

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA  
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL**



**FORMULACIÓN Y DISEÑO DEL PROYECTO DE  
SANEAMIENTO UNIPAMPA ZONA 2.**

**DISEÑO DE LA BOCATOMA “UNIPAMPA”**

**INFORME DE SUFICIENCIA**

**Para optar el Título Profesional de:**

**INGENIERO CIVIL**

**LUZMILA JESSICA CASTILLO QUISPE**

**Lima- Perú**

**2007**

# INDICE

	Pag
<b>RESUMEN</b> .....	02
<b>INTRODUCCION</b> .....	03
<b>CAPITULO I ASPECTOS GENERALES DEL PROYECTO</b>	
1.1.- ANTECEDENTES.....	06
1.2.- OBJETIVOS.....	06
1.3.- ALCANCES DEL PROYECTO.....	06
<b>CAPITULO II ESTUDIOS BASICOS PARA EL DISEÑO</b>	
2.1.- TOPOGRAFIA.....	10
2.2.- HIDROLOGIA.....	11
2.2.1.- INFORMACION BASICA DE LA CUENCA.....	11
2.2.2.- DISPONIBILIDAD DE INFORMACION.....	16
2.2.3.- CURVA DE DURACION.....	18
2.2.4.- ANALISIS DE MAXIMAS AVENIDAS.....	19
2.3.- GEOLOGIA Y GEOTECNIA.....	23
<b>CAPITULO III DISEÑO DE LA BOCATOMA SELECCIONADA</b>	
3.1.- CARACTERISTICAS DE LA BOCATOMA.....	24
3.2.- CONSIDERACIONES Y CRITERIOS PARA EL DISEÑO.....	26
3.3.- DISEÑO HIDRAULICO DE LA BOCATOMA.....	30
3.3.1.- TOMA O CAPTACION.....	32
3.3.2.- DISEÑO DEL BARRAJE VERTEDERO.....	36
3.3.3.- SISTEMA DE LIMPIA.....	52
3.3.4.- MURO DE ENCAUZAMIENTO.....	53
3.3.5.- ANALISIS DE LA SUBPRESION Y SIFONAMIENTO.....	55
3.3.6.- ANALISIS DE ESTABILIDAD DEL BARRAJE.....	64
<b>CONCLUSIONES</b> .....	76
<b>RECOMENDACIONES</b> .....	78
<b>BIBLIOGRAFIA</b> .....	79
<b>ANEXOS</b>	
LAMINA 1.....	80
LAMINA 2.....	81

## RESUMEN

El presente informe trata del diseño hidráulico de la Bocatoma Unipampa, el cual forma parte del Proyecto de Saneamiento Unipampa -Zona 2.

El diseño de esta estructura tiene como objetivo captar agua para la población de Unipampa y riego del valle de Cañete. La fuente de agua para la captación será el río Cañete, que es el más cercano a la zona.

La captación se realizará con una Bocatoma del tipo barraje Mixto, que consta de un barraje vertedero fijo, sistema de limpia con un canal de limpia - barraje móvil, la estructura de la toma y otros.

Se ha realizado estudios básicos para el diseño de esta estructura. Primero para la ubicación de la toma, se ha tenido en cuenta la pendiente de la línea de conducción de 5 por mil, para ir desde la bocatoma proyectada hasta el pueblo de Unipampa, entonces tenemos que la cota de captación sería a 281.0 m.s.n.m, verificándose que este punto cumple con las condiciones hidrológicas apropiadas para la ubicación de la bocatoma, como por ejemplo el ingreso mínimo posible de sedimentos a la estructura de toma, flujo uniforme del río, captación posible hasta en época de estiaje y otros, además que este punto cumple con las condiciones topográficas, geológicas y geotécnicas, (que se deberán verificar con estudios más profundos si se desea concretar este proyecto), también se deberá tener en cuenta facilidades constructivas (disponibilidad de materiales que influirá mucho en el costo de esta estructura); también se deberá tener en cuenta evitar daños a construcciones vecinas. Los estudios mencionados son muy necesarios para el diseño de la estructura y dependerá mucho para proyectar una estructura segura durante su vida útil.

Como ya se mencionó el caudal de toma debe ser posible también en época de estiaje, para lo cual se ha hecho un análisis de la disponibilidad del recurso hídrico, basados en los caudales, mínimo, medio y máximo. El caudal mínimo del río asegurará la captación requerida, la serie histórica de caudales medios nos dará la curva de duración para saber que tan probable es obtener

cierto caudal durante todo el año, el caudal máximo instantáneo será utilizado para el diseño del barrage vertedero fijo.

