba del mismo y paralela- mente un proceso de socabación aguas abajo debido a la falta de protección del cauce, lo que ha dado origen a un desnivel entre la zona de aguas arriba y aguas aba- jo del actual barraje, razón por la cual la futura es- tructura deberá ser diseñada de forma tal de salvar dicho desnivel.

También se puede apreciar en los planes correspon- dientes el pronunciado desnivel existente entre el punto de captación actual y el fondo del cauce en dicha zona, más de dos metros, lo cual obliga a proyectar un barraje alto y - consecuentemente los pilares y muros de encauzamiento.

~~Ademas~~ el cauce presenta una sección transversal va- riable, pudiendo estimarse un ancho promedio de 45 mts. en cuanto a la pendiente del cauce presenta una cierta unifor-mización tanto aguas arriba como aguas abajo de la actual toma, siendo su valor de:

$$S_R = 0.010$$

Con respecto al canal de derivación podemos mencionar que éste es en tierra con una sección trapezoidal de 1.50 mts. de base y taludes 1:1, su pendiente promedio es - de:

$$S_c = 0.006$$

Así mismo es necesario hacer mención, tal como también se aprecia en los planos correspondientes, el desarrollo urbano operado en dicha zona lo cual añade otra limita-ción al diseño de la futura estructura; razón por la cual - debe darse a la toma una apreciable seguridad.

2.40 SOLUCION ESCOGIDA.- Ante la problemática planteada y - con la finalidad de garantizar el riego de las 1,200 hectáreas servidas por el canal Bocanegra, se propone la ejecución de una nueva Bocatoma que asegure la captación del caudal requerido y contro- le el ingreso de sólidos al canal de derivación.

Esta toma para cumplir eficazmente con su cometido deberá ser una estructura sólida duradera y estable, com - puesta básicamente por un barraje con su disipador de ener- gía, canal de limpia, canal desrripiador y muros de encau - zamiento que definan el cauce del río estableciendo límites a la expansión urbana, que en dicha zona actualmente se es- tá afectuando en forma irregular razón por la cual es reco- mendable efectuar muros de encauzamiento definitivos.

C A P I T U L O I I I

3.00 ANALISIS HIDROLOGICO

3.10.- GENERALIDADES.-

El río Rímac se encuentra ubicado en la parte cen-
tral y occidental del Perú, formando parte de la ver-
tiente del Pacífico, se forma en las estribaciones -
andinas y hasta su desembocadura en el Océano Pacífi-
co, recorre alrededor de 120 Kmts., en éste tramo re-
cibe diversos afluentes siendo el más significativo
de ellos el correspondiente al río Santa Eulalia. La
cuenca colectora del Rímac alcanza una extensión de
aproximadamente 3,580 Km². de los cuales 2,210 Km².
corresponden a la denominada cuenca húmeda.

El río Rímac a través de su desarrollo da lugar
a diferentes asentamientos poblacionales tales como:
Casapalca, Chicla, San Mateo, Matucana, Ricardo Pal-
ma, Santa Eulalia, Chosica, Chaclacayo, Santa Clara,
Vitarte y otros; además del gran Núcleo urbano con-
formado por Lima y el Callao; a lo largo de todo su
recorrido se pueden apreciar tres zonas claramente -
diferenciadas

a.- ZONA ALTA.- Forma el curso superior del río y es
tá constituida por las estribaciones
andinas occidentales, presenta quebradas estrechas y
encajonadas dando lugar a una fuerte velocidad de -

las aguas. En ésta zona el clima es frío y seco con una precipitación anual del orden de los 1,000 m.m. aproximadamente.

b.- ZONA INTERMEDIA.- Presenta cerros de baja altura, en ésta zona se producen ensanchamientos del Cauce. Su clima es templado y seco - con una precipitación que va de los 200 a 600 m.m. - anuales.

c.- ZONA BAJA.- Está formada por las partes bajas de los Valles ó planicies fluvio Aluviales originadas por los conos de deyección, en ésta zona la pendiente del río oscila entre 1.0 a 2.5 por ciento y constituye la principal zona de cultivo de relativa extensión, siendo el clima templado y húmedo con escasa precipitación.

3.20.- DESCARGAS DEL RIO.- El río Rímac presenta un registro de descargas desde el año de 1918, a través del cual se puede apreciar su gran variabilidad hidrológica, ya que mientras la máxima descarga alcanza los 600 m³/seg., la mínima solamente ha llegado a 5.63 m³/seg.

En el Cuadro N° 1 se presentan los caudales Máximos, Mínimos y Medios que se han registrado.

C U A D R O N° 1

R E G I S T R O D E C A U D A L E S

N°	AÑO	DESCARGA MINIMA m ³ /seg.	DESCARGA MEDIA m ³ /seg.	DESC. MAX. m ³ /seg.
1)	1918	8.940	35.320	141.900
2)	1919	9.370	24.660	137.250
3)	1920	5.750	30.530	178.480
4)	1921	5.850	28.660	95.000
5)	1922	5.950	26.069	99.000
6)	1923	5.760	29.133	97.000
7)	1924	8.860	25.665	90.500
8)	1925	16.300	21.414	600.000
9)	1926	7.500	33.877	187.090
10)	1927	6.000	31.861	137.660
11)	1928	7.900	31.108	183.490
12)	1929	7.000	33.161	139.800
13)	1930	5.630	32.228	320.100
14)	1931	8.723	22.692	97.630
15)	1932	9.796	35.218	480.000
16)	1933	11.514	32.047	225.000
17)	1934	11.875	36.445	200.000
18)	1935	12.268	37.726	250.000
19)	1936	11.875	23.452	65.500
20)	1937	10.788	21.927	105.000
21)	1938	11.775	28.668	175.000
22)	1939	11.151	31.807	205.000
23)	1940	11.514	24.564	254.500
24)	1941	11.514	29.880	385.400
25)	1942	12.268	27.708	315.800
26)	1943	12.500	32.306	261.000
27)	1944	12.900	26.651	130.000
28)	1945	10.030	24.897	94.500
29)	1946	12.000	36.642	185.000
30)	1947	10.500	24.826	130.000

Nº	AÑO	DESC. MINIMA m ³ /seg.	DESC. MEDIA m ³ /seg.	DESC. MAX. m ³ /seg.
31)	1948	11.700	28.585	130.000
32)	1949	10.900	22.103	108.000
33)	1950	11.500	25.904	98.500
34)	1951	10.500	36.023	316.000
35)	1952	11.000	35.516	164.000
36)	1953	12.000	35.068	175.000
37)	1954	12.000	33.725	202.000
38)	1955	9.000	32.479	380.000
39)	1956	9.000	24.819	155.000
40)	1957	8.900	19.144	100.000
41)	1958	9.650	18.084	99.800
42)	1959	10.950	27.508	175.000
43)	1960	9.650	19.619	77.400
44)	1961	11.000	24.989	70.400
45)	1962	10.750	24.521	84.100
46)	1963	13.050	28.564	92.200
47)	1964	7.850	23.335	78.800
48)	1965	10.300	19.774	108.100
49)	1966	11.400	22.104	100.600
50)	1967	14.500	28.904	100.500
51)	1968	11.000	18.904	46.400
52)	1969	11.800	21.373	75.600
53)	1970	13.600	27.315	124.800
54)	1971	13.500	29.318	109.100
55)	1972	12.600	31.303	135.850
56)	1973	13.206	41.657	141.300
57)	1974	13.400	30.768	84.150
58)	1975	11.700	26.019	111.300
59)	1976	12.570	27.694	90.500
60)	1977	12.189	24.854	125.000
61)	1978	<u>12.730</u>	<u>23.934</u>	<u>86.780</u>
TOTAL		647.787	1715.075	9912.780
PROMEDIO		10.619	28.115	162.504
DESCARGA MINIMA MINIMORUM:		5.63 m ³ /seg.		
DESCARGA MAXIMA MAXIMORUM:		600 m ³ /seg.		

El registro de caudales anotado corresponde a la estación de aforos ubicada en Chosica, siendo un total de 61 años los observados; de dicho cuadro se obtiene que:

Descarga Máxima promedio: $162,504 \text{ m}^3/\text{seg.}$

Descarga Media promedio : $28,115 \text{ m}^3/\text{seg.}$

Descarga Mínima promedio: $10,619 \text{ m}^3/\text{seg.}$

Además se ha determinado que en el período 1918-1978 los valores extremos de la masa anual son:

Masa Anual Máxima: $1,188,159.700 \text{ m}^3$ (Año 1935)

Masa Anual Mínima: $570,291.800 \text{ m}^3$ (Año 1958)

Y una masa anual media de: $913,381.4 \text{ m}^3$.

3.30.- EVALUACION DEL CAUDAL DE DISEÑO

La determinación del caudal de diseño para un proyecto hidráulico, constituye un paso previo al diseño de la obra ya que dicho dimensionamiento se efectuará en base al caudal obtenido para un determinado tiempo de vida útil de la obra, de allí que para la estimación de su magnitud, con el correr del tiempo, se han desarrollado diversos métodos, los primeros los primeros fueron empíricos, dando como resultado expresiones de la forma sgte/:

$$Q \text{ max.} = KA^n \quad (\text{I})$$

Donde: $Q \text{ max.}$ = Descarga máxima

K = Factor de escorrentía

A = Area de la Cuenca

n = Coeficiente menor que 1

Sin embargo éste método no consideraba el período de retorno para una determinada descarga, y fué FULLER quién en 1914 desarrollo la primera fórmula considerando al período de retorno como una variable, a través de la relación sgte.:

$$Q = Q_0 (1 - B \log T) \quad (II)$$

Siendo: Q = Descarga Máxima en el período T

Q₀ = Valor medio de las avenidas máximas anuales.

B = Factor igual a 0.8

T = Período de retorno

En la actualidad se han desarrollado métodos estadísticos, basados en la distribución de frecuencias de la serie histórica, la ventaja de éstos métodos es que permiten establecer un período probable de retorno para un determinado caudal.

Entre los diversos métodos estadísticos que se han desarrollado podemos citar los sgtes.:

- Gauss Laplace
- Galton
- Fuller
- Gumbel
- G. mma

Siendo el de Gumbel el que mejor se adapta a una serie anual de valores extremos como la que tenemos, además se ha determinado en diversas oportunidades que es este tipo de distribución el que mejor se adapta

al régimen hidrológico de nuestros ríos costeros, -
por tal razón el análisis se efectuará con dicho mé-
todo.

3.31.- APLICACION DEL METODO DE GUMBEL

En la aplicación del método de Gumbel para esti -
mar el caudal de diseño de la estructura considera -
mos la serie anual de máximas descargas redondeando
los valores a números enteros, ya que para fines -
prácticos y dados las magnitudes de las descargas, -
las fracciones constituyen un reducido porcentaje.
A continuación se presenta la secuencia del cálculo.

a.- SERIE ANUAL DE DESCARGAS MAXIMAS.- Debe estar -
constituída por un mínimo de 20 años de registro,
en el caso del río Rímac se tiene una serie registra
da desde el año dd 1918, totalizando a la fecha 61 -
años. En el Cuadro N° 2 se presentan estos valores -
ordenados en forma decreciente.

C U A D R O N° 2

ANALISIS DEL RIO RIMAC PARA 61 AÑOS DE REGISTRO

AÑO	Y	M	(Y ²)	P(Y ≥ y)	P(Y ≤ y)	Tr.
1925	600	1	360000	0.0161	0.9839	62.00
1932	480	2	230400	0.0322	0.9678	31.00
1941	385	3	148225	0.0483	0.9517	20.66
1955	380	4	144400	0.0645	0.9355	15.50
1930	320	5	102400	0.0806	0.9194	12.40
1951	316	6	99856	0.0967	0.9033	10.33
1942	316	6	99856	0.0967	0.9033	10.33
1943	261	7	68121	0.1129	0.8871	8.85
1940	255	8	65025	0.1290	0.8710	7.75
1935	250	9	62500	0.1451	0.8549	6.88
1933	225	10	50625	0.1612	0.8388	6.20
1939	205	11	42025	0.1774	0.8226	5.63
1954	202	12	40804	0.1935	0.8065	5.16
1934	200	13	40000	0.2096	0.7904	4.76
1926	187	14	34969	0.2258	0.7742	4.42
1946	185	15	34225	0.2419	0.7581	4.13
1928	183	16	33489	0.2580	0.7420	3.87
1920	178	17	31684	0.2741	0.7259	3.64
1938	175	18	30625	0.2903	0.7097	3.44
1959	175	18	30625	0.2903	0.7097	3.44
1953	175	18	30625	0.2903	0.7097	3.44
1952	164	19	26896	0.3064	0.6936	3.26
1956	155	20	24025	0.3225	0.6775	3.10
1918	142	21	20164	0.3387	0.6613	2.95
1973	141	22	19881	0.3548	0.6452	2.81
1929	140	23	19600	0.3709	0.6291	2.69
1927	138	24	19044	0.3870	0.6130	2.58
1919	137	25	18769	0.4032	0.5968	2.48
1972	136	26	18496	0.4193	0.5807	2.38
1944	130	27	16900	0.4354	0.5646	2.29
1947	130	27	16900	0.4354	0.5646	2.29
1948	130	27	16900	0.4354	0.5646	2.29

AÑO	Y	M	Y ²	P(Y ≥ y)	P(Y ≤ y)	Tr.
1970	125	28	15625	0.4516	0.5484	2.21
1977	125	28	15625	0.4516	0.5484	2.21
1975	111	29	12321	0.4677	0.5323	2.13
1971	109	30	11881	0.4838	0.5162	2.06
1965	108	31	11664	0.5000	0.5000	2.00
1949	108	31	11664	0.5000	0.5000	2.00
1937	105	32	11025	0.5161	0.4839	1.93
1966	101	33	10201	0.5322	0.4678	1.87
1967	100	34	10000	0.5483	0.4517	1.82
1957	100	34	10000	0.5483	0.4517	1.82
1958	100	34	10000	0.5483	0.4517	1.82
1922	99	35	9801	0.5645	0.4355	1.77
1950	99	35	9801	0.5645	0.4355	1.77
1931	98	36	9604	0.5806	0.4194	1.72
1923	97	37	9409	0.5967	0.4033	1.67
1921	95	38	9025	0.6129	0.3871	1.63
1945	95	38	9025	0.6129	0.3871	1.63
1963	92	39	8464	0.6290	0.3710	1.58
1924	91	40	8281	0.6451	0.3549	1.55
1976	91	40	8281	0.6451	0.3549	1.55
1978	87	41	7569	0.6612	0.3388	1.51
1979	84	42	7056	0.6774	0.3226	1.47
1962	84	42	7056	0.6774	0.3226	1.47
1964	79	43	6241	0.6935	0.3065	1.44
1960	77	44	5929	0.7096	0.2904	1.40
1969	76	45	5776	0.7258	0.2742	1.37
1961	70	46	4900	0.7419	0.2581	1.34
1936	66	47	4356	0.7580	0.2420	1.31
1968	46	48	2116	0.7741	0.2259	1.29
TOTAL	9914		2260750			

b.- En base a los resultados obtenidos determinamos la media y la desviación Standard (S), de acuerdo a las relaciones siguientes:

$$\bar{Y} = (\sum Y)/N \quad (\text{III})$$

$$S = \left[\sum Y^2 - \frac{(\sum Y)^2}{N} / (N-1) \right]^{1/2} \quad (\text{IV})$$

Dando valores numéricos obtenemos:

$$\bar{Y} = 162.524$$

$$S = 104.041$$

c.- A continuación de la tabla N° 1 obtenemos los valores de la media esperada (\bar{Y}_N) y la desviación Standard esperada (σ_N), de acuerdo al número de años de registro, obteniendo:

para $N = 61$

$$Y_N = 0.5524$$

$$\sigma_N = 1.1759$$

d.- Con las magnitudes obtenidas determinamos el valor del parámetro $1/\alpha$ de acuerdo a la relación.

$$\frac{1}{\alpha} = \frac{S}{\sigma_N} \quad (\text{V})$$

Obtenemos: $\frac{1}{\alpha} = 88.477$

e.- Luego podemos determinar el valor del parámetro U, aplicando la siguiente fórmula:

$$U = \bar{Y} - (Y_N) \frac{1}{\alpha} \quad (\text{VI})$$

Dando como resultado:

$$U = 113.650 /$$

T A B L A N° 1

MEDIAS ESPERADAS Y DESVIACIONES STANDARD DE EXTREMOS REDUCIDOS.

N	\bar{y}_N	σ_N	N	\bar{y}_N	σ_N
20	0.5236	1.0628	50	0.5485	1.1607
21	.5252	1.0695	51	.5489	1.1623
22	.5268	1.0755	52	.5493	1.1638
23	.5282	1.0812	53	.5497	1.1653
24	.5296	1.0865	54	.5501	1.1667
25	.5309	1.0915	55	.5504	1.1681
26	.5320	1.0961	56	.5508	1.1696
27	.5332	1.1004	57	.5511	1.1708
28	.5343	1.1047	58	.5515	1.1721
29	.5353	1.1086	59	.5518	1.1734
30	.5362	1.1124	60	.5521	1.1747
31	.5371	1.1159	62	.5527	1.1770
32	.5380	1.1193	64	.5533	1.1793
33	.5388	1.1226	66	.5538	1.1814
34	.5396	1.1255	68	.5543	1.1834
35	.5403	1.1285	70	.5548	1.1854
36	.5410	1.1313	72	.5552	1.1873
37	.5418	1.1339	74	.5557	1.1890
38	.5424	1.1363	76	.5561	1.1906
39	.5430	1.1388	78	.5565	1.1923
40	.5436	1.1413	80	.5569	1.1938
41	.5442	1.1436	82	.5572	1.1953
42	.5448	1.1458	84	.5576	1.1967
43	.5453	1.1480	86	.5580	1.1980
44	.5458	1.1499	88	.5583	1.1994
45	.5463	1.1519	90	.5586	1.2007
46	.5468	1.1538	92	.5589	1.2020
47	.5473	1.1557	94	.5592	1.2032
48	.5477	1.1574	96	.5595	1.2044
49	.5481	1.1590	98	.5598	1.2055
			100	.5600	1.2065

f.- Con los parámetros calculados podemos formular la ecuación de predicción, definida por la relación.

$$Y = U - \frac{.1}{\alpha} (W) \quad (VII)$$

Luego para el presente caso la ecuación de predicción será:

$$Y = 113.650 - 88.477 W \quad (VIIA)$$

Ecuación que graficamos en el papel de probabilidades respectivo obteniéndose el gráfico N° 2.

De dicho gráfico obtenemos para un período de retorno de 100 años una descarga de $530 \text{ m}^3/\text{seg.}$, - se ha optado por este período en razón de la importancia de la obra y de la circunstancia de estar ubicada dentro de la zona urbana.

C A P I T U L O I V

4.00 DIMENSIONAMIENTO HIDRAULICO

Luego del análisis hidrológico efectuado en el capítulo anterior, daremos inicio al dimensionamiento hidráulico de la Bocatoma, el cual desarrollaremos luego de definir las características generales de la misma.

En el presente caso y teniendo en consideración la topografía del lugar; así como el análisis hidrológico efectuado para el río Rímac, que presenta un ciclo sumamente variable, tenemos que optar por un tipo de toma con barraje; a fin de garantizar la captación en época de estiaje. Además considerando que el mencionado río trae consigo material de acarreo, fundamentalmente en época de avenidas, es necesario dotar a la obra de un sistema de desagüe contiguo a la zona de captación, lo cual determina la presencia de un canal de limpia, regulado por un sistema de compuertas.

Así mismo con la finalidad de impedir el ingreso de cuerpos flotantes, conjuntamente con las aguas derivadas, se proyectará una captación con pantalla frontal, dicha captación además estará dotada de un doble rebose y de un canal desrripiador a fin de garantizar una limpia eficaz de las aguas captadas.

Estos son a grandes rasgos las características que presentará la toma materia del presente diseño.

4.10.- DIMENSIONAMIENTO DEL RIO

4.11.- CARACTERISTICAS DEL CAUCE.- El cauce del río en la zona de captación presenta una sección irregular que será necesario definirla y uniformarla con la finalidad de mejorar el escurrimiento de las aguas siendo las principales características del cauce las siguientes:

a.- Pendiente (s).- Viene a ser la que presenta el perfil longitudinal del cauce ó aquella que resulta de la uniformización del mismo, en éste caso de los planos topográficos podemos inferir de que la pendiente tiene como valor:

$$S = 0.010$$

b.- Coefficiente de Rugosidad (n).- Este coeficiente es un valor característico y particular de cada cauce, dependiendo de la mayor ó menor resistencia que oponga al escurrimiento del fluido, siendo función por lo tanto, del tipo de material que conforma el cauce, del alineamiento, del material de arrastre etc. Sin embargo para los ríos de la costa Peruana y en tramos similares al que tenemos en el presente caso, un valor adecuado y realista es:

$$N = 0.040$$

c.- Inclinación de los Taludes.- Este valor, principalmente, está en función del material que lo forman, pues cada uno de éstos posee un determinado ángulo de reposo, siendo este valor el recomendado -

para la inclinación de los mismos.

Sin embargo en el presente caso, teniendo en consideración las características urbanísticas e hi. -
draúlicas de la zona, se ha optado por considerar muros verticales para efectuar el encauzamiento del -
río.

d.- Ancho del Cauce.- Habiendo elegido una bocatoma
de barraje mixto, será necesario considerar un -
ancho mínimo de 40 mts. para el barraje fijo al que
adicionando el espacio para el sistema de limpia, ob
tenemos un ancho total de cauce, igual a:

$$B = 45.00 \text{ m.}$$

4.12.- CALCULO DEL RIO AGUAS ARRIBA DE LA TOMA

Con los valores ya establecidos anteriormente y apli
cando la fórmula de Mannig

$$Q = \frac{AR^{2/3} S^{1/2}}{n} \quad (\text{VIII})$$

Obtenemos las siguientes características geométricas
e hidráulicas para el cauce:

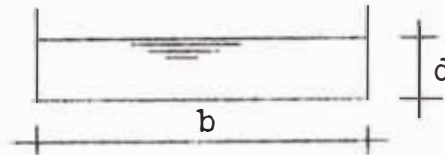


Figura N° 3

$$n = 0.040$$

$$s = 0.010$$

$$b = 45.00 \text{ m}$$

$$d = 2.65 \text{ m}$$

$$A = 119.25 \text{ m}^2$$

$$P = 50.30 \text{ m}$$

$$R = 2.37$$

$$R^{2/3} = 1.777$$

$$Q = 530.000 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$V = 4.44 \text{ m/seg.}$$

$$h_v = 1.00 \text{ m.}$$

4.13.- CALCULO DEL RIO AGUAS ABAJO DE LA TOMA.- Siendo el caudal a derivarse un porcentaje reducido con relación al caudal de diseño, es que se obvia la reducción que se operaría en el caudal y siendo las características del cauce las mismas que se presentan aguas arriba; el dimensionamiento será igual al calculado en 4.12.

4.20.- DETERMINACION DE LA CAPACIDAD DE TOMA.- Por tratarse de la reparación de una toma es que el caudal a derivarse, será el mismo que se efectuaba con la anterior toma, y según información existente en la Dirección General de Aguas, del Ministerio de Agricultura dicho caudal es de:

$$Q = 2.00 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

4.30.- DIMENSIONAMIENTO DEL CANAL DE DERIVACION

4.31.- Características del Canal de Derivación.- El actual canal de derivación está construido en tierra sin revestimiento y presenta las características geométricas mostradas en la fig.