Cabe mencionar que la Bocatoma Unipampa se proyectará en el brazo izquierdo del río Cañete, puesto que en el brazo derecho a esa misma altura se encuentra la Bocatoma Imperial. Aguas arriba de estos dos brazos el río es un solo. Por tanto los datos que se han obtenido corresponden al total del caudal que trae el río Cañete. Se ha tomado algunas consideraciones para estimar el caudal que pasaría por el brazo izquierdo durante una máxima avenida.

Se ha calculado el caudal máximo del río Cañete en un periodo de retorno de 50 años, utilizando las fórmulas de distribución probabilística de Gumbel y Log Pearson III y se tiene un caudal máximo 956m<sup>3</sup>/s, y el caudal máximo estimado para el brazo izquierdo del río sería 382 m<sup>3</sup>/s.

Se ha obtenido las dimensiones del barrage vertedero fijo, barrage móvil, estructura de toma y otros, utilizando fórmulas – ábacos y recomendaciones de la bibliografía consultada.

Se ha realizado el diseño hidráulico del barrage fijo para un caudal de 382 m<sup>3</sup>/s, El barrage fijo se ha dimensionado con todos sus elementos, la altura del barrage se ha obteniendo tendiendo en cuenta la altura de la ventana de captación, el perfil del barrage vertedero específicamente la cresta del vertedero se ha calculado teniendo en cuenta la carga hidráulica sobre este y la inclinación del parámetro de aguas arriba y por último para disipar la energía del flujo sobre el vertedor antes de descargar el flujo al cauce del río; ha sido necesario proyectar la construcción de una estanque amortiguador tipo I (Bureau Of Reclamation) para formar un salto hidráulico siendo este un medio efectivo para reducir la velocidad de salida a un estado tranquilo y evitar la erosión aguas abajo.

La estructura de Limpia compuesta por el canal de Limpia y el barrage móvil accionado por dos compuertas, está proyectado con una longitud de 1/10 del barrage fijo para dejar pasar el caudal del 10% del caudal máximo durante una máxima avenida, estando las compuertas totalmente abiertas. Las

compuertas de limpia permitirán regular el ingreso del caudal a la ventana de captación en épocas de estiaje y eliminar los materiales de arrastre y otros.

El caudal de diseño para la Toma es de  $3.00\text{m}^3/\text{s}$  (incluido el caudal de limpia o purga de la cámara desgravadora). La estructura de la Toma está conformada por la ventana de captación, la cámara de desgravadora, canal desgravador y compuertas de regulación para entregar el caudal hacia el canal de derivación, pero antes regresará al río el caudal de purga.

Se ha proyectado muros y diques de encauzamiento, para el control de inundaciones aguas arriba y abajo del barraje. La sobre elevación de las aguas se dan por causa del barraje que impide el paso normal del flujo del río. La altura y longitud del muro de encauzamiento se proyectarán teniendo en cuenta las curvas del remanso. Aunque siempre existe la posibilidad de inundación durante una máxima avenida, por que el río podría comportarse en forma diferente a la esperada.

Para el conjunto barraje fijo – poza de disipación, se ha optado por una longitud de cimentación que evite los efectos negativos producidos por la filtración de aguas al terreno de cimentación, estos efectos negativos son la subpresión y sifonamiento. Será suficiente analizar estos efectos aplicando los criterios de Lane, dado que la estructura será cimentada sobre roca graneodorita. Si el terreno de apoyo de la estructura fuera permeable, tendríamos que hacer un análisis mas completo elaborando redes de flujo bajo el barraje.

Luego se ha hecho un análisis estructural preliminar, para analizar la estabilidad del barraje tomando en cuenta las principales fuerzas que actúan sobre ella como son: fuerzas debido al la presión interna y externa del agua, fuerzas debido a la presión del tierra, fuerzas debido al sismo, el peso de la estructura y los momentos que estas fuerzas ocasionan. Se ha tomado en cuenta que cumpla con los coeficientes de seguridad mínimo para evitar que la estructura falle por deslizamiento, por vuelco y por esfuerzos excesivos sobre el terreno de cimentación.

## INTRODUCCION

El presente Informe de Suficiencia está enmarcado dentro del Programa de Titulación por Examen Profesional según la Modalidad de Actualización de Conocimientos. El mismo que contempla realizar El Proyecto de Saneamiento Unipampa - Zona 2.

El objetivo principal es el saneamiento del pueblo de Unipampa, ubicado en Cañete. Para lograr este objetivo es necesario proyectar una serie de estructuras; desde la captación de agua, conducción, planta de tratamiento de agua potable, almacenamiento, redes de agua, alcantarillado y el tratamiento de aguas residuales.

El desarrollo del presente informe corresponde al diseño de la estructura de captación, en este caso se ha optado por captar las aguas de río Cañete mediante una bocatoma, teniendo en cuenta estudios básicos de Ingeniería y criterios de diseño.