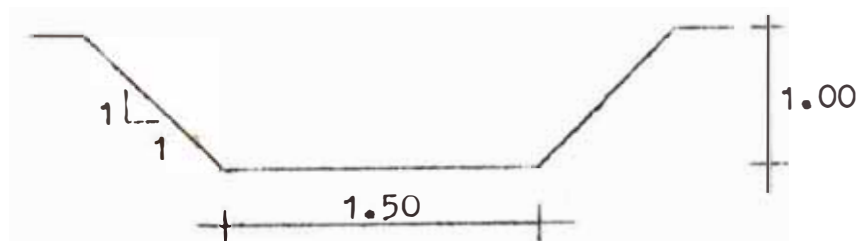


Figura N° 4

4.32.- Cota de Captación.- Teniendo en consideración que - en el actual punto de captación el río presenta un - ensanchamiento y una depresión en su cauce, es que - se ha optado por situar el nuevo punto de captación aproximadamente, unos 35 mts. aguas arriba del actual, para lo cual será necesario prolongar el canal de derivación. Por lo tanto la nueva cota de captación será:

$$99.48 + 0.006 (35.00) = 99.69 \text{ mts.}$$
$$99.70 \text{ mts.}$$

4.33.- Cálculo del Canal.- El canal de derivación existente tiene 1.50 mts. de base, en la prolongación del mismo adoptaremos una sección rectangular de igual base y revestido de concreto.

Aplicando la fórmula de Manning, obtenemos las siguientes características para dicho canal.

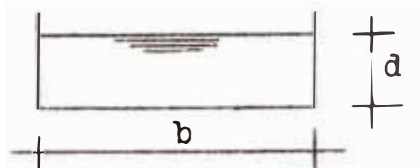


Figura N° 5

$n = 0.016$	$Q = 2.030 \text{ m}^3/\text{seg.}$
$s = 0.006$	$V = 2.30 \text{ m}/\text{seg.}$
$b = 1.50 \text{ m}$	
$d = 0.59 \text{ m}$	
$A = 0.885 \text{ m}^2$	
$P = 2.68 \text{ m}$	
$R = 0.33$	
$R^{2/3} = 0.477$	

4.40.- DIMENSIONAMIENTO DEL BARRAJE.-

4.41.- Longitud.- La longitud del barrage está ligada al ancho del cauce, y a la carga de agua que se presenta sobre el, sin embargo debido a que las descargas altas se presentan en períodos cortos de tiempo (generalmente escasas horas por año) es que éste segundo criterio es un tanto flexible y se aceptan cargas de agua sobre el barrage, aparentemente elevados a cambio de obtener un barrage de menor longitud que influye notablemente en la economía de la obra.

Para el presente caso, habiendo optado por un cauce cuyo ancho alcanza los 45.00 mts. y empleado un barraje mixto, es que tomaremos como longitud de barraje fijo.

$$L = 40.00 \text{ mts.}$$

quedando los restantes para el sistema de limpia.

4.42.- Nivel de la Cresta del Barraje.- El nivel mínimo de la cresta del barrage, debe ser igual al nivel energético que presenta el canal de derivación, conduciendo el caudal requerido, más un margen de seguridad debido a la pérdida (debido a la pérdida) de carga (h_f), que sufrirá el agua al derivarse del río al canal.

Dicho nivel energético en el canal, viene dado por la expresión siguiente:

$$EC = Z + d + \frac{v^2}{2g} \quad (IX)$$

Al haberse determinado que la nueva cota de captación es de 99.70 mts. y conociendo el dimensionamiento del canal de derivación, tendríamos que su nivel energético es igual a:

$$E_c = 99.70 + 0.59 + 0.26$$

$$E_c = 100.55$$

Si consideramos que al derivarse las aguas del río al canal sufren una pérdida de carga de 0.15 mts. la energía mínima que deberá existir en el río será:

$$E_r = E_c + H_f \quad (X)$$

$$E_r = 100.70 \text{ mts.}$$

La cota de la cresta deberá ser de: 100.70 mts. siendo la cota del cauce en ésta zona (en ésta zona) - de 97.20 mts. resulta que la elevación (p) sobre el cauce será:

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

4.43.- CARGA SOBRE LA CRESTA DEL VERTEDERO

Esta carga viene determinada por la relación siguiente:

$$H_e = \left[\frac{Q}{CL} \right]^{2/3} \quad (XI)$$

Donde:

Q = Caudal vertiente sobre la cresta

C := Coeficiente

L = Longitud del vertedero

H_e = Carga total sobre la cresta

Dando valores a la expresión XI, obtenemos:

$$H_e = \left[\frac{5.30}{2.15 \times 40} \right]^{2/3} = 3.37 \text{ mts.}$$

Carga que podría parecer elevada, sin embargo - si se considera que éste valor solamente se presentaría en condiciones extremas de diseño y por cortos tiempos de duración, podemos aceptar dicho valor.

4.44.- VELOCIDAD DE LLEGADA.- Esta velocidad es aquella con la cual las aguas se van acercando al barraje y se presenta hasta antes de formarse el perfil depresivo de acuerdo a la figura N° 6 tendríamos la siguiente relación:

$$P + H_e = Y + H_v \quad (\text{XII})$$

$$\text{Además en nuestro caso: } V = \frac{530}{45Y} ; H_v = \frac{7.06}{Y^2}$$

Reemplazando valores en XII obtenemos

$$3.50 + 3.37 = Y + \frac{7.06}{Y^2}$$

De donde: $Y = 6.70$

Velocidad de llegada:

$$V = \frac{530}{45(6.70)} = 1.75 \text{ m/seg.}$$

siendo la carga de velocidad:

$$H_v = .17$$

y la carga neta de agua sobre la cresta:

$$H_d = H_e - h_v$$

$$H_d = 3.20 \text{ mts.}$$

4.45.- Perfil de la Cresta.- El perfil de la cresta debe ser tal que al verter las aguas sobre ella, se evite la formación de vacíos entre la cara inferior del fi

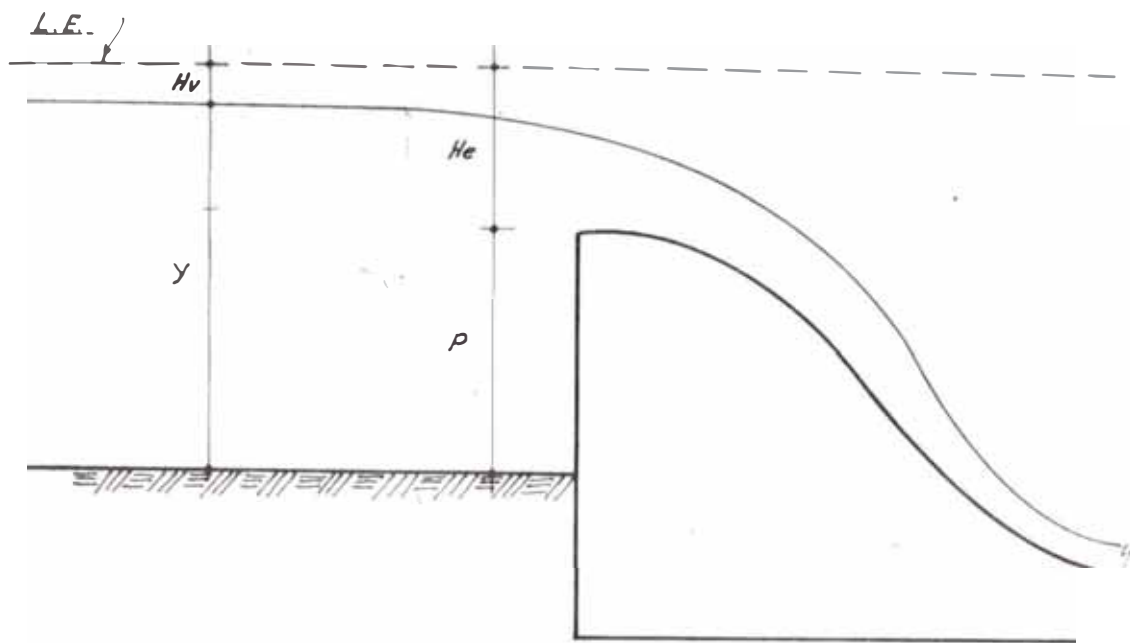


FIGURA # 6

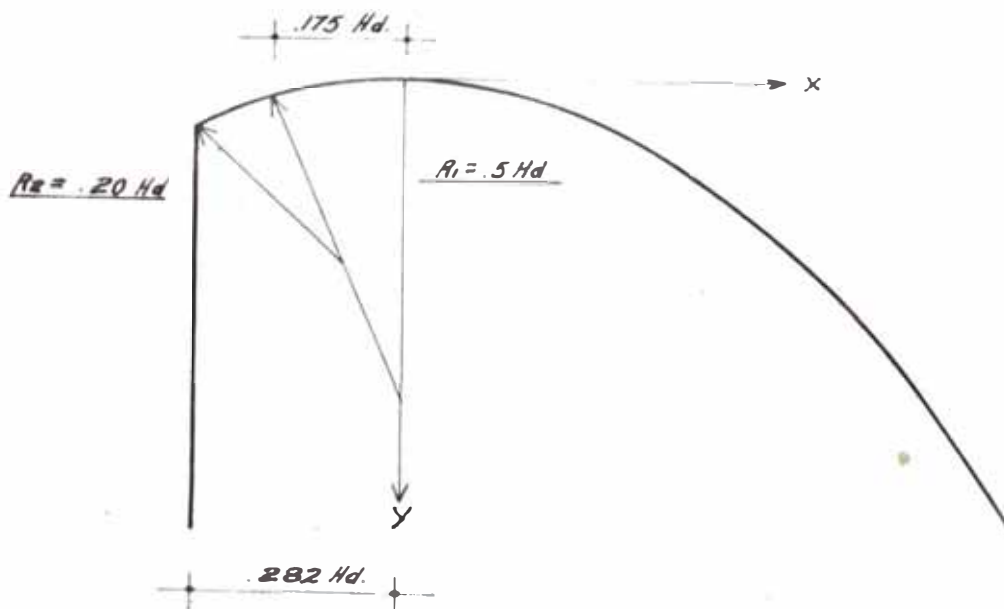


FIGURA # 7

lete de agua y el perfil de la misma, ya que de presentarse estos se originan en dichos lugares presiones negativas que dan lugar a un deterioro de la estructura e incluso atentan contra su estabilidad.

De allí que el perfil que se le dá tiene la forma que seguiría la cara inferior de un filete de agua perfectamente aireado al verter sobre un vertedero de pared delgada, estando dicho perfil regido por la relación sgte.:

$$X^n = K H_d^{n-1} Y \quad (\text{XIII})$$

Donde:

X,Y = Valores de las coordenadas

H_d = Carga de agua sobre la cresta

n,K = Constantes que dependen de la inclinación del parámetro de aguas arriba

Para un parámetro vertical n y K asumen los valores sgtes.:

$$n = 1.85$$

$$K = 2.00$$

Luego reemplazando valores en la expresión XIII y efectuando operaciones obtenemos:

$$X = 2.18 Y^{.54} \quad (\text{XIIIa})$$

Relación con la cual podemos evaluar los valores de las coordenadas, pero previamente determinaremos el punto donde la recta tangente a dicha curva tenga la inclinación de $1^{1/2} : 1$, por ser ésta la inclinación

que le daremos al escarpe, con la finalidad de darle mayor estabilidad al barraje. Por lo tanto despejando Y derivando respecto de X

$$\frac{dy}{dx} = \frac{1.85 x^{.85}}{5.37}$$

y siendo:

$$\frac{dy}{dx} = \frac{1}{1 \frac{1}{2}} = 0.666$$

Obtenemos como valores de coordenadas los sgtes:

$$X = 2.16 \text{ mts.}$$

$$Y = 0.77 \text{ mts.}$$

Para valores mayores que éstas la curva se transforma en una recta con una inclinación de $1\frac{1}{2}: 1$, siendo los valores de los coordenados para la cresta los sgtes.:

Y (mts.)	X (mts.)
0.00	0.00
0.10	0.71
0.20	1.04
0.30	1.29
0.40	1.51
0.50	1.71
0.60	1.88
0.70	2.04
0.77	2.16

La cresta del barraje se empalma al paramento de aguas arriba mediante el sistema de curvas indicado

en la figura N° 7.

4.50.- DIMENSIONAMIENTO DE LA ESTRUCTURA DE DISIPACION DE ENERGIA.- Como consecuencia de la sobreelevación del nivel de las aguas, producido por el barrage, estas adquieren una cierta energía potencial que posteriormente al caer se transformará en energía cinética, adquiriendo las mismas un gran poder erosivo, por tal razón es necesario disipar parte de esta energía en otra que no afecte la estructura. Para tal efecto el sistema más eficaz es el desarrollo del resalto hidráulico.

4.51.- RESALTO HIDRAULICO.- Es un fenómeno que se presenta cuando un flujo pasa de un régimen supercrítico a subcrítico, operándose un cambio en la forma de la energía predominante, en éste caso de cinética a potencial liberándose parte de ella en energía calorífica. El perfil que forma un flujo en éste tramo es el mostrado en la figura.

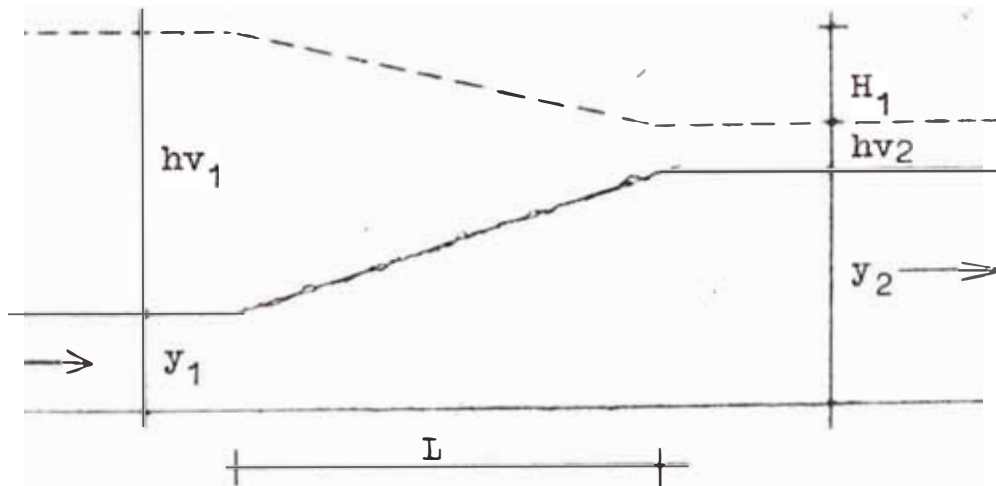


Figura N° 8

Donde:

Y_1 = Tirante de agua antes del salto hidráulico

Y_2 = Tirante de agua después del salto hidráulico

hv_1 = Carga de Velocidad antes del salto hidráulico.

hv_2 = Carga de velocidad después del salto hidráulico.

H_j = Energía liberada en el salto hidráulico.

L = Longitud del salto.

Estando relacionados los diferentes términos por las expresiones sgtes.:

$$Y_2 = \frac{-Y_1}{2} + \sqrt{\frac{Y_1^2}{4} + \frac{2V_1^2 Y_1}{g}} \quad (\text{XIV})$$

Y siendo $V = q/Y$ la expresión anterior se convierte:

$$Y_2 = \frac{-Y_1}{2} + \sqrt{\frac{Y_1^2}{4} + \frac{2q^2}{gY}} \quad (\text{XIVa})$$

$$H_j = (Y_2 - Y_1)^3 / 4Y_1 Y_2 \quad (\text{XV})$$

$$L = 5(Y_2 - Y_1) \quad (\text{XVI})$$

Si en la relación XV, que determina la energía liberada en el salto, reemplazamos Y_2 por su valor dado en XIV y simplificamos obtenemos:

$$H_j = \frac{\left[\sqrt{\frac{Y_1^2}{4} + \frac{K}{Y_1}} - \frac{3Y_1}{2} \right]^3}{4Y_1 \sqrt{\frac{Y_1^2}{4} + \frac{K}{Y_1}} - 2Y_1^2} \quad (\text{XVII})$$

Donde: $K = 2q^2/g$

Expresión con la cual podemos determinar el valor del tirante y , necesario para liberar la energía H_j , previamente determinada, para luego evaluar las características restantes del resalto hidráulico.

Sin embargo en la mayoría de los casos se requiere la formación de una poza de disipación de energía tal como luego detallaremos.

4.52.- POZA DE DISIPACION DE ENERGIA.- Esta poza surge de la necesidad de que el resalto se presente al inicio del Zampeado por cuanto esto significará menor longitud del mismo, sin embargo ello sucederá únicamente cuando el tirante de agua, después del salto es igual al tirante normal que se presenta en el río aguas abajo, o sea:

$$Y_2 = Y_n$$

Lo que ocurre solamente para un determinado caudal; para otras descargas existen dos posibilidades.

$$Y_2 < Y_n$$

$$Y_2 > Y_n$$

En el primero de los casos la longitud para el salto se reduce, llegándose a producir un ahogamiento del mismo, la segunda de las posibilidades es la más frecuente y también la que origina los mayores problemas a la estructura, por lo cual se busca la forma de contraarrestarla y para tal finalidad lo más recomendable es ba -

jar el nivel del solado, hasta un punto tal que la cota energética después del salto sea igual a la que se presenta inmediatamente aguas abajo del mismo. Este desnivel creado artificialmente en el lecho del río da lugar a la formación de la denominada poza de disipación de Energía, tal como se muestra en la Figura N° 9; para dimensionar ésta poza habrá que determinar su profundidad, longitud, espesor y características del elemento que sirva de enlace entre ésta y el barraje.

a.- Profundidad.- El cálculo de la profundidad en una poza de éste tipo, lo determinamos por consideraciones energéticas.

Así de acuerdo a la Fig. N° 9 y despreciando la pérdida de energía debida al rozamiento tendremos:

$$H_j = E_A - E_B \quad (\text{XVII})$$

Luego conociendo los valores de la energía tanto en A como en B, podremos aplicar la relación XVII para determinar el valor del tirante antes del salto (Y_1), con su correspondiente carga de velocidad (hV_1), y de acuerdo con el gráfico tendremos que:

$$\text{Cota de la Poza} = E_A - hV_1 - Y_1 \quad (\text{XIX})$$

De acuerdo a lo anteriormente enunciado, y a la figura N° 10; para la Bocatoma materia del presente diseño tenemos que al haberse producido, aguas arriba del barraje, la elevación del nivel energético hasta la

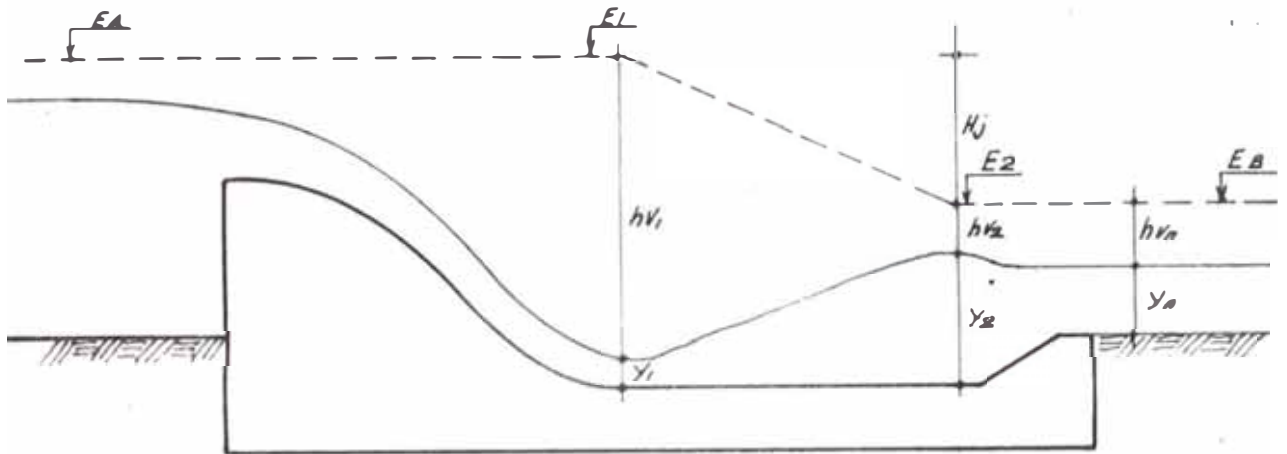


FIGURA # 9

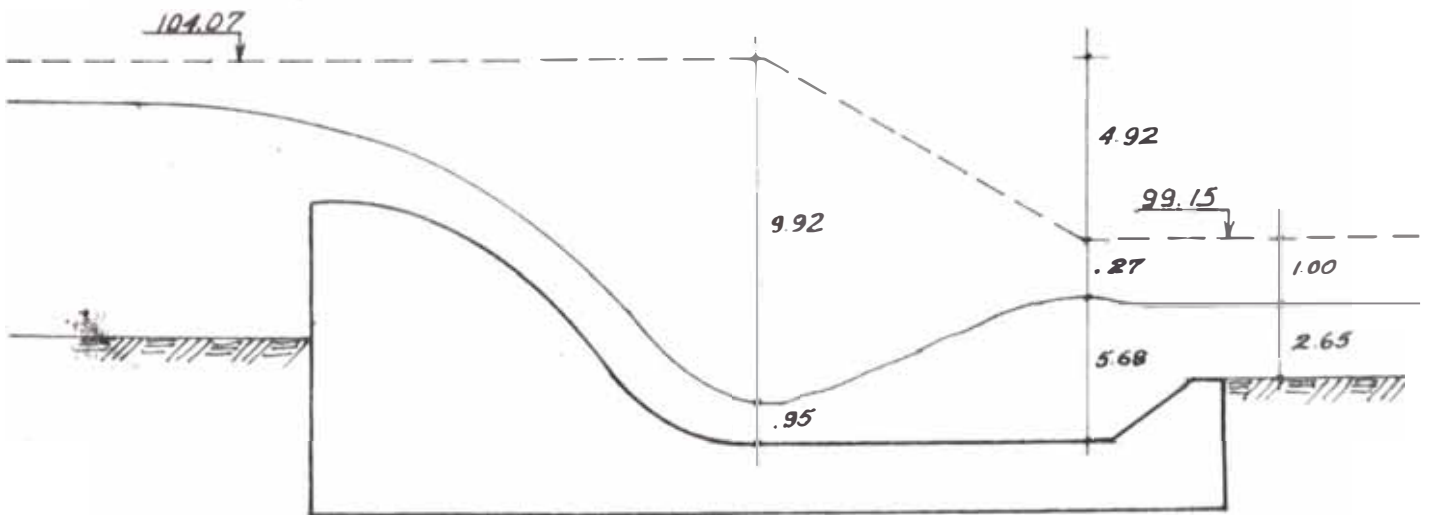


FIGURA 10

cota de 104.07 mts. y siendo aguas abajo el nivel del cauce de 95.50 mts., con el dimensionamiento del río, se alcanzaría la cota energética de 99.15 mts.; por lo tanto la energía necesaria a disiparse es de:

$$H_j = 4.92 \text{ mts.}$$

Aplicando la expresión XVII, tendríamos:

$$4.92 = \frac{\left[-1.5 Y_1 + \sqrt{\frac{Y_1^2}{4} + \frac{2V_1^2 Y_1}{9.8}} \right]^3}{\left[-2Y_1^2 + 4Y_1 \sqrt{\frac{Y_1^2}{4} + \frac{2V_1^2 Y_1}{9.8}} \right]}$$

Donde V_1^2 será igual a:

$$V^2 = \left[\frac{g}{Y_1} \right]^2 = \left[\frac{13.25}{Y_1} \right]^2$$

Valor que reemplazando en la anterior expresión y simplificando, resulta:

$$4.92 = \frac{\left[-1.5 Y_1 + \sqrt{\frac{Y_1^2}{4} + \frac{35.82}{Y_1}} \right]^3}{-2Y_1^2 + 4Y_1 \sqrt{\frac{Y_1^2}{4} + \frac{35.82}{Y_1}}} \quad (\text{XX})$$

Resolviendo obtenemos:

$$Y_1 = 0.95 \text{ mts.}$$

$$V_1 = \frac{13.25}{0.95} = 13.95 \text{ m/seg.}$$

$$h_{v_1} = \frac{(13.95)^2}{19.6} = 9.92 \text{ mts.}$$

Y las características del flujo después del salto serán:

$$Y_2 = 5.68 \text{ mts.}$$

$$V_2 = 2.33 \text{ mts./seg.}$$

$$h_{v_2} = 0.27 \text{ m.}$$

resultando finalmente de acuerdo a la expresión XIX -
que:

$$\begin{aligned} \text{Cota de la poza} &= 104.07 - 9.92 - 0.95 \\ &= 93.20 \text{ mts.} \end{aligned}$$

Valor que podemos comprobar de la sgte. forma:

$$93.20 + 5.68 + 0.27 = 99.15$$

resultado que corresponde al valor de la energía en B,
luego:

$$\text{Cota solado de poza: } 93.20 \text{ mts.}$$

b.- Longitud.- Aplicando la relación XVI tenemos:

$$L = 23.65 \text{ mts.}$$

por consideraciones prácticas consideraremos:

$$L = 25.00 \text{ mts.}$$

Al término de la longitud de la poza será necesario -
recuperar el nivel normal del cauce, lo cual se efec-
tuará en forma gradual mediante un piso en contrapen-
diente, rematando con un dentellón para mayor seguri-
dad del elemento.

c.- Espesor.- El espesor de la losa que formará la po-
za de disipación de energía, está en función de -
la magnitud de la subpresión por tal motivo dejaremos
pendiente en cálculo para efectuarlo luego de estudiar
dicho fenómeno.

d.- Curva de transición entre el escarpe y el solado de la poza.- Con la finalidad de que el cambio de dirección que sufriran las aguas al pasar del escarpe a la poza de disipación de energía no sea brusco usaremos como elemento de transición una curva circular de un radio igual a 5.00 mts. y siendo el α formado por el escarpe y la poza igual a β tendríamos de la Figura:

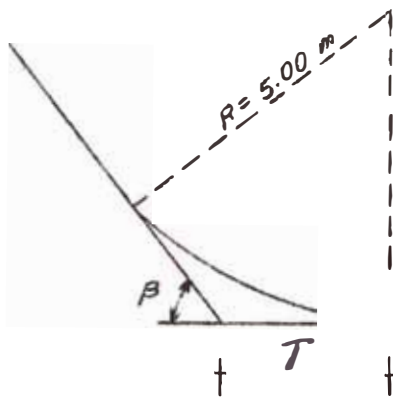


FIG. # 11

$$\beta = \text{arc Tg } \frac{1}{\frac{3}{2}}$$

$$\beta = 33^{\circ} 40'$$

Por tratarse de una curva circular.

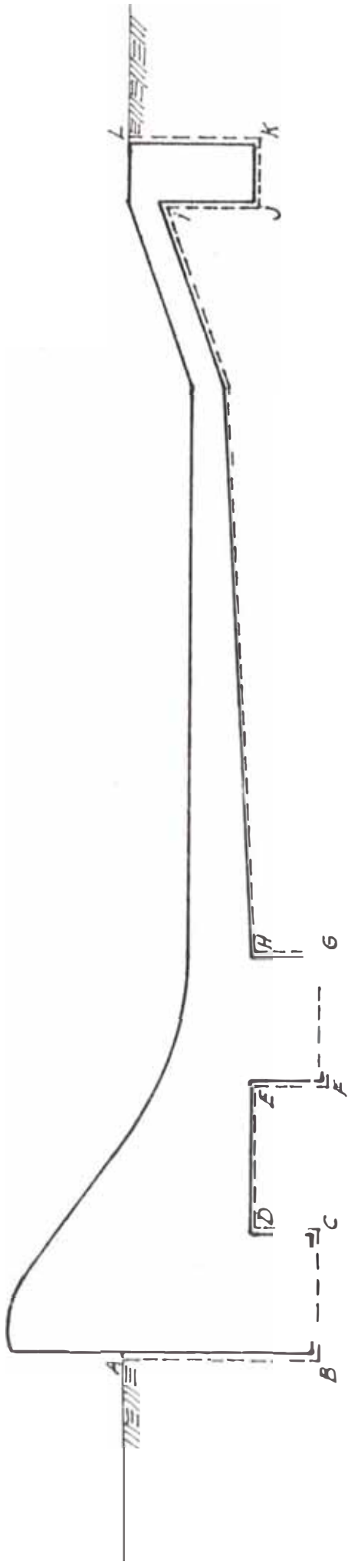
$$T = r \text{ t g } \frac{\beta}{2} \quad (\text{XXI})$$

$$T = 5(.30255)$$

$$T = 1.50 \text{ mts.}$$

Con lo cual queda definido el perfil externo de la estructura Barraje - Poza de disipación.

4.53.- LONGITUD DE CIMENTACION.- La mínima longitud de cimentación necesaria para el conjunto Barraje-Poza de Disipación, será aquella que contrarrestare los efectos negativos derivados de la filtración de las aguas; - siendo la subpresión y el sifonamiento, los principales efectos mencionado, será necesario analizar dichos fenómenos para así verificar la seguridad de la obra. Para visualizar el fenómeno de la filtración de las -



aguas, así como sus efectos producidos, analizaremos la Fig. 12 donde se muestra el perfil longitudinal de un barraje y su comportamiento hidráulico ante las aguas, filtrantes, de dicha Fig. se infiere que las aguas del nivel inferior del cauce, detenidos por el barraje, quedan sujetas a la presión ejercida por el agua existente sobre ellas lo cual hace que se infiltren a través del terreno de cimentación, debida que están dotadas de una cierta carga hidráulica Δh , definida por la diferencia existente entre el nivel de agua arriba del barraje y el de agua abajo.

$$\Delta h = \text{Niv. aguas arriba} - \text{Niv. aguas abajo} \quad (\text{XXII})$$

Esta carga hidráulica hace que dichas partículas inicien su desplazamiento, para lo cual seguirán la trayectoria formada por el perímetro común a la estructura y al lecho del río, y no necesariamente el camino mas corto. Así en la Fig. N° 12 tendríamos que las aguas infiltrantes seguirían la trayectoria señalada por el trazo interrumpido A - L; por ejemplo, no irán de C a F directamente sino que recorren C - D - E - F siendo en el recorrido total A - L donde perderán la carga hidráulica disponible. Habiéndose llegado a determinar que ésta pérdida de carga no es directamente proporcional a dicho perímetro sino que difieren las cargas pérdidas en un recorrido horizontal y en otro de igual magnitud pero vertical; ésto debido a la diferente resistencia que en dicho sentido ofrece el

terreno de cimentación por razones de permeabilidad, estratificación etc.

En la actualidad para estudiar estos fenómenos de sifonamiento y subpresión se sigue la teoría de la rotura hidráulica elaborado por Lane, quien luego de analizar diversas presas construídas sobre cimentación permeable, elaboro sus conclusiones, siendo las principales las sgtes:

- La distancia de ruptura compensada de la sección transversal de una presa es la suma de las distancias verticales de ruptura (con inclinación mayor de 45°), más un tercio de las distancias de rupturas horizontales (con inclinación menor de 45°) o sea:

$$L_c = \sum L_v + 1/3 \sum L H \quad (XXIII)$$

L_c = Longitud compensada

$\sum L_v$ = Suma de longitudes verticales

$\sum L H$ = " " " horizontales

- La relación de carga compensada C , es igual a la distancia de ruptura compensada dividida por la carga efectiva.

$$C = \frac{L C}{\Delta h} \quad (XXIV)$$

- La subpresión que se debe usar en el proyecto puede estimarse suponiendo que la caída de presión del agua del vaso a la de descarga a lo largo de la línea de contacto entre la presa y la cimentación es

proporcional a la distancia de ruptura compensada. Basandose en los resultados hallados, Lane, recomendó para la relación compensada la adopción de los valores mostrados en la siguiente tabla:

T A B L A II

<u>M A T E R I A L</u>	<u>COEFICIENTE LANE</u>
Arena muy fina ó limo	8.5
Arena fina	7.0
Arena tamaño medio	6.0
Arena gruesa	5.0
Grava fina	4.0
Grava Media	3.5
Grava y Arena	3.5
Grava Gruesa	3.0
Bloques con Grava	2.5
Bloque Grava y Arena	2.5
Arcilla plástica	3.0
Arcilla de consistencia media	2.0
Arcilla Dura	1.8
Arcilla muy Dura	1.6

Para disminuir los efectos negativos derivados de la filtración de las aguas se recurre al uso de mayores longitudes de Zampeado, ya sea aguas arriba ó aguas abajo; así como también al empleo de dentellones, a lo largo del recorrido de las aguas, con la finalidad de alargar la longitud compensada.

Tanto para el sifonaje como para la subpresión, el análisis se deberá efectuar para aguas máximas y mínimas, tomando los casos mas desfavorables.

De lo anteriormente anotado se deduce que la carga hidráulica de las aguas filtrantes varía en forma proporcional a la longitud compensada recorrida.

Cuando la relación de carga compensada no alcanza el valor mínimo (indicando en la anterior tabla), de acuerdo al terreno de cimentación, se produce una erosión subterránea causada por las aguas filtrantes, dando origen la formación de un delgado túnel o sifón de descarga debajo de la base de la estructura, este túnel aumenta rápidamente de sección hasta que en un instante dado la estructura queda en el aire lo cual origina su colapso; a este tipo de falla se le denomina rotura por sifonaje.

La subpresión en cambio viene a ser el empuje que sobre la base de la estructura ejerce el agua sumergida motivado por la carga hidráulica. Esta fuerza actua disminuyendo el peso de la presa, lo cual facilita la falla por deslizamiento ó volteo.

Para su cálculo se considera igualmente que la caída de presión ó carga es proporcional a la longitud compensada, considerándose que inicialmente la presión existente es igual al tirante hidráulico aguas arriba del barraje y que al final también su valor será igual al tirante respectivo.

Para fines prácticos se considera que no toda el área de cimentación esta inundada, sino que siempre existirá cierta fracción sólida, conservadoramente se considerará que la subpresión actúa sobre las 2/3 del área total de cimentación.

Además de propiciar el deslizamiento y vuelco de la estructura la subpresión puede originar también la rotura del zampeado y para que esto no ocurra el espesor del mismo se calcula para que por acción de su peso propio resista a la subpresión, recomendándose un coeficiente de seguridad de 1/3, de acuerdo a la cual tendríamos:

$$\gamma_{ct} = \frac{\gamma_c}{3} H \gamma_A \quad (XXV)$$

Donde:

γ_c = peso específico del concreto (t/m³)

t = espesor del zampeado (mts.)

H = valor de la subpresión (mts.)

γ_A = Peso específico del agua (t/m³)

Con la finalidad de aplicar los conceptos vertidos anteriormente, a la estructura Barraje-Poza de disipación de la toma de Bocanegra, asumimos como perfil tentativo el mostrado en la fig. N° 13 para verificar posteriormente si dicho dimensionamiento satisface las exigencias mínimas requeridas por la subpresión y el sifonamiento.

a.- ANALISIS DE LA SUBPRESION.- Para evaluar la subpresión que se presenta primeramente determinamos el valor de la longitud compensada, así de la Fig. N° 13 obtenemos:

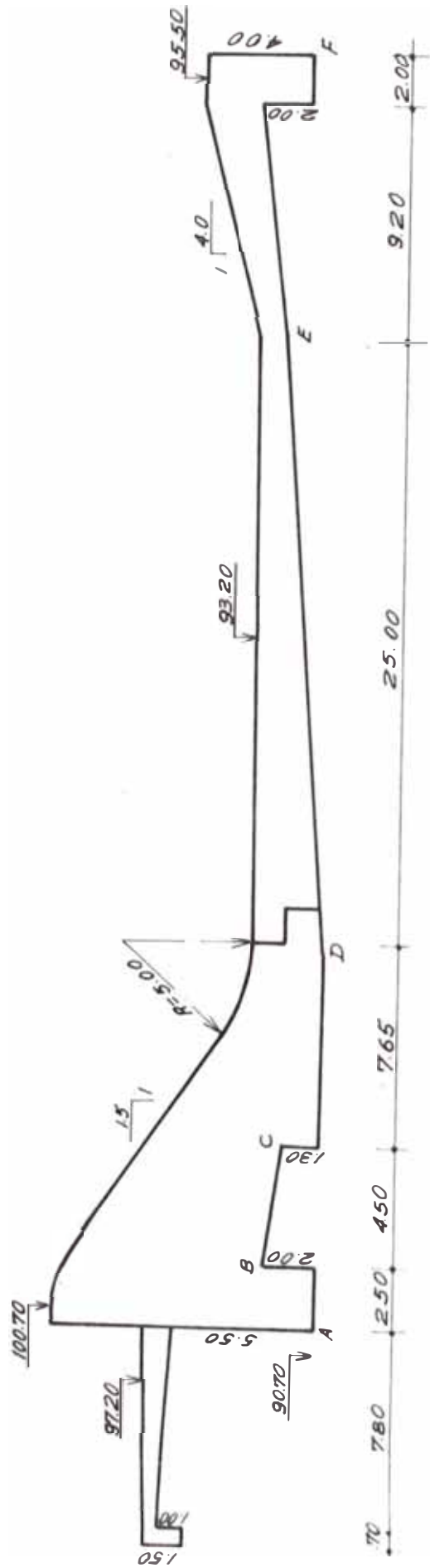


FIGURA N 13

	Long.Normal			Long.Compensada
Longitud vertical	17.30	+	1=	17.30
Longitud horizontal	59.35	+	3=	<u>19.78</u>
				37.08
Longitud compensada:	37.00 mts.			

Para determinar el valor de la subpresión más desfavorable, habrá que considerar los casos extremos de aguas máximas y mínimas.

I.- AGUAS MAXIMAS

Para éste caso considerando la descarga de diseño, y de acuerdo a la expresión XXII tenemos que la carga hidráulica sería:

$$\Delta L = 103.90 - 98.15 = 5.75$$

y como de acuerdo a lo calculado en 4.13 el tirante del río es de 2.65 mts. queda definido el diagrama de subpresión tal como se muestra en la figura N° 14.

A continuación el cálculo de la subpresión para las diferentes secciones críticas mostradas en la Fig. N° 13 :

- SECCION A:

Long. vertical L.V.	8.00
Long. horizontal H.	8.50
Long. compensada L.C.	10.83 mts.

$$L_i = 37.00 - 10.83 = 26.17 \text{ mts.}$$

xi, los determinamos por semejanza de triángulos:

$$\frac{x_i}{5.75} = \frac{26.17}{37.00} ; x_i = 4.05$$

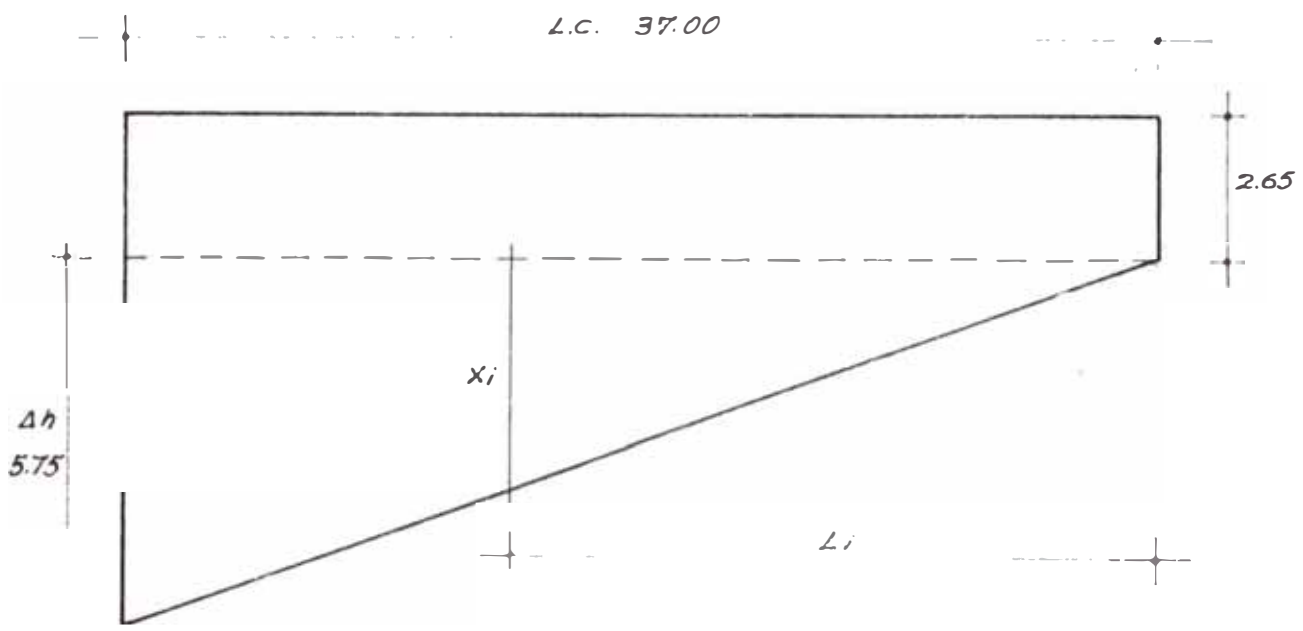


FIGURA # 14

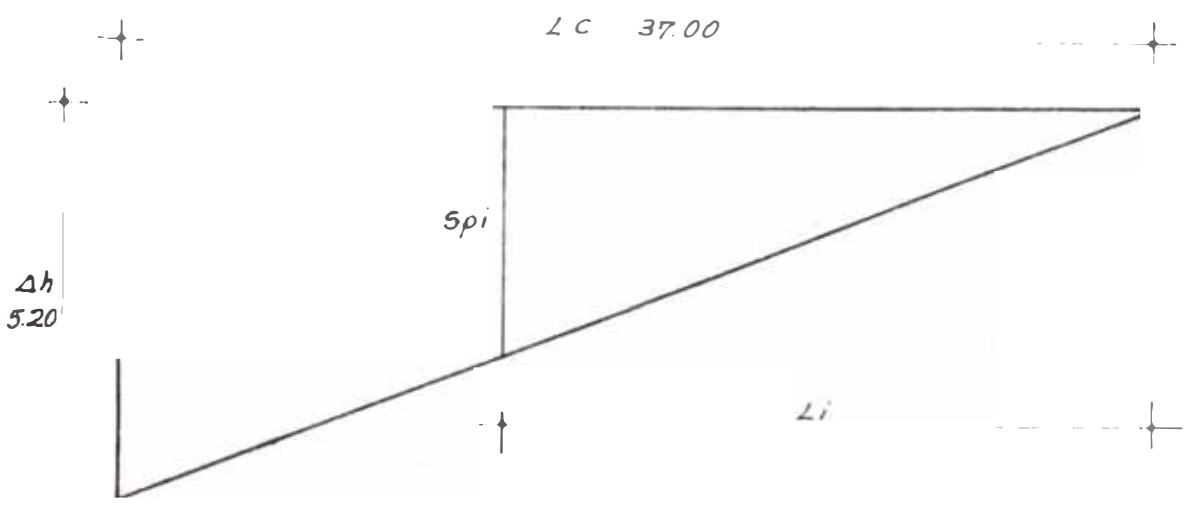


FIGURA # 15

La subpresión la sección A será:

$$\begin{aligned} \text{SpA} &= 4.05 + 2.65 \\ &= 6.70 \text{ mts.} \end{aligned}$$

- SECCION B:

$$\text{L.V} : 10.00$$

$$\text{L.H} : 11.00$$

$$\text{L.C} : 13.66$$

$$\text{Li} : 37.00 - 13.66 = 23.34$$

Por semejanza de triángulos

$$\frac{\underline{\text{xi}}}{5.75} = \frac{23.34}{37.00} ; \quad \text{xi} = 3.61$$

$$\text{SpB} = 3.61 + 2.65 = 6.26 \text{ mts.}$$

- SECCION C:

$$\text{L.V.} : 10.00$$

$$\text{L.H.} : 15.50$$

$$\text{L.C.} : 15.16$$

$$\text{Li} = 37.00 - 15.16 = 21.84$$

Por semejanza de triángulos

$$\frac{\underline{\text{Xi}}}{5.75} = \frac{21.84}{37.00} ; \quad \text{xi} = 3.38 \text{ mts.}$$

$$\text{SpC} \quad 3.38 + 2.65 = 6.03 \text{ mts.}$$

- SECCION D:

$$\text{L.V.} : 11.30$$

$$\text{L.H.} : 23.15$$

$$\text{L.C.} : 19.02$$

$$\text{Li} : 37.00 - 19.02 = 17.98$$

Por semejanza de triángulos

$$\frac{x_i}{5.75} = \frac{17.98}{37.00} ; \quad x_i = 2.77$$

$$SpD : \quad 2.77 + 2.65 = 5.42 \text{ mts.}$$

- SECCION E:

$$L.V. : \quad 11.30$$

$$L.HL : \quad 48.15$$

$$L.C. : \quad 27.35$$

$$L.i : \quad 37.00 - 27.35 = 9.65$$

Por semejanza de triángulos

$$\frac{x_i}{5.75} = \frac{9.65}{37.00} ; \quad x_i = 1.47$$

$$SpE : \quad 1.47 + 2.65 = 4.12 \text{ mts.}$$

- SECCION F:

$$L.V. : \quad 13.30$$

$$L.H. : \quad 59.35$$

$$L.C. : \quad 33.08$$

$$L_i : \quad 37.00 - 33.08 = 3.92$$

Por semejanza de triángulos

$$\frac{x_i}{5.75} = \frac{3.92}{37} ; \quad x_i = 0.60$$

$$SpF = \quad 0.60 + 2.65 = 3.25 \text{ mts.}$$

II AGUAS MINIMAS:

Para éste caso consideramos como carga hidráulica el desnivel existente entre la cresta del barraje y el nivel del lecho del río aguas abajo luego:

$$AH = 100.70 - 95.50 - 5.20 \text{ mts.}$$

Bajo estas condiciones, el diagrama de subpresiones será como el mostrado en la Figura N° 15.

La subpresión en las diferentes secciones críticas lo determinamos por semejanza de triángulos.

SECCION A

$$\frac{\text{SpA}}{5.20} = \frac{26.17}{37.00} \quad \text{SpA} = 3.66 \text{ mts.}$$

SECCION B

$$\frac{\text{SpB}}{5.20} = \frac{23.34}{37.00} \quad \text{SpB} = 3.27 \text{ mts.}$$

SECCION C

$$\frac{\text{SpC}}{5.20} = \frac{21.84}{37.00} \quad \text{SpC} = 3.06 \text{ mts.}$$

SECCION D

$$\frac{\text{SpD}}{5.20} = \frac{17.98}{37.00} \quad \text{SpD} = 2.52 \text{ mts.}$$

SECCION E

$$\frac{\text{SpE}}{5.20} = \frac{9.65}{37.00} \quad \text{SpE} = 1.35 \text{ mts.}$$

SECCION F

$$\frac{\text{SpF}}{5.20} = \frac{3.92}{37.00} \quad \text{SpF} = 0.55 \text{ mts.}$$

Con los valores obtenidos y previamente al chequeo de la longitud de percolación verificaremos si los espesores su puestos para la estructura, son suficientes.