El informe está desarrollado en capítulos, en los cuales presentaré un estudio secuencial para el diseño de la estructura de captación que se ha proyectado.

### **1.1.- ANTECEDENTES:**

El Proyecto inicialmente se ha concebido con el principal objetivo de captar agua para uso doméstico de la población de Unipampa.

Para lograr este objetivo, se ha decidido proyectar una estructura para la captación superficial de las aguas del río Cañete. Esta estructura sería una Bocatoma, pero dada la capacidad que tiene estas estructuras de captación también permitirán captar agua para uso agrícola del valle de Cañete.

Por lo tanto este proyecto estaría cumpliendo con dos objetivos importantes para el desarrollo económico del lugar.

### **1.2. OBJETIVOS DEL PROYECTO**

El Proyecto pretende alcanzar los siguientes objetivos:

- Captar agua para población de Unipampa
- Captar agua para el riego de parte del valle de Cañete.

### **1.3.-ALCANCES DEL PROYECTO**

El Proyecto comprende el diseño de una bocatoma para captar 3.00 m<sup>3</sup>/s, y cubrir la demanda de la población de Unipampa y parte de la demanda de agua para uso agrícola del valle de Cañete. El Proyecto consiste en el Diseño Hidráulico de la Bocatoma.

La ubicación de la Bocatoma está proyectada en la Margen izquierda del río Cañete, a una altitud de 281 m.s.n.m; la ubicación se ha hecho en base a estudios básicos de ingeniería que se tratará en el siguiente capítulo.

Políticamente; la zona se ubica en el distrito Nuevo Imperial, provincia de Cañete; de la región Lima.

El acceso al área del Proyecto, desde San Vicente; es siguiendo por la carretera San Vicente–Lunahuaná hasta el Km. 25.20, (Aprox).

### Datos de la población de “Unipampa”:

Ubicación:

\*Coordenadas UTM:

Este	Norte
353386.83	8542073.4114
353704.39	8542225.2704
353905.43	8541804.8673
353587.87	8541653.0084

\*Área: 164032.00m<sup>2</sup>

Cota: 170.00msnm (aprox.)

### Datos de la Bocatoma “Unipampa”:

\*Coordenadas UTM de la posible ubicación :

Este	Norte
368290.00	8558091.00

Cota: 281.00msnm (aprox.)