- Espesor: El espesor de la estructura en sus diferentes - secciones críticas lo calcularemos con la expresión XXV de

acuerdo a lo cual obtenemos.

SECCION A

$$t A = \frac{4 (6.70)}{3 (2.40)} = 3.72 \text{ mts.}$$

Valor inferior al que se ha previsto en la estructura.

SECCION B

$$T B = \frac{4 (6.26)}{3 (2.40)} = 3.47 \text{ mts.}$$

Igualmente valor menor al previsto en la estructura.

SECCION C

$$T C = \frac{4 (6.03)}{3 (2.40)} = 3.35 \text{ mts.}$$

Valor menor que el previsto.

SECCION D

En esta sección en época de aguas máximas, donde se presenta la mayor subpresión, se produce un tirante de agua de 0.95 mts. que contrarresta en parte dicha subpresión, por lo que sólo la diferencia deberá ser absorbida por el peso propio de la fundación.

$$SpD = 5.44$$

$$SpD = 5.44 - 0.95 = 4.49 \text{ mts.}$$

$$T D = \frac{4 (4.49)}{3 (2.40)} = 2.49 < 2.50$$

SECCION E

Al igual que el caso anterior, en esta sección, existe un tirante de agua de 5.68 mts. que por si solo ya es superior a los 4.12 mts. de subpresión, que en dicha sección se presenta por lo cual será suficiente el espesor mínimo de 1.00 mts.

En época de aguas mínimas al desaparecer el tirante - se requerirá un espesor de:

$$t_E = \frac{4 (1.35)}{3 \cdot 2.40} = 0.75 < 1.00 \text{ mts.}$$

En conclusión los valores supuestos como espesores de la estructura, satisfacen las exigencias de la subpresión.

b.- SIFONAMIENTO .- Para contrarrestar la posibilidad del sifonamiento debemos obtener una carga compensada (C) superior al valor que da la tabla II, para el correspondiente material de cimentación. Aplicando la relación XXIV.

Obtenemos:

$$C = \frac{37.00}{5.75} = 6.4 > 4.0$$

El perfil asumido como línea de cimentación, satisface - las exigencias requeridas para contrarrestar el sifonamiento.

En conclusión el perfil mostrado en la Fig. N° 13 es correcto desde el punto de vista hidráulico, quedando supeditado únicamente a verificar su comportamiento estructural.

4.60.- DIMENSIONAMIENTO DEL BOCAL DE CAPTACION.- Esta parte tal como se estableció en el primer capítulo está - constituido por los siguientes elementos:

- Ventana de Captación
- Cámara de tranquilización
- Sistema de entrega de Aguas

4.61.- VENTANA DE CAPTACION.- La ventana de captación para - cumplir con las exigencias mínimas de funcionamiento

deberá tener determinadas características que garantizcen la captación de un caudal mayor que el que se piensa derivar, con la finalidad de emplear el caudal excedente en la purga de la cámara de tranquilización.

El comportamiento de esta ventana será similar al de un orificio ahogado, por lo tanto su dimensionamiento estará regido por la relación:

$$Q = CA \sqrt{2gh} \quad (\text{XVI})$$

donde:

Q = caudal ingresante

C = coeficiente (0.6)

A = área de la ventana

g = gravedad

h = desnivel entre superficies de agua

Su ubicación con respecto al fondo del cauce, está limitada en el nivel superior por la cresta del barraje, debiendo quedar por lo menos 10 centímetros - por debajo de esta, en cuanto al nivel inferior deberá estar a una altura tal que evite el ingreso de material sólido a través de ella; siendo recomendable - que dicha altura mínima sea de 60 centímetros.

De acuerdo a lo enunciado, para la toma materia - del presente diseño, y para un caudal a captar de - 3.00 m³/seg. con un desnivel mínimo de 15 centímetros obtenemos:

$$A = 3.00 / .6 \sqrt{19.6 \times .15^1} = 3.00 \text{ m}^2$$

Utilizaremos una ventana de 4.00 x .80 dando mayor área para compensar la reducción de área por la colocación de una rejilla.

El nivel superior de la ventana será:

$$Ns = 100.70 - .15 = 100.55 \text{ mts.}$$

siendo el nivel inferior

$$NI = 100.55 - .80 = 99.75$$

altura sobre el lecho del río

$$h = 99.75 - 97.20 = 2.55 \text{ mts.}$$

4.62.- CAMARA DE TRANQUILIZACION.- Tal como su nombre lo indica esta cámara tiene como principal objetivo, aquietar las aguas propiciando la sedimentación del material sólido y su inmediata eliminación.

Su dimensionamiento y forma debe adecuarse a la topografía del terreno tratando de crear las condiciones hidráulicas más favorables para una purga rápida y eficaz a través del canal desrripador para tal efecto es recomendable el empleo de un segundo rebose previo a la entrega de las aguas al canal de derivación.

Así en la toma que se está diseñando se ha optado por una cámara cuyas paredes laterales forman un ángulo de 60°, respecto del eje longitudinal del cauce; el acceso de las aguas de ésta cámara hacia las compuertas del canal de derivación se efectúa mediante el denominado segundo rebose cuya coronación alcanza la cota de 99.70 mts.

4.70.- DIMENSIONAMIENTO DEL SISTEMA DE LIMPIA:

El sistema de limpia de una toma tiene por objetivo evitar la colmatación de sólidos que inutilizan total o parcialmente la estructura; éste fenómeno principalmente se presenta en el cauce del río frente a la ventana de captación y en la poza de tranquilización por ello las tomas en nuestro medio presentan un sistema de limpia conformado por un canal despedrador y un canal desrripiador.

4.71.- CANAL DE LIMPIA:

Este canal ubicado entre la ventana de captación y el barraje fijo da lugar al denominado barraje móvil, cuya finalidad es evitar la acumulación del material sólido frente a la ventana de captación.

Aún cuando no existe una regla fija para dimensionar éste canal, se acepta como tal, un canal con capacidad suficiente para evacuar el caudal medio del río, a una velocidad mayor de 2m/seg. para facilitar el arrastre del material sólido, debiéndose regular el ingreso de las aguas a éste canal mediante un sistema de compuertas, colocadas a lo ancho del mismo, y apoyadas sobre muros de concreto.

En nuestro caso para una sección rectangular de 3.00 mts. de ancho obtendremos las siguientes características geométricas e hidráulicas.

$n = 0.040$	$R = .923$
$s = 0.015$	$R' = .947$
$d = 2.40 \text{ m}$	$Q = 27.2 \text{ m}^3/\text{seg.}$
$A = 7.2 \text{ m}^2$	$V = 3.75 \text{ m /seg.}$
$P = 7.8 \text{ m}$	$H_v = .70 \text{ m.}$

De acuerdo a las cuales podemos observar que se satisface la exigencia de volumen de descarga ya que el caudal medio del río Rímac es de $28 \text{ m}^3/\text{seg.}$ y además la velocidad de las aguas es de 3.75 m/seg. suficiente para provocar el arrastre del material sólido.

Este canal posee además una caída de nivel el cual se salva mediante un perfil formado por una curva compuesta tal como se muestra en los planos correspondientes.

El ingreso de las aguas a éste canal estará regulado por una compuerta deslizante.

4.72.- CANAL DESRRIFIADOR: Este canal tiene su origen en la cámara de tranquilización y tiene como finalidad eliminar los sólidos que debido a su reducido diámetro pudieron haber ingresado a dicha cámara a través de la ventana de captación, además sirve para evacuar el exceso de aguas que se hubieran captado, por consiguiente su dimensionamiento debe ser tal que logre evacuar este exceso de aguas a una velocidad aproximada de 1.5 m/seg.

Para la toma que estamos diseñando se ha optado -

por un canal rectangular de noventa centímetros de ancho, el cual de acuerdo a la expresión de Manning tendrá las siguientes características:

$n = .030$	$R = .27$
$s = .015$	$R^{2/3} = .418$
$d = .70 \text{ m}$	$Q = 1.00 \text{ m}^3/\text{seg.}$
$A = .63 \text{ m}^2$	$V = 1.65 \text{ m/seg.}$
$p = 2.30 \text{ m}$	$h_v = .14 \text{ m}$

Siendo el caudal similar al excedente que se necesita evacuar y además su velocidad capaz de arrastrar el material sedimentado, se acepta dicha sección como correcta.

Este canal desagua sobre el lado derecho del ca - nal despedrador siendo el ángulo entre ejes de 30° según se muestra en los planos correspondientes.

4.80.- DIMENSIONAMIENTO DE LOS MUROS DE ENCAUZAMIENTO

Los muros de encauzamiento son estructuras dispuestas en el cauce del río con la finalidad de facilitar el escurrimiento de las aguas, evitando que éstas se desborden y originen inundaciones que además de afectar las áreas colindantes puedan causar daños a las estructuras hidráulicas, así mismo protegen contra la erosión a las riberas delimitando el cauce del río.

El dimensionamiento de éstos elementos básicamente es estructural, ya que hidráulicamente solo requie

ren tener una altura tal que su cota de coronación es té por encima del nivel máximo de agua, más un borde libre de seguridad. La determinación de éste nivel de agua se efectúa en el estudio del remanso hidráulico para la zona aguas arriba del barraje, y aguas abajo lo obtenemos del resalto hidráulico ya analizado.

4.81.- REMANSO HIDRAULICO.- Aguas arriba de la toma y por efecto del barraje se producirá una alteración en el escurrimiento de las aguas, presentandose una sobre elevación del nivel de ellas, ésta variación de niveles lo podemos evaluar determinando el pérfil del remanso hidráulico producido, la tabulación de los diferentes valores para el caudal de diseño y las dimensiones del cauce que se tiene se presentan en el cuadro N° 3 y el gráfico del pérfil correspondiente en la figura N° 16, pudiendo de ésta forma establecer la cota de coronación de los muros existentes.

4.82.- MUROS AGUAS ARRIBA DE BARRAJE.-

De la figura N° 16 se desprende que el máximo nivel de aguas podría alcanzar la cota de 103.90 mts. y considerando un borde libre de seguridad de 0.50 mts. obtenemos que la cota de coronación de los muros debe ser de 104.50 mts.

C U A D R O N º 3

C A L C U L O D E L R E M A N S O H I D R A U L I C O

Q = 530 m³/seg. ; n = 0.040 ; SO = 0.01 ; b = 45 mts.

Y (mts)	A (m ²)	P	R	R ^{4/3}	V m/seg	V ^{2/2g} m	E m	ΔE m	Sf	Sf	So-Sf	Δx m	x m
6.70	301.5	58.4	5.16	8.87	1.75	.16	6.86		.000552				
6.40	288.0	57.8	4.98	8.46	1.84	.17	6.57	.29	.000640	.000596	.009404	30.83	30.83
6.10	274.5	57.2	4.80	8.05	1.93	.18	6.28	.29	.000740	.000690	.009310	31.14	61.97
5.80	271.0	56.6	4.79	8.02	1.95	.20	6.00	.28	.000760	.000750	.009250	30.27	92.24
5.50	247.5	56.0	4.42	7.22	2.14	.23	5.73	.27	.001016	.000888	.009112	29.63	121.87
5.20	234.0	55.4	4.22	6.79	2.26	.26	5.46	.27	.001204	.001110	.008890	30.37	152.24
4.90	220.5	54.8	4.02	6.37	2.40	.29	5.19	.27	.001448	.001326	.008674	31.12	183.36
4.60	207.0	54.2	3.82	5.94	2.56	.33	4.93	.26	.001764	.001606	.008394	30.97	214.33
4.30	193.5	53.6	3.61	5.51	2.74	.38	4.68	.25	.002180	.001972	.008028	31.14	245.47
4.00	180.0	53.0	3.39	5.08	2.94	.44	4.44	.24	.002724	.002452	.007548	31.79	277.26
3.70	166.5	52.4	3.18	4.65	3.18	.52	4.22	.22	.003480	.003102	.006898	31.89	309.15
3.40	153.0	51.8	2.95	4.22	3.46	.61	4.01	.21	.004540	.004010	.005990	35.05	344.20
3.10	139.5	51.2	2.72	3.79	3.80	.74	3.84	.17	.006096	.005318	.004682	36.30	380.50

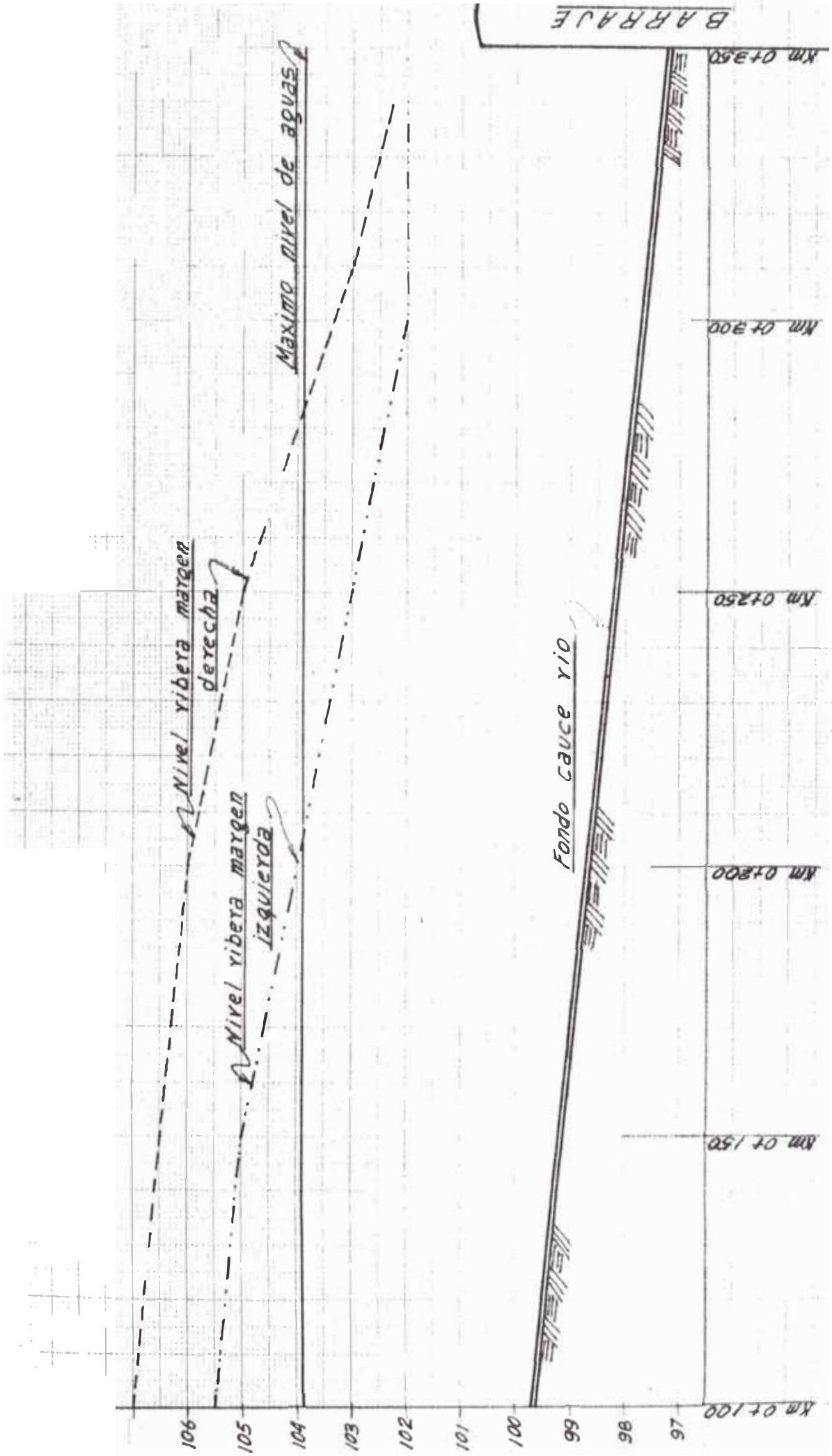


FIGURA # 16

4.83.- MUROS DE BARRAJE Y POZA DE DISIPACION.-

Estando el solado de la poza de disipación ubicado en el nivel 93.20; y siendo el máximo tirante conjugado de 5.68 mts., la cota del nivel de agua será - de 98.90 mts., luego con 0.60 mts. de seguridad, obtenemos una cota de coronación de 99.50 mts.

C A P I T U L O V

5.00 DISEÑO ESTRUCTURAL

Habiendo concluido el dimensionamiento hidráulico de los distintos elementos que conforman el proyecto, el paso siguiente consistirá en verificar que dichas dimensiones satisfagan las exigencias mínimas de estabilidad y resistencia ya que de lo contrario será necesario modificar determinadas dimensiones sin alterar el comportamiento hidráulico de la estructura ó en todo caso situarse del lado de la seguridad.

Este diseño deberá abarcar todos los elementos que forman la toma, determinando en los casos que fuese necesario el refuerzo de acero requerido.

5.10.- DISEÑO DEL BARRAJE.— Siendo el barraje un elemento fundamental en la toma, por cuanto de él depende en gran medida la eficiencia en la captación, es que el análisis para su diseño debe efectuarse bajo las condiciones más severas, de tal modo que sea capaz de soportar las fuerzas que se preveen actuaran sobre él durante su funcionamiento, para lo cual habrá que evaluar la magnitud de las fuerzas actuantes más significativas. A continuación se efectúa dicho análisis por unidad de longitud.

a) PESO PROPIO (W).— Viene a constituir la fuerza más importante para garantizar la seguridad del elemento, ya que por tratarse de una presa de gravedad, su esta

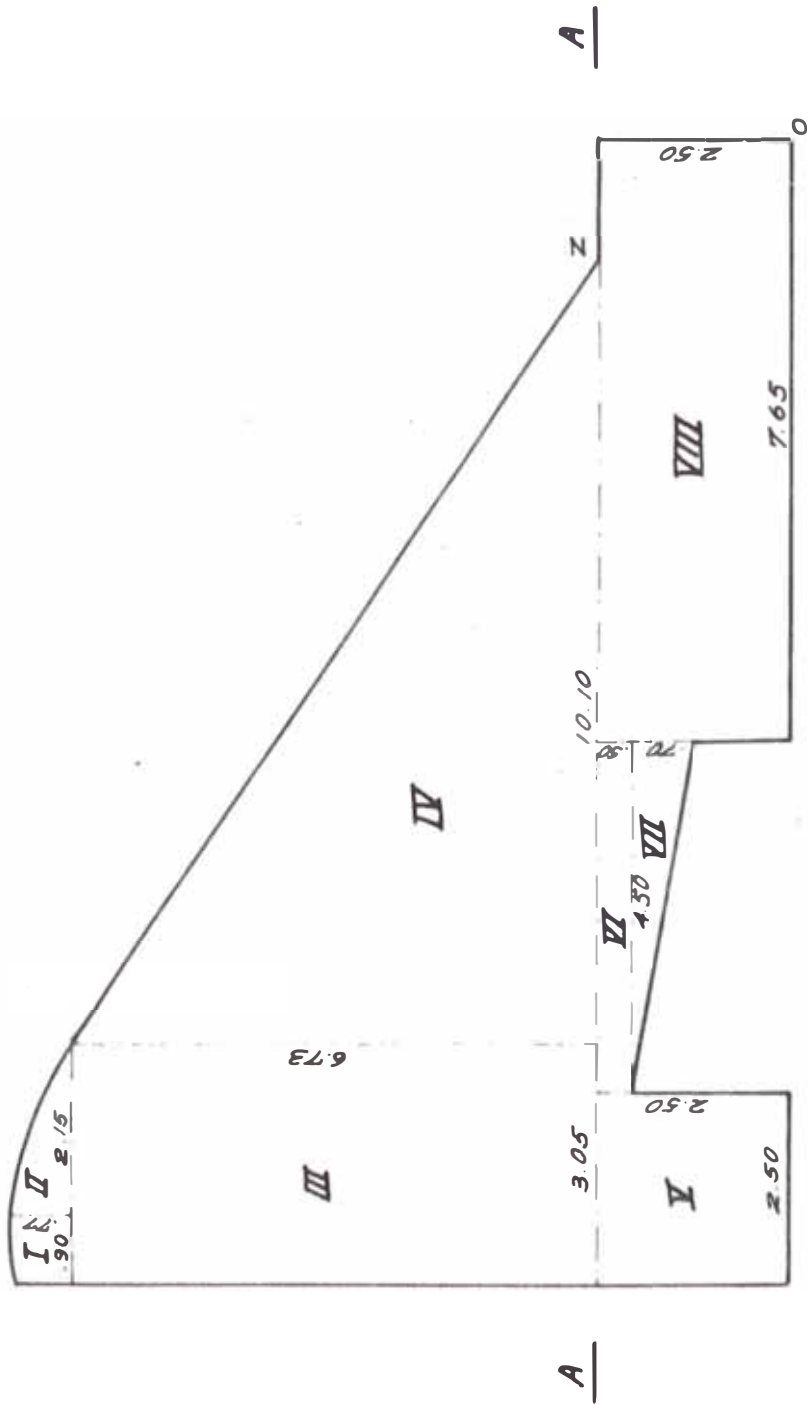


FIGURA 17

bilidad dependerá de que su peso propio sea capaz de contrarrestar las fuerzas que sobre el actuen desfavorablemente, por tal motivo su construcción se efectúa con el material de mayor peso específico (generalmente concreto ciclópeo). La fuerza resultante del peso propia es vertical y su línea de acción pasa por el centro de gravedad de la sección analizada.

Para evaluar la magnitud de ésta fuerza y por facilidad de cálculo el perfil del barraje ha sido dividido en diversas secciones, tal como se muestra en la Fig. N° 17, calculándose para cada una de ellas la magnitud de su peso propio así como también el momento que generan con respecto al eje que pasa por el punto "O".

A continuación se muestra el Cuadro con los valores tabulados:

C U A D R O N° 4

SECCION	VOLUMEN	γ T/m ³	W Tn.	X (M)	($\gamma n-m$)
I	0.69	2.4	1.65	14.20	23.43
II	1.07	2.4	2.56	12.50	32.00
III	20.52	2.4	49.24	13.13	646.52
IV	30.98	2.4	81.55	8.23	671.15
	6.25	2.4	15.00	13.40	201.00
VI	2.25	2.4	5.40	9.90	53.46
VII	1.57	2.4	3.76	9.15	34.40
VIII	19.12	2.4	45.88	3.85	175.72
TOTAL			205.04		1837.68

La resultante estará actuando a: $x = 1837.68/205.04 = 8.96$ m.

b) EMPUJE HIDROSTATICO (E).- Por tratarse de una presa vertedora existiran dos fuerzas debido al empuje del agua, una vertical y que normalmente no se considera salvo que sea de una magnitud muy importante y otra horizontal cuya magnitud en una presa vertedora viene dada por el área del trapezoide ABCD de la Fig. N° 18, pasando su línea de acción por el centro de gravedad del trapezoide, aplicando tales conceptos y de acuerdo a la Fig. N° 19, obtenemos:

C U A D R O N° 5

SECCION	F(Tn)	x(mt.)	M. (Tn-m)
I	11.20	1.75	19.60
II	<u>6.12</u>	2.34	<u>14.32</u>
TOTAL	17.32		33.92

Luego la resultante estará actuando a una distancia, x de la coronación igual a:

$$x = \frac{33.92}{17.32} - 1.95 \text{ mts.}$$

y por consiguiente a: 8.05 mts. de la base de cimentación.

c) EMPUJE DEBIDO AL SEDIMENTO (S).- Sobre la parte inferior del parámetro de aguas arriba de la presa, actuará un empuje debido a los sólidos allí existentes y que para la evaluación de estas magnitudes el Bureau of Reclamation dá las recomendaciones siguientes - Considerar para la carga horizontal, al sólido como

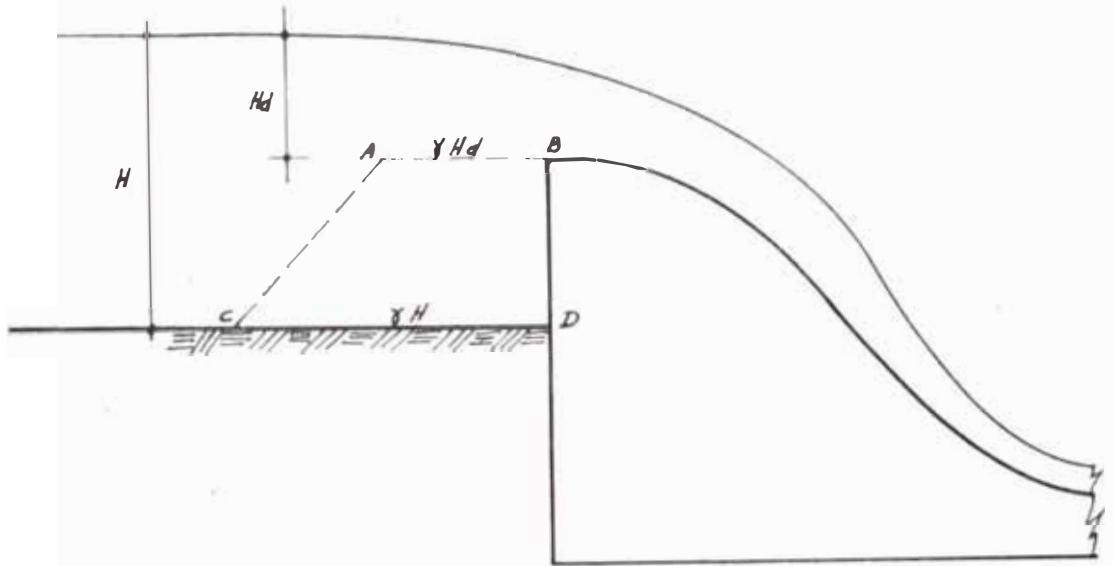


FIGURA # 18

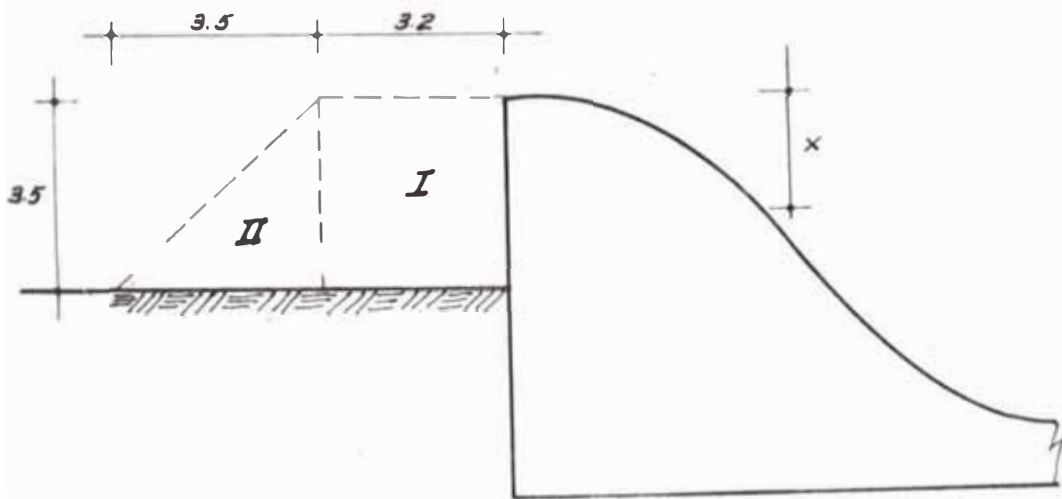


FIGURA # 19

un líquido de $\gamma = 1.4 \text{ tn/m}^3$

- Para la carga vertical como un líquido de $\gamma = 1.9 \text{ tn/m}^3$

De acuerdo a lo cual obtendríamos, un empuje debido al sedimento de:

$$S = \frac{1}{2} (1.4) (6.5)^2$$

$$S = 29.57 \text{ Tn}$$

Esta fuerza estará actuando a una distancia

$$x = \frac{6.5}{3} - 2.17 \text{ mts. de la base de sustentación.}$$

d) EMPUJE DEBIDO A LA SUBPRESION (H).- La fuerza de subpresión de acuerdo a lo que se estableció en 4.53, actúa sobre la base del barraje según el diagrama mostrado en la Fig. N° 20 y en una área equivalente a los $\frac{2}{3}$ del área total siendo su punto de aplicación el correspondiente al centro de gravedad del trapecoide; de acuerdo a esto y a lo calculado en 4.53 el diagrama de presiones, es el mostrado en la Fig. N° 21, cuya tabulación de valores se presenta en el siguiente Cuadro:

C U A D R O N° 6

SECCION	H(Tn.)	2/3 H(Tn.)	d(mts.)	M(Tn.mts.)
I	79.696	53.100	7.32	388.70
II	9.230	<u>3.100</u>	4.88	<u>15.10</u>
TOTAL		56.200		403.80

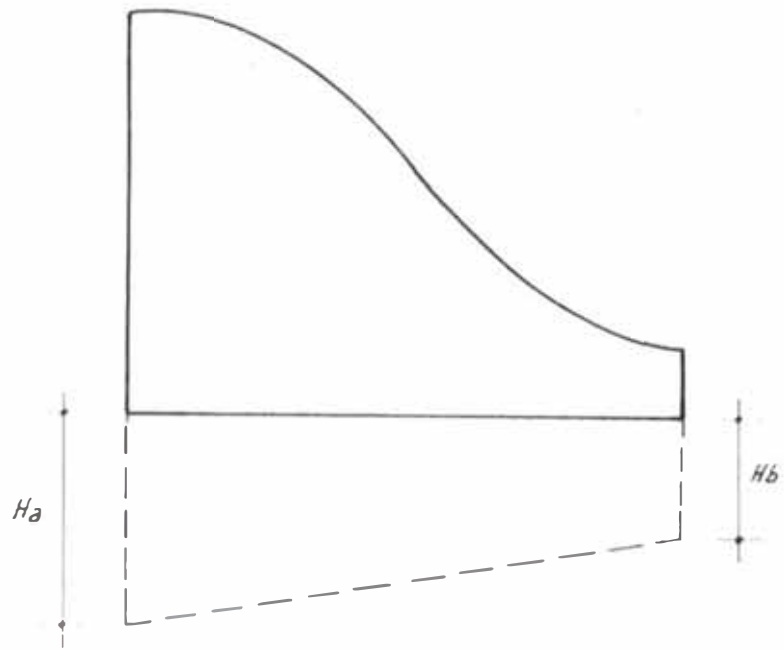


FIGURA # 20

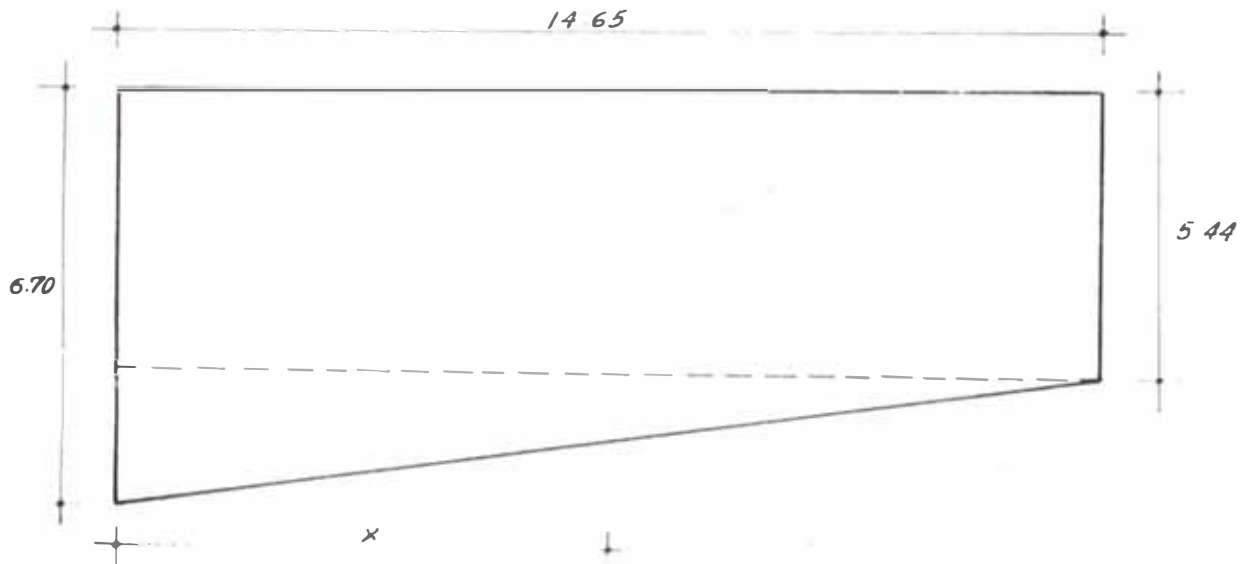


FIGURA 21

Luego el valor de la fuerza de subpresión será:

$$H = 56.20 \text{ Tn.}$$

actuando a una distancia XH de la arista anterior -
igual a:

$$X_H = \frac{403.80}{56.20} = 7.18 \text{ mts.}$$

En conclusión el barraje estará sujeto a las fuerzas cuya magnitud y punto de aplicación se muestran en la Fig. N° 22, de acuerdo a lo cual efectuaremos el chequeo para verificar su estabilidad con respecto al:

- Deslizamiento
- Volteo
- Esfuerzos excesivos

5.11.- SEGURIDAD CONTRA EL DESLIZAMIENTO

El deslizamiento se produce debido a que el empuje horizontal hidrostático; así como el de los sedimentos tienden a desplazar horizontalmente el barraje debiendo ser contrarrestado por acción de su peso propio, para considerarlo seguro contra el deslizamiento su coeficiente de seguridad (c.S.D.), debe ser igual ó mayor que 1.50.

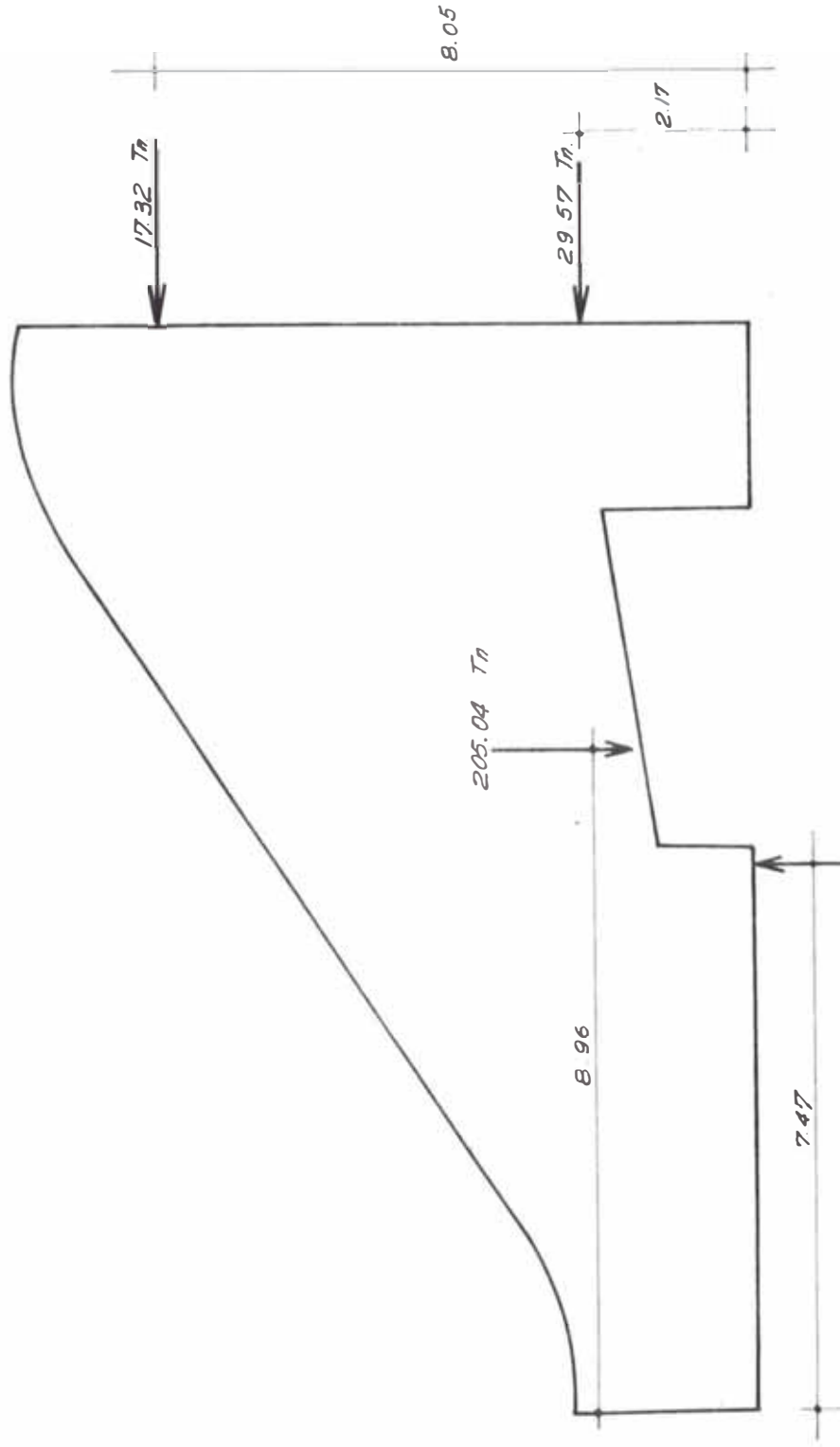
$$C. S. D. = \frac{\sum FV}{\sum FH} \phi \quad (\text{XXVII})$$

Donde:

$\sum FV$ = Suma de fuerzas verticales (W - H)

$\sum FH$ = Suma de fuerzas horizontales (E + S)

- Coeficiente de fricción entre el material del elemento y el de cimentación.



56.20 Tn.

FIGURA # 22

Este coeficiente de fricción ϕ , varía de acuerdo a los materiales en contacto recomendándose para una estructura de concreto los valores siguientes:

T A B L A N° 3

<u>TIPO SUELO</u>	<u>ϕ</u>
- Suelo limoso	0.35
- Suelo granular limoso	0.45
- Suelo granular limpio	0.55
- roca	0.70

Luego con los valores obtenidos anteriormente tendríamos :

$$FV = (W - H) = 205.04 - 56.20 = 148.84 \text{ Tn.}$$

$$FH = (E + S) = 17.57 + 29.57 = 46.89 \text{ Tn.}$$

aplicando la expresión XXVII, tenemos:

$$C. S. D. = \frac{148.84 (0.55)}{46.89} - 1.75 > 1.50$$

El barraje es seguro contra el deslizamiento.

5.12.- SEGURIDAD CONTRA EL VOLTEO.-

El empuje horizontal de las fuerzas que actúan aguas arriba del barraje, así como la fuerza de subpresión tienden a producir un efecto de volteo, del elemento alrededor de su talón de aguas abajo, el cual debe ser contrarrestado por el peso del elemento con un factor de seguridad mínimo de 2.00

$$C. S. V. = \frac{\text{Momentos estabilizantes}}{\text{Momentos de volteo}} \quad (\text{XXVIII})$$

Cuando la sección analizada sea insuficiente para alcanzar el coeficiente de seguridad indicado habrá que variar la sección o dotarla de algún talón adicional que le de mayor estabilidad contra el volteo.

Efectuando el análisis tendríamos:

- Momentos de Volteo

	F(Tn)	d(nts.)	M(Tn-nts)
Empuje del agua	17.32	8.05	139.420
Empuje Sólidos	29.57	2.17	64.160
Subpresión	56.20	7.47	419.810
			MV = 623.390

- Momento estabilizante.- Esta producido por el peso propio del barraje.

$$M_e = 205.04 (8.96) = 1837.15 \text{ T-m}$$

Luego:

$$C.S.V. = \frac{1837.15}{623.39} = 2.94 > 2.00$$

El barraje analizado es seguro contra el volteo.

5.13.- ESFUERZOS EXCESIVOS.-

Para completar el diseño estructural del barraje será necesario comprobar que las cargas actuantes no produzcan esfuerzos mayores a los admisibles, tanto a la estructura como también al terreno de la cimentación. Para el primero de los casos, la situación más desfavorable se presenta en el plano horizontal A-A, señalado en la Fig. N° 17, efectuando el análisis para dicha situación obtenemos el siguiente cuadro de valo

res:

C U A D R O N° 7

SECCION	VOLUMEN m ³	T/m ³	W Tn	x mts.	Tn - m
I	0.69	2.4	1.65	12.70	20.955
II	1.07	2.4	2.56	11.00	28.160
III	20.52	2.4	49.24	11.63	572.661
	30.52	2.4	81.55	6.73	548.830
TOTAL			135.00		1170.606

De acuerdo a los cuales la resultante estará actuando a una distancia de x igual a

$$x = \frac{1170.606}{135}$$

$$x = 8.67$$

Con una excentricidad de:

$$e = 2.10 \text{ mts.}$$

Luego para obtener los esfuerzos máximos y mínimos - aplicamos la relación siguiente:

$$\sigma = \frac{W}{L} + \frac{6 eW}{L^2} \quad (\text{XXIX})$$

Donde:

σ = Esfuerzos máximos y mínimos

W = Peso propio del elemento

e = Exoentricidad

L = Longitud de la sección analizada

Dando valores obtenemos:

$$\sigma_1 = 2.009 \text{ Kg./Cm}^2$$

$$\sigma_2 = 0.043 \text{ Kg./Cm}^2$$

Luego la sección analizada a nivel del plano A-A. sa -
tisface las exigencias requeridas.

Ahora efectuaremos el análisis para determinar la Pre
sión actuante sobre el terreno de cimentación dentro de éste
tipo de falla la más peligrosa y que debe evitarse es el que
se produzcan asentamientos diferenciales, ya que éstos de -
presentarse introducen nuevos esfuerzos dentro de la estruc-
tura que pueden determinar su colapso. El esfuerzo admisible
depende del tipo de material y según la magnitud de la obra
debe ser determinado por ensayos de laboratorio, sin embargo
pueden tomarse como valores referenciales los mostrados en -
la Tabla N° 4.

Además debe verificarse que no se presenten esfuerzos de -
tracción ya que éstos tienden a levantar el barraje en la zo
na donde actúan.

T A B L A N° 4

Roca	hasta 25 Kg./cm ²
- Grava	4 a 8 Kg./cm ²
- Arena Gruesa	3 a 6 Kg./cm ²
- Arena Húmeda	hasta 2 Kg./cm ²

Para el análisis que estamos efectuando las condicio-
nes extremas se presentarían cuando está actuando únicamente
el peso propio del elemento, luego de acuerdo a la Fig. N° -
22, tendríamos que la excentricidad será:

$$e = 1.64 \text{ mts.}$$

Aplicando la relación XXIX obtenemos:

$$\begin{aligned}\sigma &= 14.03 & 9.40 \\ \sigma_1 &= 2.34 & \text{Kg./cm}^2 \\ \sigma_2 &= 0.46 & \text{Kg./cm}^2\end{aligned}$$

De donde se desprende que no existirá tracción y que el valor máximo de la compensación es de 2.34 Kg./cm² lo cual es admisible para el terreno de cimentación que se tiene, además las condiciones de carga analizadas son extremas ya que en la práctica existirá una determinada fuerza debido a la subpresión que actuará reduciendo la presión sobre el terreno.

5.20.- PILARES DE APOYO

Estos elementos sirven de apoyo al puente de maniobras y de la pantalla frontal en los casos necesarios, así como también para izar las compuertas respectivas. Por tales motivos estructuralmente son los elementos encargados de resistir y transmitir al terreno de cimentación todas las fuerzas que inciden sobre ellos directa o indirectamente.

Estos pilares por el hecho de estar en contacto directo con las aguas, deberán tener formas hidrodinámicas con la finalidad de evitar en lo posible la turbulencia, para tal efecto existen diversas formas en cuanto a la sección de los mismos, tales como: circulares y rectangulares ya sea con terminación a media caña ó parabólica.