**Figura N° 1.3-1 Ubicación de la Bocatoma Proyectada**

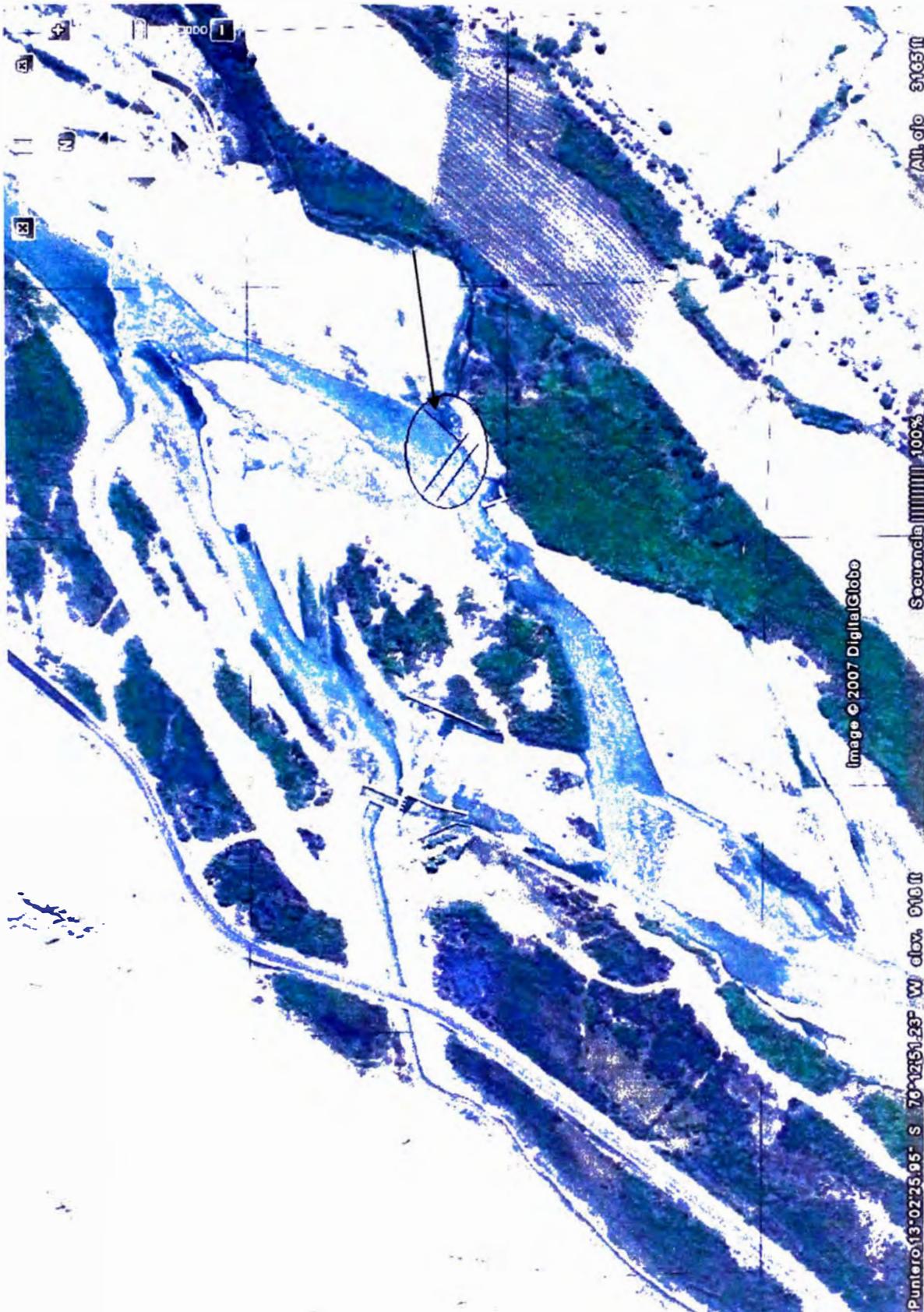
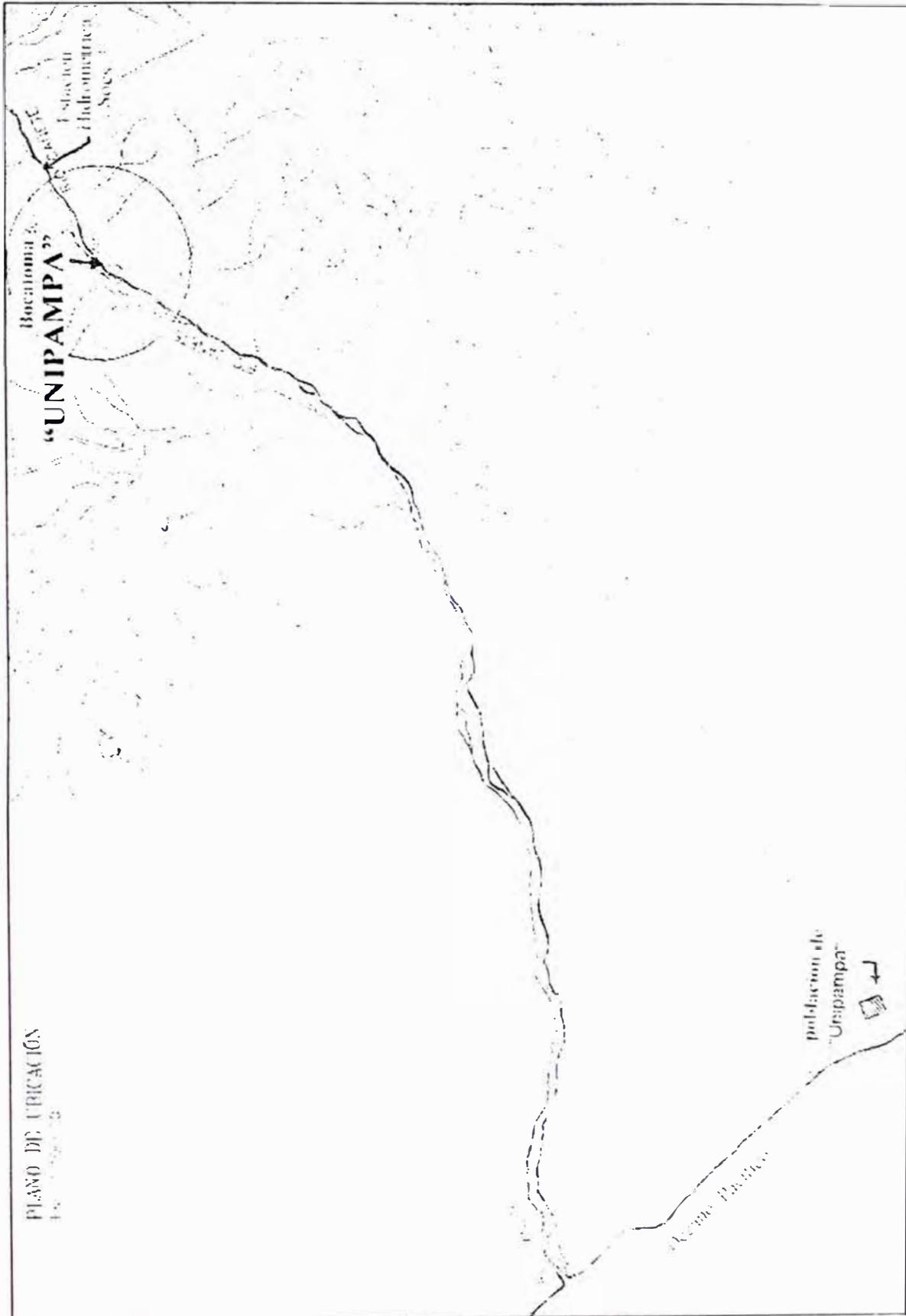


Figura N° 1.3-2 Ubicación de la Bocatoma y el pueblo de Unipampa.