5.21.- PILAR: CANAL DE LIMPIA

En el proyecto considerado, analizaremos el pilar ubicado junto al barraje, para éste elemento tendremos:

a.- Fuerza Horizontal.- Está determinada por el empuje hidráulico, y por metro lineal resulta:

$$P = 1 \times 6.7 \times 6.7 / 2 = 22.445 \text{ Tn.}$$

Para el ancho tributario del pilar considerado resulta : $P = 22.445 \times 3 = 67.335 \text{ Tn}$

actuando la resultante a $1/3$ de la altura

$$x = 6.7 / 3 = 2.23 \text{ mts. (nivel 99.43 mts.)}$$

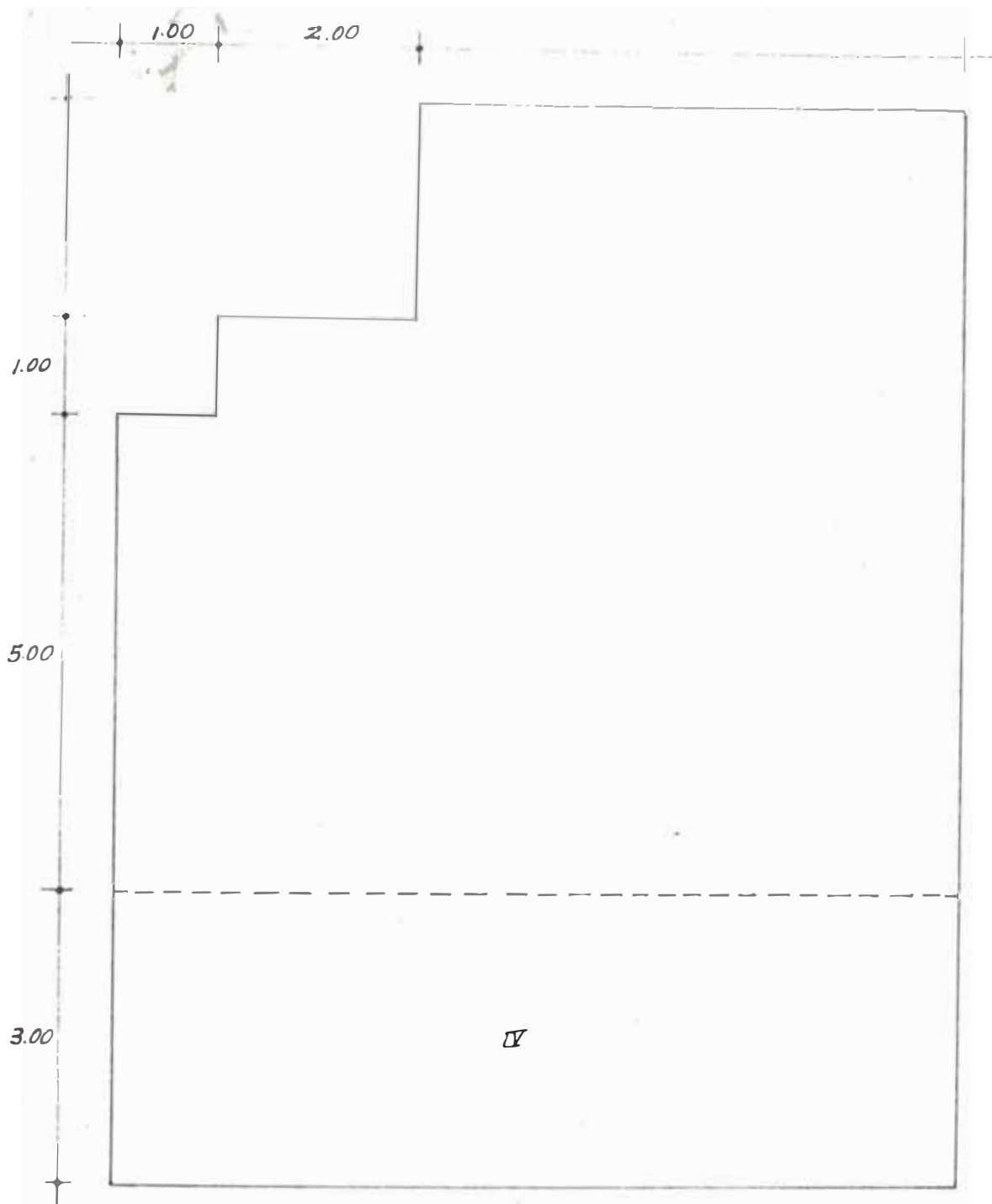
b.- Fuerza Vertical.- Está constituida por el peso propio del elemento, y para determinar su magnitud luego de sucesivos tanteos, asumimos el perfil que se muestra en la Fig. N° 23; para lo cual chequeando su estabilidad obtenemos:

C U A D R O N° 8

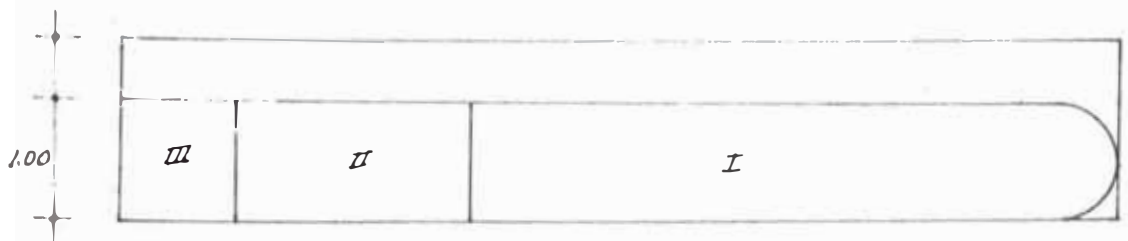
SEC.	AREA m ²	ALTURA m	VOLUMEN m ³	γ T/m ³	W T	X m	M T - m
I	5.5	8.0	44.00	2.4	105.6	5.75	607.2
II	2.0	6.0	12.00	2.4	28.8	2.00	57.6
III	1.0	5.0	5.00	2.4	12.0	0.50	6.0
IV	13.6	3.0	40.80	2.4	97.92	4.25	413.2
					244.32		1084.0

la resultante acutará:

$$x = 1084 / 244.32 = 4.43$$



VISTA LONGITUDINAL



VISTA HORIZONTAL

FIGURA # 23

actuando el empuje hidráulico se desplazará

$$x = 67.335 \times 5.93 / 244.32 = 1.63 \text{ m}$$

quedando finalmente a:

$$4.43 - 1.63 = 2.80$$

luego la excentricidad será:

$$e = 4.25 - 2.80 = 1.45$$

aplicando la relación XXIX, obtenemos para el terreno de cimentación las presiones siguientes:

$$T_1 = 3.50 \text{ Kg./cm}^2$$

$$T_2 = 0.0 \text{ Kg./cm}^2$$

valores admisibles para el terreno de cimentación.

5.22.- PILAR: CANAL DE DERIVACION

Analizando el pilar central del canal de derivación tenemos:

a.- Fuerzas Horizontales.- Siendo la cota de captación de 99.70 mts. se tiene:

$$h = 103.90 - 99.70 = 4.20 \text{ m.}$$

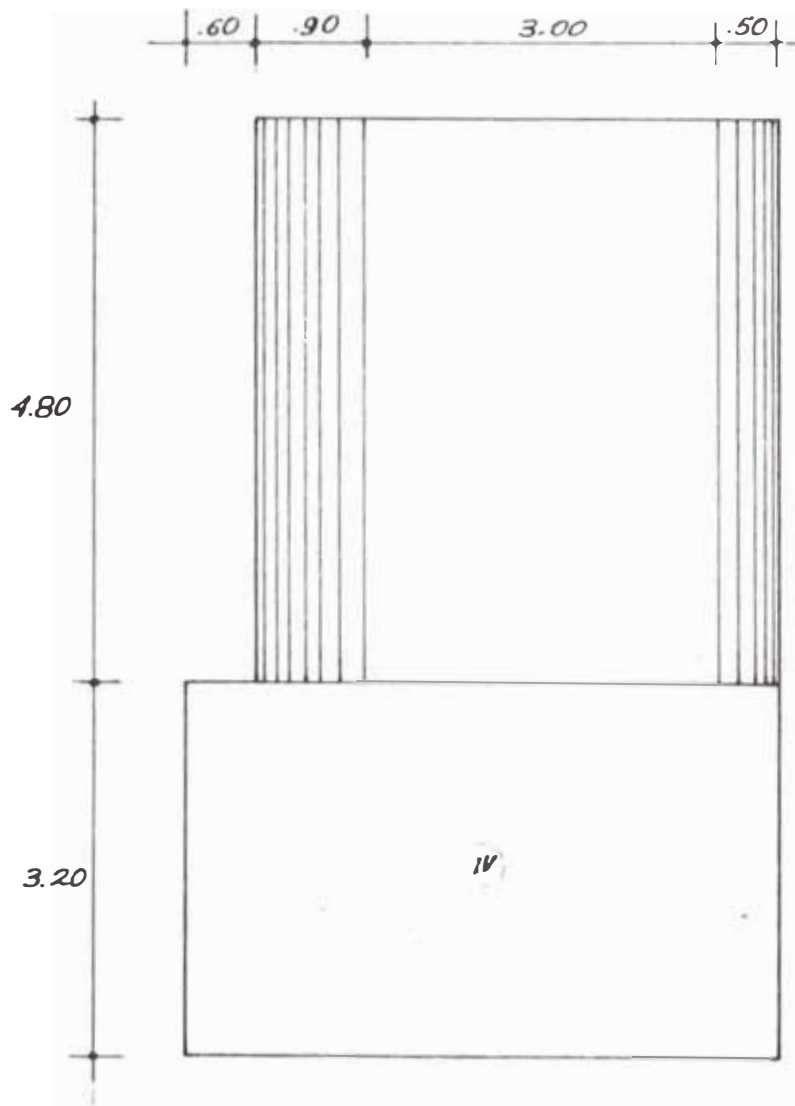
$$p = 1.0 \times 4.2 \times 4.2 / 2 = 8.82 \text{ Tn.}$$

y para un ancho tributario de 2.20 mts.

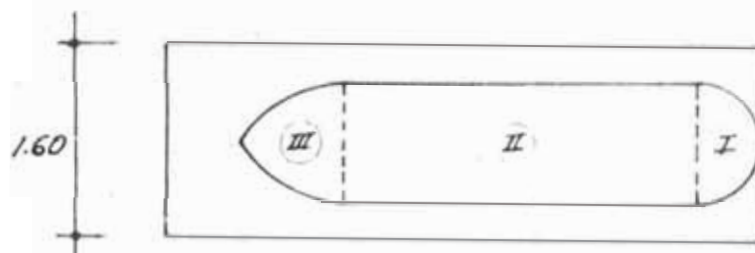
$$p = 8.82 \times 2.20 = 19.4 \text{ Tn.}$$

actuando en el nivel 101.10 mts.

b.- Fuerzas Verticales.- El perfil asumido es el de - la Fig. N° 24 analizando su estabilidad tenemos:



VISTA LONGITUDINAL



VISTA HORIZONTAL

FIGURA # 24

C U A D R O N° 9

SECCION	A m ²	H m	V m ³	W Tn	X m	M T - m
I	.39	4.8	1.87	4.49	4.71	21.15
II	3.00	4.8	14.40	34.56	3.00	103.68
III	.57	4.8	2.74	6.57	1.11	7.29
IV	8.00	3.2	25.60	61.44	2.50	153.60
				107.06		285.72

la resultante estará actuando a:

$$x = 285.72/107.06 = 2.66 < 3.32$$

actuando el empuje del agua se desplaza

$$x' = 19.4 \times 4.6/107.06 = .84$$

quedando finalmente a

$$2.66 - .84 = 1.82 > 1.66$$

luego su excentricidad será

$$e = 2.50 - 1.82 = .68$$

Aplicando la relación (XXIX) obtenemos que el terreno estará sujeto a las presiones sgtes.:

$$T_1 = 2.44 \text{ Kg./cm}^2$$

$$T_2 = 0.24 \text{ Kg./cm}^2$$

Por lo tanto el pilar analizado satisface los requerimientos para su estabilidad.

5.30.- PANTALLA FRONTAL.- Este elemento sirve como contención para las aguas, evitando que éstas vierzan por encima de las compuertas, por tal razón están expuestas a la presión hidráulica horizontal que se genera en dicha área.

5.31.- PANTALLA: CANAL DE LIMPIA

Dentro del proyecto, éste elemento tiene el borde inferior situado en el nivel 99.60 mts. por consiguiente soportará una altura máxima de agua igual a:

$$h = 103.90 - 99.60 = 4.30 \text{ m.}$$

generando una presión de : 4.3 Tn/m

Además considerando una posible fuerza de impacto de 3 Tn. tendríamos que la pantalla en su sección

más desfavorable indicará un diagrama de cargas tal como el de la figura. Sin embargo para fines del cálculo y

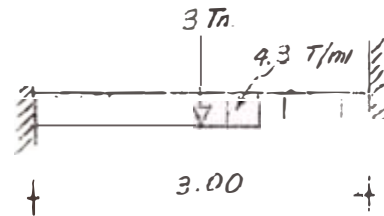


Figura N° 25

por razones de seguridad consideraremos a la losa como si estuviera simplemente apoyada, luego tendremos:

por carga repartida: $M = WL^2/8$ (XXX)

por carga concentrada: $M = PL/4$ (XXXI)

dando valores obtenemos:

$$M_1 = 4.3 \times (3.0)^2/8 = 4.84$$

$$M_2 = 3 \times 3/4 = \frac{2.25}{7.09} \text{ Tn - m}$$

El peralte requerido viene dado por la expresión

$$d = \sqrt{M / Kb} \quad (\text{XXXII})$$

y para

$$f_y : 4,200 \text{ Kg./cm}^2$$

$$f'_c : 210 \text{ Kg./cm}^2$$

tendríamos:

$$K = 12.45$$

Luego:

$$d = \sqrt{709000/12.45 \times 100}$$

$$d = 23 \text{ cn}$$

optaremos por una losa de: $T = 35$ cnts. (espesor) y $d = 30$ cn (peralte) con lo cual el acero requerido

- Acero principal

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} \quad (\text{XXXIII})$$

dando valores

$$A_s = 709,000/2,100 \times .90 \times 30$$

$$A_s = 12.5 \text{ cn}^2$$

El acero mínimo resulta:

$$A_s \text{ min} = b \times d \times 0.017$$

$$A_s \text{ min} = 100 \times 30 \times .0017 = 5.10 \text{ Cn}^2$$

luego emplearemos: $\emptyset 5/8"$ a.15 en la cara traccionada, $\emptyset 1/2"$ a.20 en la cara comprimida.

- Refuerzo transversal

$$A_{sf} .0025 \times 100 \times 35 = 8.75 \text{ cn}^2$$

emplear: $\emptyset 1/2"$ a.20 en cara traccionada

$\emptyset 1/2"$ a.30 en cara comprimida

- Verificación por corte

$$V = 7950 \text{ Kg.}$$

$$V = 7950/30 \times 100 = 2.65 < 4.2$$

5.32.- PANTALLA: CANAL DESRRIPADOR

Este elemento soporta una altura de agua de:

$$h = 103.90 - 98.00 = 5.90$$

Luego:

$$W = 5.9 \text{ T/m/}$$

obteniendose:

$$M = 5.7 \times 9/8 = .70 \text{ Tn.m}$$

$$d = \sqrt{70000/1245} \cdot 10 \text{ on.}$$

optamos por una pantalla de:

$$T = 20 \text{ cm}$$

$$d = 15 \text{ cm}$$

para lo cual:

$$As = 70000/2100 \times .90 \times 15 = 2.5 \text{ cm}^2$$

$$As \text{ min} = .0017 \times 20 \times 100 = 3.4 \text{ cm}^2$$

Usar:

$$\emptyset 1/2" \text{ a.30 en ambas caras}$$

transversalmente:

$$\emptyset 1/2" \text{ a.30 en cara traccionada}$$

$$\emptyset 3/8" \text{ a.30 en cara comprimida}$$

Verificación por corte:

$$V = 2650 \text{ Kg}$$

$$v = 2650/15 \times 100 = 1.7 < 4.2$$

5.33.- PANTALLA: CANAL DE DERIVACION

La altura de agua soportada por esta pantalla -
es:

$$h = 103.90 - 100.70 = 3.2 \text{ m}$$

$$\text{Luego: } W = 3.2 \text{ Tn/m/}$$

con lo cual obtenemos:

$$M = 3.2 \times 1.2 \times 1.2/8 = .58$$

por lo tanto usaremos una pantalla similar a la anterior calculada.

5.34.- PANTALLA: VENTANA DE CAPTACION

La pantalla que forma la ventana de captación está constituida por dos secciones, una inferior que abarca desde la cimentación hasta el umbral inferior de la ventana y otra que comprende el nivel superior hasta alcanzar el nivel de los muros de encauzamiento

a.- SECCION SUPERIOR: Esta sección de acuerdo a su funcionamiento no estará sujeta a mayores presiones de agua, ya que por el principio de los vasos comunicantes sus niveles serán iguales tanto en la parte anterior como posterior, sin embargo por existir la posibilidad de que se obstruya parte de la sección de la ventana vamos a considerar un desnivel de agua de dos metros y además la posibilidad de un impacto de 3 Tn. luego el máximo momento actuante sería:

$$M_1 = 2 \times (4)^2/8 = 4.00$$

$$M_2 = 3 \times 4/4 = \underline{5.00}$$

7.00 Tn - m

El peralte requerido será:

$$d = (700000 / 1245)^{\frac{1}{3}} = 25 \text{ cmts.}$$

utilizaremos una losa de:

$$T = 35 \text{ cmts.}$$

$$d = 30 \text{ cmts.}$$

Cálculo del acero:

$$A_s = 700000/2100 \times 90 \times 30 = 12.3 \text{ cm}^2$$

Usar: \emptyset 5/8 a.15 en la cara traccionada

\emptyset 1/2 a.20 en la cara comprimida

refuerzo transversal

$$A_{st} = .0025 \times 35 \times 100 = 8.75 \text{ cm}^2$$

usar \emptyset 1/2 a.20 en cara traccionada

\emptyset 1/2 a.30 en cara comprimida

VERIFICACION POR CORTE.-

Esfuerzo cortante: 4500 Kg.

$$\text{Cortante unitario: } 4500/30 \times 100 = 1.5 < 4.2 \text{ oK}$$

b.- SECCION INFERIOR: Esta parte al igual que la anterior no estará sujeta a presiones de agua y por formar parte de la cimentación así como de la cámara de tranquilización es de concreto ciclópeo no requiriendo refuerzo adicional.

5.40.- DISEÑO DE PUENTES DE MANIOBRA

Los puentes de maniobra son plataformas de apoyo para el accionamiento de las compuertas y se las calcula para soportar una sobrecarga de 500 Kg/m^2 . Adicionalmente vamos a disponer de dos vigas de concreto armado para apoyar el mecanismo de izaje de la compuerta.

5.41.- CANAL DE LIMPIA

a.- PUENTE.- Este elemento cubrirá una luz de tres metros, considerando una losa de 20 centímetros tendre

mos:

$$\text{Peso Propio} : .2 \times 2,400 = 480$$

$$\begin{aligned} \text{Sobrecarga} & : & 500 \\ & & 980 \text{ Kg./m}^2 \end{aligned}$$

Luego:

$$M = 980 \times 3 \times 3/8 = 1105 \text{ Kg} - \text{m}$$

peralte necesario

$$d = (110500/1245)^{1/2} = 10 \text{ cm}$$

acero principal:

$$A_s = 11 \quad 210 \times .9 \times 15 = 3. \text{ cn}^2$$

$$A_s \text{ min} = .0017 \times 20 \times 100 = 3.4 \text{ cn}^2$$

Usar: \emptyset 1/2" a.30 en ambas caras

refuerzo transversal

$$A_{st} = .025 \times 20 \times 10 = 5. \text{ cn}^2$$

Usar: \emptyset 3/8" a.20 en cara traccionada

\emptyset 3/8" a.30 en cara comprimida

Verificación por corte:

$$V = 1470$$

$$v = 1470/1500 = .9 < 4.2$$

b.- VIGAS DE APOYO.- Asumiendo que la fuerza máxima -
generada por el accionamiento de la compuerta es de -
18 Tn, cada viga soportará 9 Tn con lo que tendríamos

$$M_1 = 9 \times 3/4 = 6.75 \text{ Tn} - \text{m}$$

suponiendo una sección de 30 x 50 cmts.

$$\text{Peso Propio} = .30 \times .50 \times 2400 = 360 \text{ Kg/m}$$

$$M_2 = .3 \times 3 \times 3 = .4 \text{ Tn} - \text{m}$$

Luego el momento total será: 7.15 Tn - m

$$d = (715000/1245 \times 30)^{\frac{1}{2}} = 44 \text{ cm}$$

$$As = 715000/2100 \times .9 \times 45 = 8.4 \text{ cm}^2$$

$$As \text{ min} = .002 \times 30 \times 50 = 3.0 \text{ cm}^2$$

Colocar: 3 \emptyset 3/4 en cara traccionada

2 \emptyset 3/4" en cara comprimida

Verificación por corte:

$$V = 5,040 \text{ Kg.}$$

$$v = 5,040/45 \times 30 = 3.7 < 4.2$$

Colocar estribos de: 3/8": 1 a.05 - 5 a.10 - r a.20

5.42.- CANAL DESREPIADOR

a.- PUENTE.- Consideramos una losa similar a la del canal de limpia.

b.- VIGAS DE APOYO.- Asumimos una fuerza de dos toneladas, generada por el izaje correspondiendo a cada viga una tonelada, luego:

$$M_1 = 1 \times .90/4 = .225 \text{ T - m}$$

con una sección de .20 x .40 tendríamos:

$$\text{Peso Propio} = .2 \times .4 \times 2400 = 200 \text{ Kg/m}$$

$$M_2 = .2 \times .9 \times .9/8 = .02 \text{ Tn - m}$$

el momento total será: .250 T - m

$$d = (25000/12.45 \times 20)^{\frac{1}{2}} = 10 \text{ cm}$$

$$As = 25000/2100 \times .9 \times 35 = .5 \text{ cm}^2$$

$$As \text{ min} = .002 \times 35 \times 20 = 1.4 \text{ cm}^2$$

Colocar: 2 \emptyset 1/2" en cara inferior

2 \emptyset 1/2" en cara superior.

Verificación por Corte:

$$V = 590 \text{ Kg.}$$

$$v = 590/20 \times 35 = .9 < 4.2$$

Colocar estribos de $3/8''$: 1 a.05 - r a .10

5.43.- CANAL DE DERIVACION

a.- PUENTE.- Igual que los anteriores por ser de características similares.

b.- VIGAS DE APOYO.- Para una fuerza de izaje de dos toneladas le corresponde una tonelada

$$M_1 = 1 \times 1.2/4 = .30 \text{ T - m}$$

para una sección de .20 x .40, tendríamos:

$$M_2 = .2 \times 1.2 \times 1.2/8 = .036$$

El momento total resulta: .336

dado lo reducido del momento, ésta viga será igual a la calculada en 5.42; es decir con refuerzo mínimo.

5.44.- PUENTE: VENTANA DE CAPTACION

Este puente no soporta el accionamiento de compuertas por lo tanto tendremos:

$$M = .98 \times 4.00 \times 4.00/8 = 1.96 \text{ T - m}$$

emplearemos losa de:

$$T = 20 \text{ cn}$$

$$d = 15 \text{ cn}$$

Acero principal:

$$A_s = 196000/2100 \times .90 \times 15 = 6.1 \text{ cn}^2$$

Usar: $\emptyset 1/2''$ a.20 en la cara inferior

$\emptyset 1/2''$ a.30 en la cara superior

Verificación por corte:

$$V = 1960 \text{ Kg.}$$

$$v = 1960/15 \times 100 = 1.1 < 4.2$$

5.50.-- DISEÑO DE ESCALERA

Para el acceso a los puentes de maniobras se requiere de una escalera que vaya desde el nivel 100.00 hasta 104.50 mts., considerando contrapasos de 0.225 mts. se necesitará:

$$n = 4.50/0.225 = 20 \text{ contrapasos.}$$

Esta escalera se ha ubicado en la parte posterior del macizo que divide las aguas hacia el canal desrripiador y de derivación, estando el primer tramo apoyado en el terreno y en un voladizo, el resto de la escalera forma parte del macizo aludido.

- Cálculo de la Escalera

$$L = 2.75 \text{ mts.}$$

espesor de la base

$$e = 275/20 = 14 \text{ cn.}$$

consideraremos una losa de 15 cnts.

Metrado de Cargas

$$\text{Peso propio: } .30 \times .90 \times 1.00 \times 2.4 = .648$$

$$\text{Sobre carga: } 0.50 \times .9 = .450$$
$$1.098$$

Luego:

$$M = 1.1 \times 2.75 \times 2.75/8 = 1.04 \text{ T - m}$$

$$As = 104000/21000 \times .90 \times 12 = 4.5 \text{ cn}^2$$

$$As \text{ min} = .0017 \times 15 \times 100 = 2.55 \text{ cn}^2$$

Usar: $\emptyset 3/8''$ a.15

- Cálculo del apoyo.- Este elemento será un voladizo de 30 x 30 cm de sección

Metrado de cargas:

Peso propio : $.30 \times .30 \times 2.4 = .216$

Sobre carga : $1.1 \times 2.75/2 \times .9 = 1.68$
1.896

Luego:

$$M = \frac{1.9 \times 1.2 \times 1.2}{2} = 1.36 \text{ T - m}$$

$$As = 136000/2100 \times .90 \times 26 = 1.6 \text{ cm}^2$$

$$As_{\text{min}} = 30 \times 30 \times .002 = 1.8 \text{ cm}^2$$

Usar: 2 varillas de $1/2''$ en cara traccionada

2 varillas de $1/2''$ en cara comprimida

estribos $\emptyset 3/8''$ 1a .05; resto a .10

5.60.- DISEÑO: MUROS DE ENCAUZAMIENTO

Habiéndose establecido en el capítulo anterior los niveles de coronación de los muros de encauzamiento, efectuaremos ahora su diseño estructural, para lo cual será necesario seleccionar el tipo de muro en cada uno de los casos, basicamente; esos son dos:

1.- Muros de Gravedad.- Son aquellos cuya estabilidad está en función de su peso propio y del relleno - que verticalmente pudiera actuar sobre el, por tales motivos se construyen a base de concreto ciclópeo dándose forma de bloques escalonados, por razones prácticas y económicas, efectuando su di-

ño por aproximaciones sucesivas.

2.- Muros de concreto armado.- Estos a diferencia de los de gravedad, requieren de un determinado refuerzo estructural para poder mantener estabilidad ante las fuerzas actuantes, Por ésta razón son muros esbeltos siendo dos sus elementos fundamentales: la pantalla y la zapata de cimentación. En el presente diseño y dadas las características del proyecto optaremos por muros de gravedad para la zona de la toma, incluyendo barraje y poza de disipación, y por muros de concreto armado aguas arriba de la misma.