## **CAPITULO II**

# **ESTUDIOS BASICOS PARA EL DISEÑO**

Primero que todo para el desarrollo del Proyecto, se ha definido una posible ubicación de la Bocatoma, tomando en cuenta que el lugar elegido reúna las siguientes condiciones:

- A) La dirección del flujo de agua debe ser lo más estabilizada o definida.
- B) La captación de agua a ser derivada debe ser posible aún en tiempo de estiaje.
- C) La entrada de sedimentos hacia el canal de derivación debe ser limitado en el máximo posible.

El punto recomendable para cumplir las condiciones anteriores, se encuentra ubicado inmediatamente aguas abajo del centro de la parte cóncava en los tramos curvos de los ríos. Para encontrar esta posible ubicación se puede ayudar de fotografías aéreas y se pueden obtener valiosos datos de ellos sobre sistemas de ríos por fotointerpretación con ayuda de expertos en el área.

Además este punto estará condicionado a cumplir las condiciones topográficas (cotas de captación), condiciones geológicas y geotécnicas, condiciones sobre facilidades constructivas (disponibilidad de materiales), evitar posibles inundaciones y daños a construcciones vecinas.

Este punto de ubicación de la estructura sería: ( 368290.00E, 8558091.00 N ), en coordenadas UTM. Como se observa en la Figuras 1.3-1 y Figura 1.3-2

## 2.1.-TOPOGRAFIA

En el área de influencia del proyecto las unidades fisiográficas son colinas medias - tierras altas y la llanura aluvial se extiende a lo largo de la influencia del río Cañete y comprende el valle agrícola. El río Cañete antes de llegar al punto de ubicación de la estructura proyectada presenta meandros.

Para el Proyecto se requiere la siguiente información topográfica.

- a) Levantamiento Localizado de la Zona de Ubicación de la Bocatoma  
Escala 1:500

- b) Levantamiento en Planta del cauce del río. 500m aguas arriba y 500m agua abajo del barrage. Escala 1:2000
- c) Perfil Longitudinal del río, 1000m aguas arriba y 1000m aguas abajo del eje del barrage . Escala H=1:2000 y V=1:200
- d) Secciones Transversales del río a cada 50m, 1000m aguas arriba y 500m aguas abajo del eje del barrage. Escala 1:200.

Estos datos nos ayudan hallar la cota de captación, la pendiente del río y la sección en diferentes puntos necesarios para el diseño.

No se ha encontrado Planos Cartográficos con suficiente información como tampoco se ha realizado ningún levantamiento topográfico para obtener información de campo necesaria, por lo tanto tomaré la información Cartográfica de la hoja de la Carta Nacional del IGN a escala 1/100000 y asumiendo algunos datos para el diseño los mismos que se mencionaran.

## **2.2.-HIDROLOGIA**

El estudio hidrológico del río Cañete ha permitido determinar la disponibilidad del recurso agua. Debemos conocer la magnitud de las avenidas máximas y mínimas en el río Cañete y periodos de retorno, información básica y muy necesaria para desarrollar el diseño de la Bocatoma.

### **2.2.1.- INFORMACION BASICA DE LA CUENCA:**

La cuenca del río Cañete geográficamente está delimitada entre los Paralelos 11°58' y 13°10' de latitud Sur y entre los meridianos 75°32' y 76°28' de longitud Oeste. Limita por el Norte con las cuencas de los ríos Omas y Mala, por el Este y Sur-Este con la cuenca del río Mantaro, por el Sur con la cuenca del río Topará y por el Oeste con el Océano Pacífico.

Políticamente la cuenca del río Cañete está ubicada en el departamento de Lima y comprende parte de las provincias de Yauyos y Cañete.

El área total de la cuenca colectora del río Cañete es de 6189.0 Km<sup>2</sup> aprox. y está ubicado con una orientación del Nor-Este a Sur-Oeste.

extendiéndose desde el Nivel del mar en la costa; hasta mas de 5800msnm de altura en la divisoria Continental.

Dentro del área de drenaje descrita sucintamente discurre el río Cañete, el mismo que tiene su origen en la laguna de Ticliacocha, la que a su vez es alimentada por el deshielo de los glaciares de la cordillera de Pichahuarco. El río en sus nacientes recorre en dirección Norte hasta la laguna Paucarcocha, después de la cual se dirige al Este y luego al Sur hasta la localidad de Huancaya, recibiendo en su curso superior el aporte de una serie de lagunas; de Huancaya a Catahuasi el río recorre con algunas variaciones en dirección Sur-Oeste, recibiendo en su cauce el aporte de una serie de tributarios, a partir de Catahuasi recorre el valle Cañete en dirección Sur-Oeste y después de un recorrido de aproximadamente a 220Km. con una pendiente promedio de 2% desemboca en el Océano Pacífico, 12km. al sur del Puerto de Cerro Azúl.

Por el origen de sus aguas, la capacidad de regulación, el caudal mínimo garantizado y consecuentemente la capacidad de producción de energía firme del río Cañete son relativamente altos en comparación a otras cuencas con escorrentía de origen pluvial ubicadas en la Vertiente del Pacífico.

Las lagunas ubicadas en la cabecera de la cuenca y con mayor superficie del espejo de agua son:

Nombre de laguna	Superficie (ha) del espejo de agua
Ticliacocha	228
Paucarcocha	218
Pilicocha	155
Mollococha	190

Estas lagunas son reservorios naturales y no se presentan mayores problemas de sedimentación y conjuntamente con otras lagunas representan el alto potencial de regulación. Indicado anteriormente.

El río Cañete presenta una marcada diferencia según su altitud en una cuenca seca y otra húmeda.

DISTRIBUCION ALTIMETRICA DE LA CUENCA HUMEDA DEL  
RIO CAÑETE

ALTITUD (msnm)	AREA PARCIAL (Km2)	Area Total (Km2)
5600	3.20	3.20
5200-5600	17.20	20.40
4800-5200	306.80	327.20
4400-4800	1856.00	2183.20
4000-4400	586.00	2769.20
3600-4000	902.00	3671.20
3200-3600	376.80	4048.00
2800-3200	674.00	4722.00
2500-2800	241.00	4963.00

La cuenca húmeda se define como aquella parte de la cuenca que contribuye a la escorrentía del río Cañete; esto significa la consideración de áreas situadas sobre 2500 m.s.n.m y con una precipitación media anual de aproximadamente 320mm.

Áreas de la cuenca que son importantes para este estudio:

Área total de la cuenca	: 6189 Km2
Área hasta la estación hidrométrica Socsi (Imperial)	: 5890 Km2
Área de la cuenca húmeda	: 4933 Km2
Área en la Toma Chavín	: 3265 Km2
Área en la Casa de Máquinas	: 4917 Km2

Según los registros en las estaciones hidrométricas de Imperial y Socsi, las descargas están aproximadamente concentradas en un periodo de cuatro meses, que comprende de Enero a Abril, la escorrentía durante ese periodo equivale al 74% del volumen total anual, lo que demuestra la necesidad de un reservorio artificial para aumentar la escorrentía durante el periodo de estiaje.

La precipitación total anual según el aumento de la altitud, muestra un rango de variación de 250 mm/año a 1800 mm/año. Y con una precipitación

media anual de aproximadamente 320mm en la cuenca húmeda y una Precipitación media anual en la parte alta de la cuenca de 625mm.

ESTACIONES PLUVIOMÉTRICAS EN  
LA CUENCA DEL RIO CAÑETE

NOMBRE DE LA ESTACION	ALTITUD (m.s.n.m)
Carania	3825
Colonia	3379
Huangascar	2556
Huantán	3272
Siria	3680
Sunca	3845
Tanta	4323
Vilca	3816
Yauricocha 1	4522
Yauricocha 2	4375

La temperatura media anual del valle de Cañete es de 21.0 °C. presentando una variabilidad en sus valores de 13.3°C a 29.9°C.