5.61.- MUROS: AGUAS ARRIBA DE LA TOMA

Dadas las características de la toma, el requerimiento de muros de encauzamiento alcanza una longitud de doscientos : metros aguas arriba de ella, por consiguiente estando ubicado la toma en el Km 0+350 iniciaremos el dimensionamiento de muros a partir del Km 0 + 150.

- Muros Tipo I.- (Km 0+ 150 a Km 0+ 200 ambas márgenes y Km 0+ 200 a Km 0+ 250 margen derecha).- En éstos tramos y de acuerdo a la Fig. N° 16 proyectamos muros de concreto armado que en su coronación alcanzan la cota de 104.50 mts. y una pantalla de 6.50 mts. de altura, en promedio levantada sobre una zapata de 0.70 mts. de altura bajo estas condiciones tenemos que la fuerza actuante sobre la pantalla viene dada -

por la expresión:

$$F = Ca \gamma h^2/2 \quad (\text{XXXIV})$$

Donde el coeficiente Ca para el empuje activo producido por un relleno sin talud es:

$$Ca = Tg^2 \left(45 - \frac{\phi}{2}\right) \quad (\text{XXXV})$$

Siendo:

ϕ = ángulo de fricción interna para el material de relleno, en éste caso $\phi = 35^\circ$

Luego:

$$Ca = .270$$

Valor que reemplazando en la expresión XXXIV y con -

$\gamma = 1.8 \text{ T/m}^3$ obtenemos para la fuerza actuante:

$$F = .243 h^2 \quad (\text{XXXVI})$$

En el caso que estamos analizando y para una altura de relleno de 6.50 mts. obtenemos:

$$F = .243 \times 6.5 \times 6.5 = 10.2 \text{ Tn}$$

$$M = 10.20 \times 6.5/3 = 22.1 \text{ Tn - m}$$

para lo cual de acuerdo a la expresión (XXXII), se requerirá un peralte igual a: $d = 43 \text{ cmts.}$

Emplearemos una losa de 55 cmts. en la base por 25 cmts, en la coronación; luego de sucesivos tanteos obtenemos el perfil que se muestra en la Fig. N° 26 analizando su estabilidad por metro lineal obtenemos:

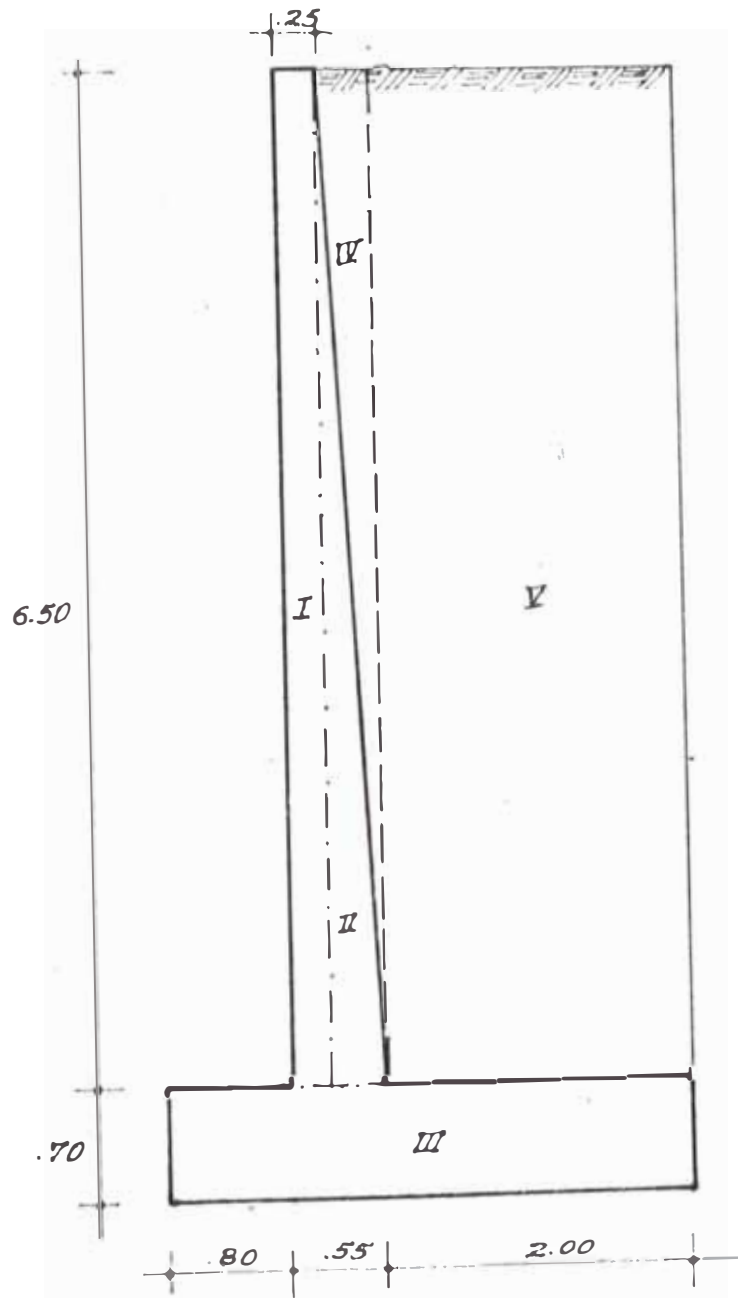


FIGURA # 26

C U A D R O N° 10

SECCION	VOLUMEN m^3	γ T/m^3	W T	X m	T - m
I	1.625	2.4	3.90	.92	3.60
II	.975	2.4	2.34	1.15	2.69
III	2.345	2.4	5.63	1.67	9.40
IV	.975	1.8	1.75	1.25	2.19
V	13.000	1.8	23.40	2.35	54.99
			37.02		72.87

De acuerdo a éstos valores la resultante estará actuando a una distancia:

$$x = 72.87/37.02 = 1.97$$

El empuje horizontal del terreno será:

$$F_t = .243(7.2)^2 = 12.60 \text{ Tn}$$

y el momento $M = 12.6 \times 7.2/3 = 30.24 \text{ Tn - m}$

con lo cual la resultante se desplazará:

$$X' = 30.24/37.02 = .80$$

por lo tanto estaría actuando finalmente a:

$$X = 1.97 - .80 = 1.17 \text{ mts.}$$

- Deslizamiento.- Verificando su seguridad al deslizamiento obtenemos:

$$C.S.D. = 37.02 \times .55/12.6 = 1.61 > 1.5$$

- Volteo.- La seguridad del elemento ante el volteo es:

$$C.S.V. = 72.87/30.24 = 2.4 > 2.0$$

- Presiones sobre el terreno.- Los valores extremos de las presiones ejercidas lo determinamos con la expresión XXIX, obteniendo:

$$T_1 = 20.8 \text{ T/m}^2$$

$$T_2 = 1.2 \text{ T/m}^2$$

- Diseño de la Pantalla.- La pantalla se comporta como un voladizo empotrado en su extremo inferior.

- Verificación por Corte.- La fuerza actuante en la base de la pantalla es:

$$P = .27 \times 1.8 \times 6.5 = 3.16 \text{ Tn.}$$

su esfuerzo cortante unitario:

$$v = 3160/49 \times 100 = .64 < 4.2 \text{ Kg./cm}^2$$

- Cálculo del refuerzo principal.-

En la base tenemos:

$$As = 2210000/2100 \times .90 \times 49 = 23.6 \text{ cm}^2$$

$$As_{\text{min}} = .0017 \times 100 \times 49 = 8.33 \text{ cm}^2$$

Usaremos varillas intercalados de 1" y 3/4" cada 15 cnts. ($as_1 = 23.75 \text{ cm}^2$) en la base, luego disminuirémos el área de acero colocando varillas de 3/4" a 30 cnts. ($As_2 = 8.55 \text{ cm}^2$).

Los diferentes momentos resistentes para cada una de éstas áreas de acero, determinan la Fig. N° 27 - donde también se determina los puntos de corte de la armadura.

El refuerzo en la cara comprimida: $\emptyset 5/8" \text{ } 0.25$

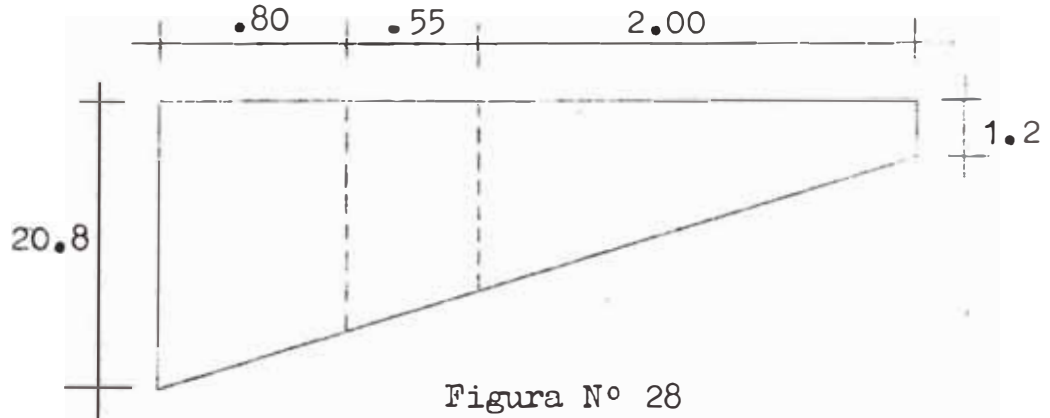
El refuerzo transversal:

$$Ast = .0025 \times 40 \times 100 = 10.00$$

Usar: $\emptyset 1/2" \text{ a } 20$ en la cara traccionada.

$\emptyset 1/2" \text{ a } 40$ en la cara comprimida.

- Diseño de la Zapata.- Este elemento esta sujeto al siguiente diagrama de presiones:



Por lo tanto consideramos dos secciones anterior y posterior.

Sección anterior.- Estando considerada como un voladizo tenemos:

$$M = \frac{16.1 (.80)^2}{2} + \frac{4.7 (.80)^2}{3} = 6.15 \text{ Tn} \cdot \text{m}$$

$$A_s = 615000/2100 \times .91 \times 60 = 5.4 \text{ cn}^2$$

$$A_s \text{ min} = .0017 \times 100 \times 60 = 10.2 \text{ cn}^2$$

pasaremos la armadura de 1" de la pantalla ($A_s=15$ - .20).

Sección posterior.- Comportandose como un voladizo empotrado en la pantalla tenemos:

$$\text{Peso relleno: } 6.5 \times 1.8 = 11.70$$

$$\text{Peso zapata : } 0.7 \times 2.4 = \frac{1.68}{13.38 \text{ Tn/m}^2}$$

$$M = \frac{13.38(2.00)^2}{2} + \frac{1.2(2.00)^2}{2} + \frac{11.7(2.00)^2}{6}$$

$$M = 16.56 \text{ Tn}$$

$$As = 1656000/2100 \times .90 \times 65 = 13.3 \text{ cn}^2$$

Prolongaremos la armadura de 5/8" de la pantalla adicionandole \emptyset 1/2" o. 25 ($As = 12.98 \text{ cn}^2$)

Cheque por corte. - La fuerza de corte es:

$$V = 13.38 \times 2.00 - \frac{(12.9+1.2)}{2} \times 2 = 12.66 \text{ Tn}$$

el esfuerzo cortante unitario:

$$v = 12,660/100 \times 65 = 2.0 < 4.2$$

Luego el perfil mostrado en la Figura N° 26 es satisfactorio.

- Muros Tipo II. - (Km 0+200 a Km 0+250 margen izquierdo y Km 0+250 hasta empalme muros zona de toma)

Para estos tramos y de acuerdo a la Fig. N°16 se requerirá muros con nivel de coronación 104.50 mts. y 7.30 mts. de pantalla llegando el relleno a la cota 103.00 mts. De acuerdo a lo anteriormente visto tenemos:

$$F = .243 (5.8)^2 = 8.17$$

$$M = 8.17 \times 5.8/3 = 15.77$$

Aplicando la relación XXXII obtenemos un peralte:

$$d = 40 \text{ cmts.}$$

Emplearemos una losa de 50 cmts. de ancho en la base por 25 cmts. en la coronación luego de sucesivos tanteos obtenemos el perfil que se muestra en la Fig. -

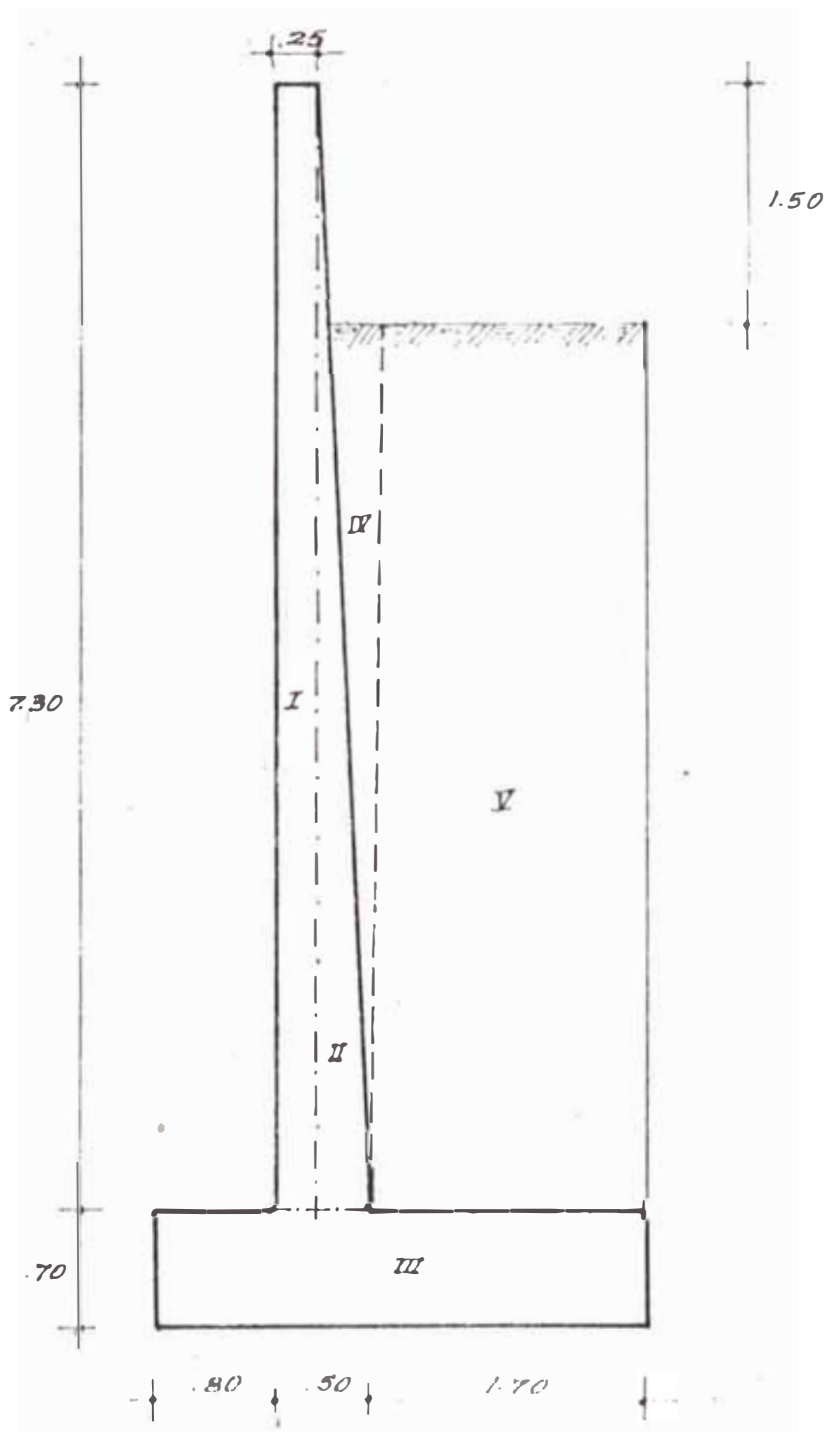


FIGURA # 29

Nº 29 y que analizando su estabilidad por metro lineal obtenemos los valores que se muestran en el sgte. cuadro.

C U A D R O Nº 11

SECCION	VOLUMEN		W	X	M
	m ³	T/m ³	T	m	t - m
I	1.815	2.4	4.355	.92	4.00
II	0.907	2.4	2.175	1.13	2.46
III	2.100	2.4	5.040	1.50	7.56
IV	0.580	1.8	1.045	1.21	1.26
V	9.860	1.8	<u>17.745</u>	2.15	<u>38.15</u>
			30.360		53.43

La resultante actuará a

$$x = 53.43/30.36 = 1.76 \text{ m.}$$

El empuje horizontal del terreno genera

$$F_t = .243 \times (6.5)^2 = 10.265$$

$$M_t = 10.265 \times 6.5/3 = 22.23 \text{ T - m}$$

El desplazamiento de la resultante

$$x^1 = 22.23/30.36 = 0.73 \text{ m.}$$

Finalmente la resultante actuaría

$$x = 1.76 - 0.73 = 1.03 \text{ m}$$

- Deslizamientos:

$$C.S.D. = 30.36 \times .55/10265 = 1.64 > 1.5$$

- Volteo:

$$C.S.V. = 53.43/22.23 = 2.4 > 2.0$$

La resultante actuará a

$$x = 53.43/30.36 = 1.76 \text{ m}$$

El empuje horizontal del terreno genera

$$F_t = .243 \times (6.5)^2 = 10.265$$

$$M_t = 10.265 \times 6.5/3 = 22.23 \text{ T - m}$$

El desplazamiento de la resultante

$$x^1 = 22.23/30.36 = 0.73 \text{ m.}$$

Finalmente la resultante actuaría

$$x = 1.76 - 0.73 = 1.03 \text{ m}$$

- Deslizamiento:

$$C. S. D. = 30.36 \times .55/10.265 = 1.64 > 1.5$$

- Volteo:

$$C. S. V. = 53.43/22.23 = 2.4 > 2.0$$

Presiones sobre el terreno: Aplicando la relación -

XXIX obtenemos:

$$T_1 = 19.6 \text{ T/m}^2$$

$$T_2 = 0.6 \text{ T/m}^2$$

- Diseño de la pantalla;

Verificación por Corte:

$$\text{cortante en la base: } 27 \times 1.8 \times 5.8 = 2.82 \text{ T.}$$

$$\text{cortante unitario : } 2820/4400 = .7 < 4.2$$

Cálculo del refuerzo

En la base tenemos:

$$A_s = 1577000/2100 \times .90 \times 44 = 18.75 \text{ cn}^2$$

$$A_s \text{ mín} = .0017 \times 100 \times 44 = 7.48 \text{ cn}^2$$

Colocar varillas intercaladas de \emptyset 3/4" y 5/8" a.

.125 ($As_1 = 19.3 \text{ cm}^2$), luego disminuirémos el área de acero colocando varillas de 5/8" a. 25 ($As_2 = 7.916 - \text{cm}^2$).

Los diferentes momentos resistentes para cada uno de estas áreas de acero, determinan la Fig. N° 30 donde se determina los puntos de corte de la armadura.

En la cara comprimida usar: \emptyset 5/8" a. 25

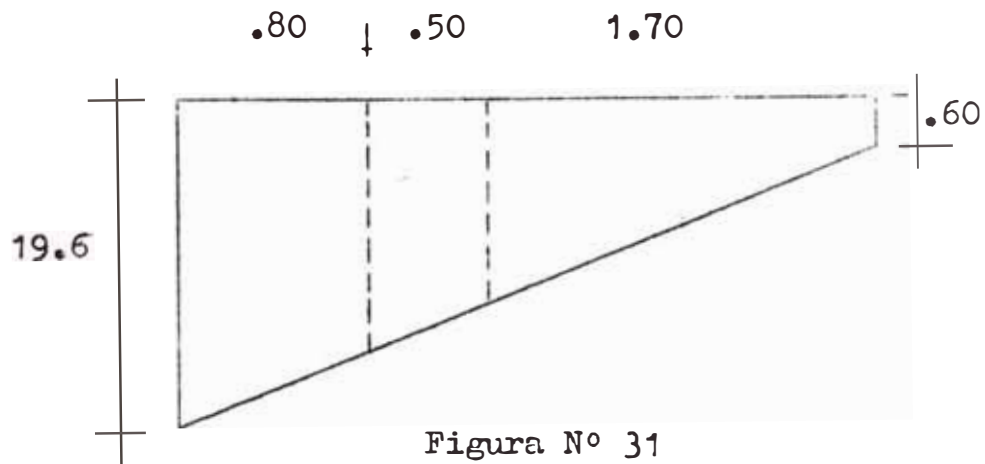
- Refuerzo Transversal

$$Ast = .0025 \times 37.5 \times 100 = 9.575$$

usar: \emptyset 1/2" a. 20 en cara

\emptyset 1/2" a. 40 en cara comprimida

- Diseño de la zapata. - El diagrama de presiones para la zapata es el sgte.:



- Sección anterior. - Estando considerada como un voladizo empotrada en la pantalla tenemos:

$$M = 14.5 \times .80 \times .80 + \frac{5.1 \times .80 \times .80}{3} = 5.71 \text{ T.m}$$

$$As = 571000 / 2100 \times .90 \times 60 = 5.0 \text{ cm}^2$$

$$As_{\text{min}} = .0017 \times 100 \times 60 = 10.20 \text{ cm}^2$$

Se prolongará la armadura de 3/4" proveniente de la pantalla, ($A_s = 11.4 \text{ cn}^2$)

- Sección posterior.- Igualmente siendo considerada como un voladizo, empotrado en la pantalla, tenemos:

$$\text{Peso relleno: } 5.8 \times 1.8 = 10.44$$

$$\text{Peso zapata : } 0.7 \times 2.4 = \frac{1.68}{12.12 \text{ t/m}^2}$$

$$M = \frac{12.12 \times 1.7 \times 1.7}{2} - \frac{0.6 \times 1.7 \times 1.7}{2} - \frac{10.8 \times 1.7 \times 1.7}{6}$$

$$M = 11.44$$

$$A_s = 11.44000 / 2100 \times .90 \times 65 = 9.2 \text{ cn}^2$$

$$A_{s\text{min}} = 10.2 \text{ cn}^2$$

Prolongaremos la armadura de 5/8 de la pantalla adicionando 2 varillas de 1/2" por metro lineal ($A_s = 10.45 \text{ cn}^2$)

5.62.- MUROS: ZONA DE TOMA

En las inmediaciones de la toma propiamente dicha, así como en las márgenes de la poza de disipación de energía es preferible emplear muros de Gravedad, bajo este criterio efectuaremos el diseño de los mismos.

a.- Muros Tipo III.- Como muros de este tipo consideramos aquellos ubicados inmediatamente aguas arriba del barraje y cuyas características son:

$$\begin{aligned} \text{cota coronación} &: 104.50 \\ \text{cota relleno} &: 103.00 \\ \text{cota cimentación} &: 96.00 \end{aligned}$$