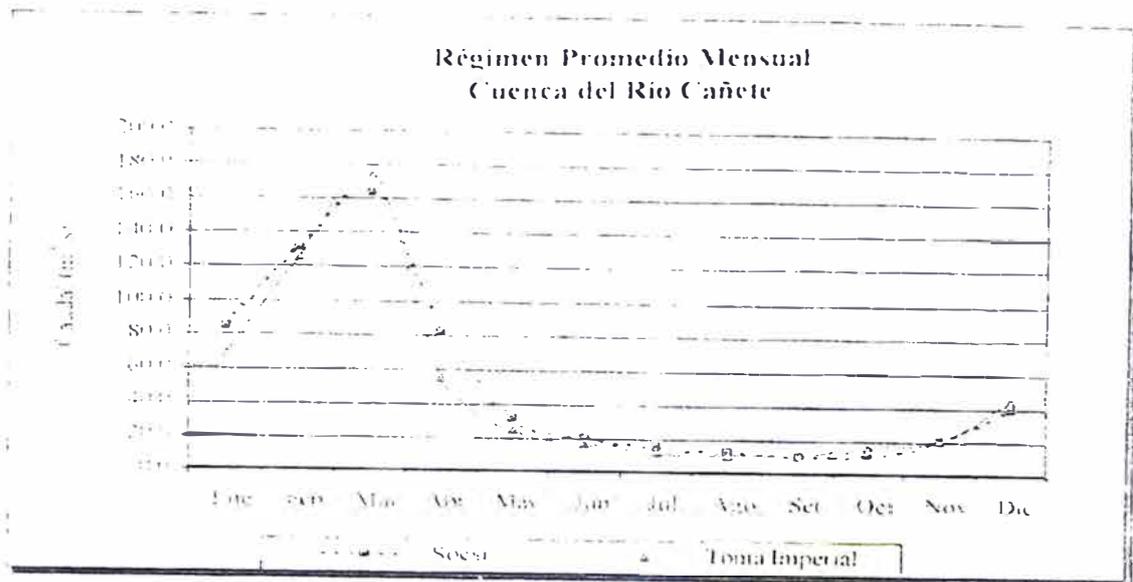
La información de evaporación registrada muestra un valor total anual de 952.9 mm. La variabilidad de la evaporación total anual a lo largo de la cuenca es alta, presentándose rangos que varían de 1500 mm a 2000 mm/año.

Los valores de humedad relativa registrado en la parte baja del valle, varían entre 71.77% a 80.42%.

Respecto a las horas de sol se ha determinado que de diciembre a abril se tiene de 175 a 204 horas de sol mensuales; mientras que de mayo a noviembre se tiene de 126 a 139 horas de sol mensuales.

Se considera como periodo seco de Julio a Setiembre y como periodo húmedo de Enero hasta Abril.

Cuadro Nº 2.2-1 Comportamiento Hidrológico Promedio Mensual de la Cuenca del río Cañete.



Fuente: Walsh Perú S.A.

Para determinar el coeficiente de escorrentía de la cuenca del río Cañete, en base a registros pluviométricos, se tiene que desde los 2500msnm hasta la divisoria continental, contribuye para escorrentía y consecuentemente, se puede establecer que el agua drenada sobre esta elevación es igual a la registrada en la estación hidrométrica Imperial.

El volumen total producido por la precipitación es de 3078.2 millones de metros cúbicos; comparando con el volumen de escorrentía media anual de 1605.3 millones de metros cúbicos en Imperial (o cuenca húmeda) resulta un coeficiente de escorrentía de 0,52.

Se ha notado según los registros obtenidos, que las avenidas son muy sensibles a la precipitación de toda la cuenca que a las lluvias de muy alta intensidad que ocurren en área relativamente limitadas. El fenómeno del Niño observado en el valle del río Huangascar ( Tributario del río cañete) los días 12 y 13 de marzo de 1972, con precipitación en 24 horas dos veces sobre 70mm, incrementó el caudal del río cañete en la estación Socsi en aproximadamente 50m<sup>3</sup>/s, de 800 a 850m<sup>3</sup>/s y un día mas tarde de 850 a 900 m<sup>3</sup>/s. La contribución del fenómeno del Niño fue probablemente alta, por que las otras dos

estaciones pluviométricas de Vilca y Tanta registraron solamente una pequeñas o nula precipitación durante esos días.

El río Cañete presenta un caudal máximo registrado de 946m<sup>3</sup>/s. registrado en el mes de marzo de 1975 y caudal mínimo de 5,8m<sup>3</sup>/s, registrado en el mes de septiembre de 1997, en tanto que el caudal promedio es 66,90m<sup>3</sup>/s.

### **2.2.2.- DISPONIBILIDAD DE INFORMACION:**

Los registros de caudales máximos diarios del río Cañete fueron medidas en la Estación Hidrométrica de Imperial, actualmente las descargas son controladas en Socsi. Desde que dichos puntos de control están situados muy próximos entre sí y no habiendo tributarios entre ambos, los datos de una estación puede ser considerados representativos del otro.