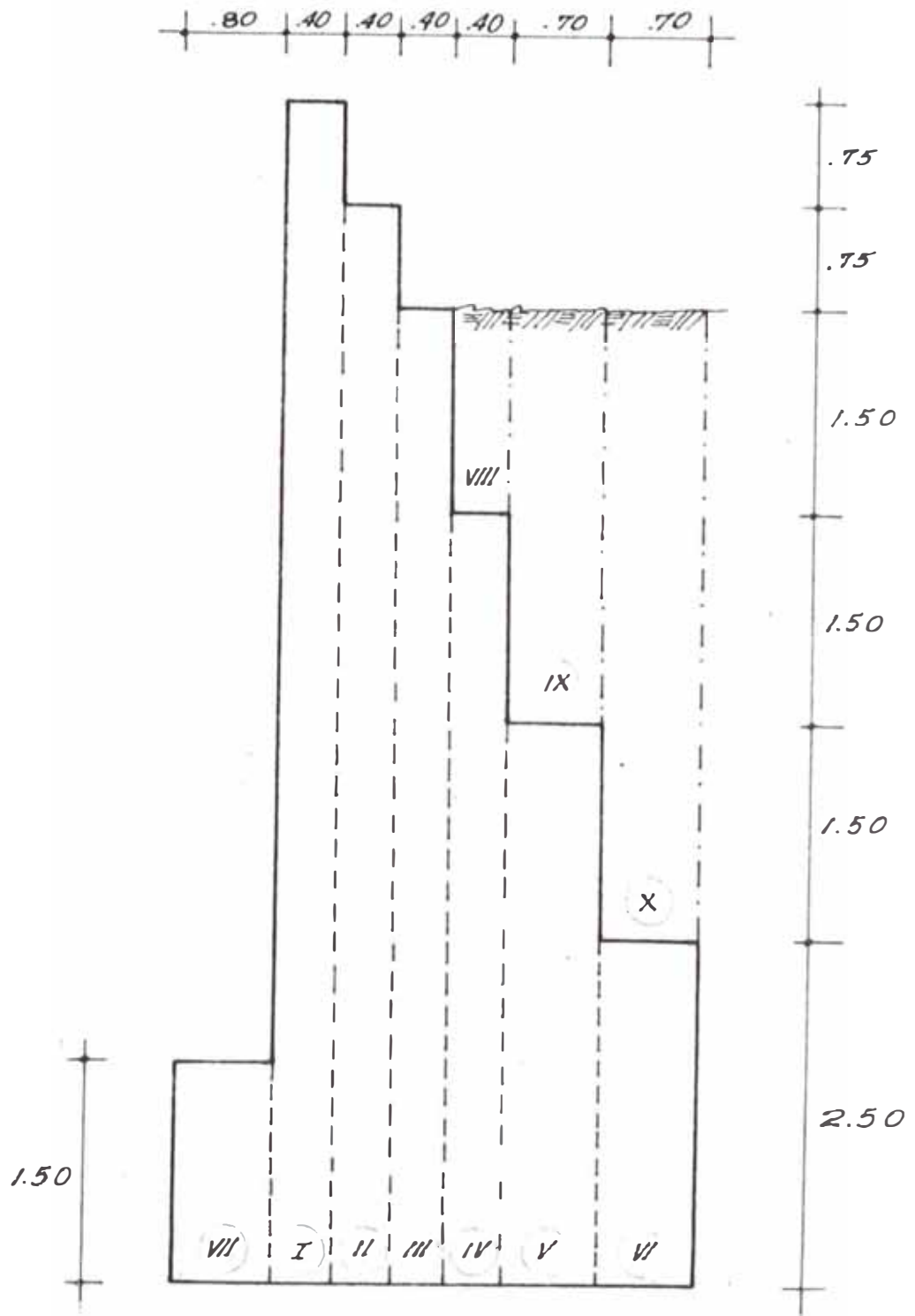


FIGURA # 32

Luego de sucesivos calculos determinamos el perfil que se muestra en la Fig. N° 32 para el que obtenemos:

$$h = 7.00 \text{ mts.}$$

$$F = .243 (7.0)^2 = 11.90 \text{ Tn}$$

$$M = 11.9 \times 7.00/3 = 27.72 \text{ Tn - m}$$

C U A D R O N° 12

SECC.	ANCHO m	ALTURA m	γ T/m^3	W T	X m	M T - m
I	0.40	8.50	2.4	8.16	2.80	22.85
II	0.40	7.75	2.4	7.44	2.40	17.86
III	0.40	7.00	2.4	6.72	2.00	13.44
IV	0.40	5.50	2.4	5.28	1.60	8.45
V	0.70	4.00	2.4	6.72	1.05	7.06
VI	0.70	2.50	2.4	4.20	0.35	1.47
VII	0.80	1.50	2.4	2.88	3.40	9.79
VIII	0.40	1.50	1.8	1.08	1.60	1.73
IX	0.70	3.00	1.8	3.78	1.05	3.97
X	0.70	4.50	1.8	5.67	0.35	1.98
TOTAL	3.80			51.93		88.60

Ubicación de la resultante:

$$\text{Peso propio} : 88.60/51.93 = 1.70$$

$$\text{acción relleno} : 27.72/51.93 = \underline{.53}$$

$$2.23 < 2.54 \text{ c.}$$

- Deslizamiento.- Su coeficiente de seguridad ante el deslizamiento es:

$$C.S.D. = \frac{51.93}{11.9} \times \frac{.55}{2.4} > 1.5 \quad \text{oK}$$

- Volteo.- El coeficiente de seguridad al volteo es:

$$C.S.V. = \frac{88.60}{27.72} = 3.2 > 2.0 \quad \text{oK.}$$

- Presiones sobre el terreno.- Aplicando la relación XXIX obtenemos:

$$T_1 = 20.7 \text{ Tn/m}^2$$

$$T_2 = 6.5 \text{ Tn/m}^2$$

b.- Muros Tipo IV.- Dentro de este tipo de muros consideramos aquellos que delimitan la poza de disipación de energía, en su margen izquierda y cuyas características son:

cota coronación : 100.00 mts.

cota relleno : 100.00 mts.

cota poza ; 93.20 mts.

Después de sucesivos calculos determinamos el perfil que se muestra en la Fig. N° 33 para el que obtenemos:

$$h = 6.80 \text{ mts.}$$

$$F = .243 (6.8)^2 = 11.00 \text{ Tn}$$

$$M = 11.00 \times 6.8/3 = 24.86 \text{ Tn - m}$$

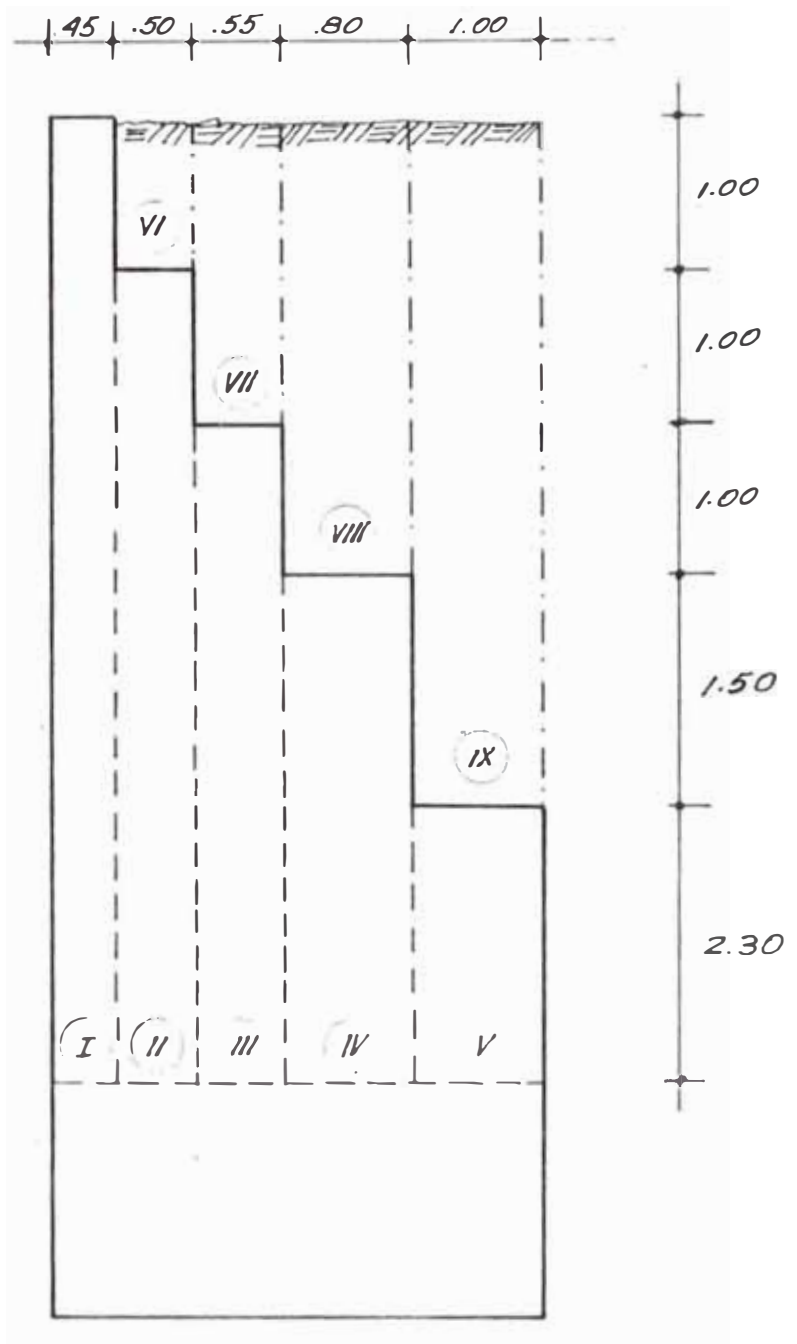


FIGURA # 33

C U A D R O N° 13

SECC.	ANCHO m	ALTURA m	γ T/m^3	W T	X m	M T - m
I	.45	6.80	2.4	7.34	3.07	22.55
II	.50	5.80	2.4	6.96	2.60	18.10
III	.55	4.80	2.4	6.34	2.07	13.12
IV	.80	3.80	2.4	7.30	1.40	10.22
V	1.00	2.30	2.4	5.52	0.50	2.76
VI	.50	1.00	1.8	.90	2.60	2.34
VII	.55	2.00	1.8	1.98	2.07	4.10
VIII	.80	3.00	1.8	4.32	1.40	6.05
IX	1.00	4.50	1.8	8.10	0.40	4.05
	3.30			48.76		83.29

Ubicación de la resultante:

$$\text{peso propio} : x = 83.29/48.76 = 1.70$$

$$\text{acción relleno} : x' = 24.86/48.76 = \underline{.50}$$

$$2.20 \leq 2.20$$

Y como a partir del nivel 93.20 se acopla con el piso de la poza de disipación de energía ya no es necesario efectuar mas calculos por estar del lado de la seguridad.

c.- Muros Tipo V.- Los muros de este tipo son los - ubicados en la margen derecha del canal de limpia, cuyas características son:

- cota coronación : 100.00 m
- cota relleno : 100.00 m
- cota cimentación 94.00 m

Luego de sucesivos calculos determinamos el perfil que muestra la Fig. N° 34 para el que obtenemos:

$$h = 6.00 \text{ mts.}$$

$$F = .243 \times 6.0 \times 6.0 = 8.75 \text{ Tn}$$

$$M = 8.75 \times 6.0/3 = 17.50 \text{ Tn - m}$$

C U A D R O N° 14

SECC.	ANCHO m	ALTURA m	γ <u>T/m³</u>	W Tn	X m	M T - m
I	.45	6.00	2.4	6.48	2.17	14.06
II	.50	5.00	2.4	6.00	1.70	10.20
III	.55	4.00	2.4	5.28	1.17	6.18
IV	.90	3.00	2.4	6.48	.45	2.92
V	.50	1.50	2.4	1.80	2.65	4.77
VI	.50	1.00	1.8	.90	1.70	1.53
VII	.55	2.00	1.8	1.98	1.17	2.32
VIII	.80	3.00	1.8	4.32	.45	1.94
				33.24		43.92

Ubicación de la resultante:

$$\text{peso propio ; } x = 43.92/33.24 = 1.32$$

$$\text{acción relleno: } x' = 17.50/33.24 = .52$$

$$1.84 < 1.94$$

Ahora verificaremos su seguridad ante:

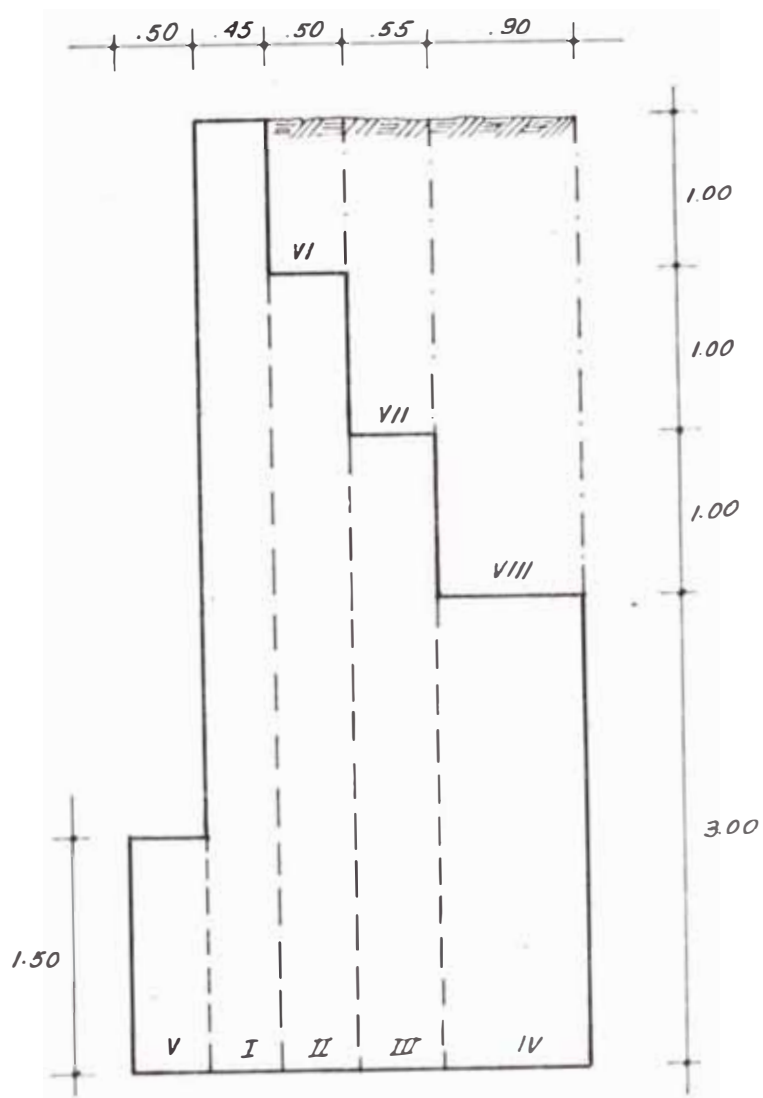


FIGURA # 34

- Deslizamiento

$$\text{C.S.D.} = \frac{33.24 \times .55}{8.75} = 2.0 > 1.5$$

- Volteo

$$\text{C.S.V.} = \frac{43.92}{17.50} - 2.5 > 2.0$$

- Presiones sobre el terreno.- Aplicando la relación XXIX, obtenemos:

$$\sigma_1 = 20.8 \text{ T/m}^2$$

$$\sigma_2 = 1.4 \text{ T/m}^2$$

C A P I T U L O VI

6.00 C O M P U E R T A S

Estando definido el diseño hidráulico y estructural de la bocatoma, determinaremos en éste capítulo el tipo de compuertas a utilizarse así como sus mecanismos de izaje - en cada uno de los casos.

6.10.- DIMENSIONAMIENTO DE COMPUERTAS

Dadas las características del proyecto, las compuertas a emplearse generalmente se comportarán como - vertederos de fondo; y su capacidad de evacuación - por metro lineal esta dada por la relación siguiente:

$$q = Ch \sqrt{2g (H-Ch)} \quad (\text{XXXVII})$$

Donde:

q = caudal unitario

C = coeficiente

h = Altura de la abertura

g = gravedad

H = Altura total de agua

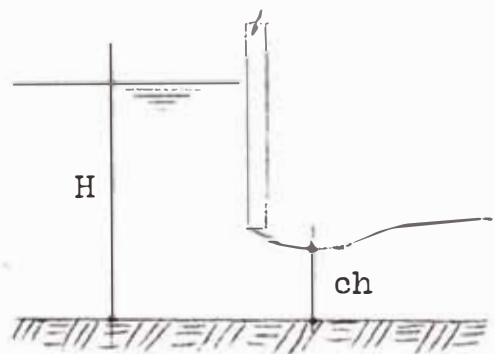


Figura N° 35

Bajo este criterio determinaremos las dimensiones - de cada una de las compuertas requeridas.

6.11.- COMPUERTA: CANAL DE LIMPIA

Estas compuertas deben tener capacidad para permitir el paso del caudal medio del río, en este caso $28 \text{ m}^3/\text{seg.}$, luego para una abertura de 2.40 mts. (96") de alto y un tirante de agua de 3.50 mts. aguas arriba de las compuertas, aplicando la relación XXXVII, obtenemos:

$$q = 0.6 \times 2.40 (2 \times 9.8 \times 2.06)^{\frac{1}{2}} = 9.14 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

por lo tanto la longitud mínima de compuertas será:

$$L = 28/9.14 = 3.05 \text{ mts.}$$

Del manual de ARMCO obtenemos que con una compuerta deslizante de 120" x 96" del modelo 20.00 se satisfacen los requerimientos.

6.12.- COMPUERTA: CANAL DESRRIPIADOR

Esta compuerta deberá permitir el paso de $1 \text{ m}^3/\text{seg.}$ de agua y para una abertura de .75 mt(30") de alto tendríamos:

$$q = .6 \times .75 (2 \times 9.8 \times 3.05)^{\frac{1}{2}} = 3.465$$

luego con una compuerta deslizante de 36" x 30" del modelo 20 -00 se satisfacen los requerimientos.

6.13.- COMPUERTA: CANAL DE DERIVACION

La derivación de las aguas desde la cámara de tranquilización hacia el canal Bocanegra, en época de estiaje se efectuará como si se tratase de un vertedor, y habiendo supuesto una pérdida de carga de 15

cmts. con relación al nivel del barraje tendremos:

$$n = 100.55 - 99.70 = .85 \text{ mts.}$$

luego aplicando la relación (XI) obtenemos:

$$L = 2.00/2.15 \times (.85)^{3/2} = 1.20 \text{ mts.}$$

con una compuerta deslizante de 48" x 36" modelo - 15-00, se satisface los requerimientos; sin embargo por razones de seguridad emplearemos dos unidades - de las compuertas mencionadas.

6.20.- CALCULO DE LOS MECANISMOS DE IZAJE

La fuerza de izaje requerida para accionar una compuerta esta dada por la expresión:

$$F_I = F_R + W_C + W_V \quad (\text{XXXVIII})$$

Donde:

F_I = fuerza de izaje requerida

F_R = fuerza de fricción causada por el agua

W_C = peso de la compuerta

W_V = peso de la varilla de izaje

En ésta última expresión el valor de los dos últimos términos estan en relación a sus respectivas dimensiones, y la magnitud de la fuerza de fricción se determina mediante el gráfico N° 36.

6.21.- MECANISMO DE IZAJE: CANAL DE LIMPIA

- Del gráfico N° 36 y para un área de 80 pies de compuerta y 20' de agua : 30,000 Lb.
- Peso de compuerta de 120" x 96" : 9,000 "

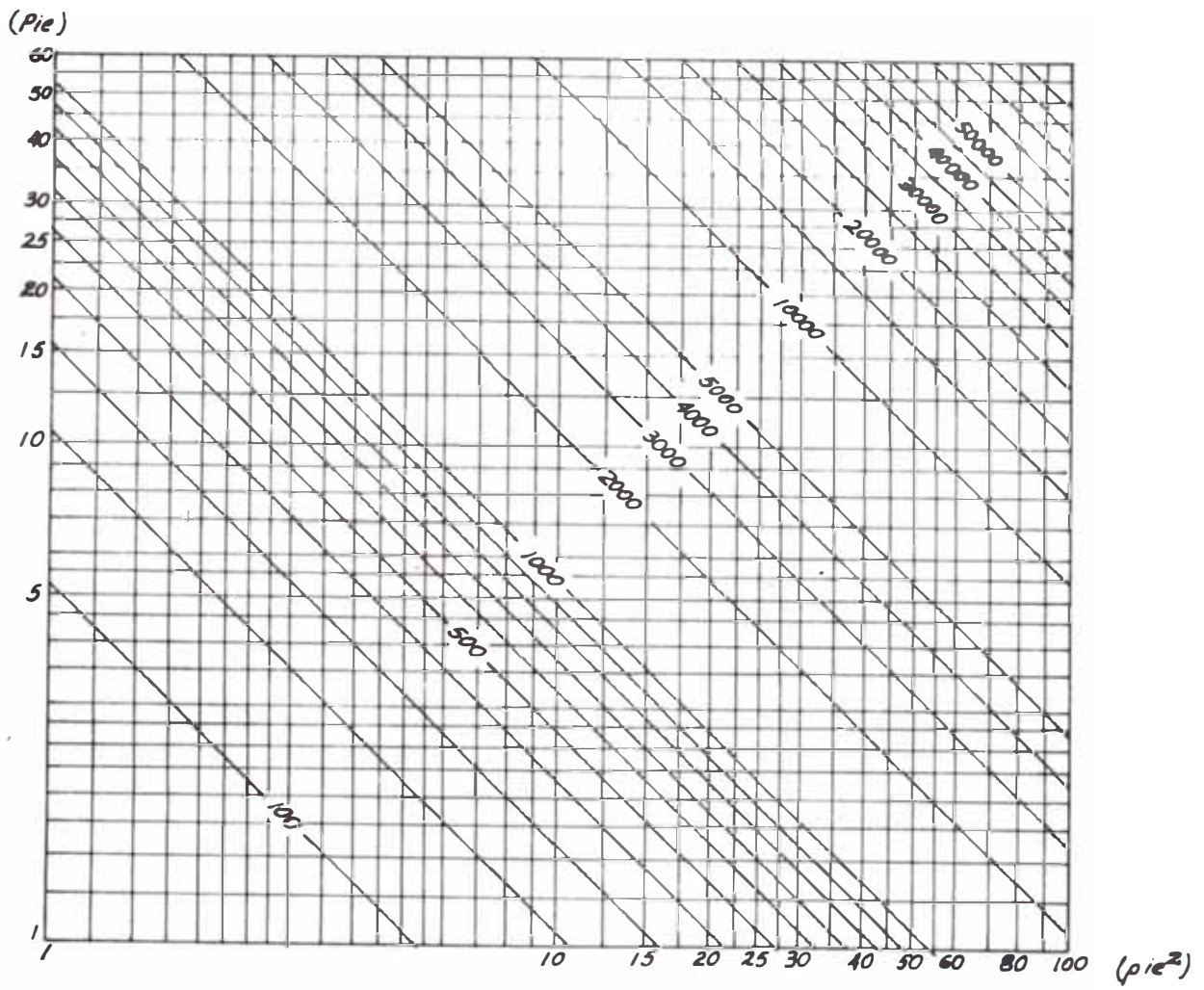


FIGURA 36

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

- "SALTOS DE AGUA Y PRESAS DE EMBALSE"
Jose L. Gomez Navarro y Jose Aracil
- "OPEN CHANNEL HIDRAULICS"
Ven Te Chow
- "DISEÑO DE PRESAS PEQUEÑAS"
Bureau of Reclamation
- "CONSTRUCCIONES HIDRAULICAS"
Schotklich
- "COPIAS DE IRRIGACION"
Arturo Rosell C.
- "MUROS DE CONCRETO"
Ricardo Yamashiro
- "ANÁLISIS DE FRECUENCIAS DE FENOMENOS EN HIDROLOGIA"
Manuel Paulet I
- "MANUAL DE COMPUERTAS"
Armco