Los datos se han tomado de los estudios de factibilidad de la Central Hidroeléctrica el Platanal realizado en el año1986, quienes tomaron los datos diarios para ambas estaciones directamente de los archivos del "Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología" SENAMHI, para los siguientes años:

Imperial 1925-1967

Socsi 1964-1983

Ubicación de la Estación Hidrometrica Socsi:

Coordenadas UTM ( 370439E, 8559352N)

Elevación: 312.5 m.s.n.m. aproximadamente

Cuadro Nº 2.2 -2: **DESCARGAS MAXIMAS DEL RIO CAÑETE**  
Datos Tomados de la Estacion Hidrometrica Imperial -socsi  
Periodo: 1925-1983

Nº	AÑO(Sep-Ago)	MES	CAUDAL (m3/s)
1	1924 /1925	-	-
2	1925 /1926	Febrero	455.00
3	1926 /1927	Marzo	120.00
4	1927 /1928	Marzo	198.00
5	1928 /1929	Marzo	342.80
6	1929 /1930	Marzo	263.80
7	1930 /1931	Marzo	148.60
8	1931 /1932	Marzo	*300.00
9	1932 /1933	Marzo	176.00
10	1933 /1934	Marzo	305.00
11	1934 /1935	Marzo	386.00
12	1935 /1936	Enero	265.00
13	1936 /1937	Marzo	283.80
14	1937 /1938	Febreo	401.40
15	1938 /1939	Marzo	308.50
16	1939 /1940	Enero	141.30
17	1940 /1941	Marzo	301.10
18	1941 /1942	Febrero	319.20
19	1942 /1943	Febrero	324.10
20	1943 /1944	Marzo	396.60
21	1944 /1945	Marzo	350.00
22	1945 /1946	Marzo	354.00
23	1946 /1947	Marzo	353.00
24	1947 /1948	Marzo	279.00
25	1948 /1949	Marzo	198.00
26	1949 /1950	Febrero	244.70
27	1950 /1951	Marzo	485.00
28	1951 /1952	Marzo	360.00
29	1952 /1953	Marzo	555.00
30	1953 /1954	Marzo	657.00
31	1954 /1955	Febrero	700.00
32	1955 /1956	Febrero	470.00
33	1956 /1957	Febrero	228.30
34	1957 /1958	Marzo	270.40
35	1958 /1959	Marzo	700.00
36	1959 /1960	Enero	488.80
37	1960 /1961	Marzo	597.60
38	1961 /1962	Marzo	566.20
39	1962 /1963	Enero	242.40
40	1963 /1964	Diciembre	177.80
41	1964 /1965	Febrero	410.00
42	1965 /1966	Marzo	280.00
43	1966 /1967	Febrero	319.90
44	1967 /1968	Marzo	198.50
45	1968 /1969	Marzo	139.00
46	1969 /1970	Enero	408.00
47	1970 /1971	Febrero	*430.00
48	1971 /1972	Marzo	900.00
49	1972 /1973	Febrero	*484.20
50	1973 /1974	Febrero	326.00
51	1974 /1975	Marzo	298.00
52	1975 /1976	Febrero	332.00
53	1976 /1977	Febrero	249.00
54	1977 /1978	Febrero	216.00
55	1978 /1979	Marzo	182.00
56	1979 /1980	Enero	100.10
57	1980 /1981	Febrero	257.10
58	1981 /1982	Febrero	120.00
59	1982 /1983	Marzo	228.00

(\*) : significan años con datos incompletos.

Fuente: Estudio de Factibilidad C.H. El Platanal

El diseño de estructuras hidráulico está ligado íntimamente al conocimiento de las descargas de un río. En caso de las Bocatomas importa de manera especial la descarga máxima, el valor medio y los valores mínimos. Teniendo registros y con ayuda de algunos métodos probabilísticas se puede obtener esos valores.

Se ha tomado la información de descargas máximas a usarse en el dimensionamiento de las estructuras de alivio, canal de limpia, obras de encauzamiento en función al periodo de vida útil del proyecto y análisis del riesgo de falla permisible.

### **2.2.3.- CURVA DE DURACION:**

La curva de duración resulta del análisis de frecuencias de la serie histórica de caudales medios diarios en el sitio de captación de un proyecto de suministro de agua. Se estima que si la serie histórica es suficientemente buena, la curva de duración es representativa del régimen de caudales medios de la corriente y por lo tanto puede utilizarse para pronosticar el comportamiento del régimen futuro de caudales, o sea el régimen que se presentará durante la vida útil de la captación.

El caudal mínimo probable de la curva es el caudal que la corriente puede suministrar durante todo el año con una probabilidad de excedencia próxima al 100 % . Si este caudal es mayor que la demanda del proyecto, entonces la fuente tiene capacidad para abastecer la demanda sin necesidad de almacenamiento.

En los estudios que se realizan en cuencas pequeñas las variaciones diarias del caudal son importantes. Por esta razón los análisis se hacen con base en la curva de duración de caudales diarios. Cuando la información hidrológica es escasa la serie histórica de los caudales medios diarios no existe, o si existe no es suficientemente confiable. En tal caso la curva de duración de caudales diarios no puede determinarse por métodos matemáticos, pero pueden hacerse estimativos utilizando relaciones empíricas entre lluvias y caudales. Estos estimativos pueden ocasionar sobrediseño de las obras.

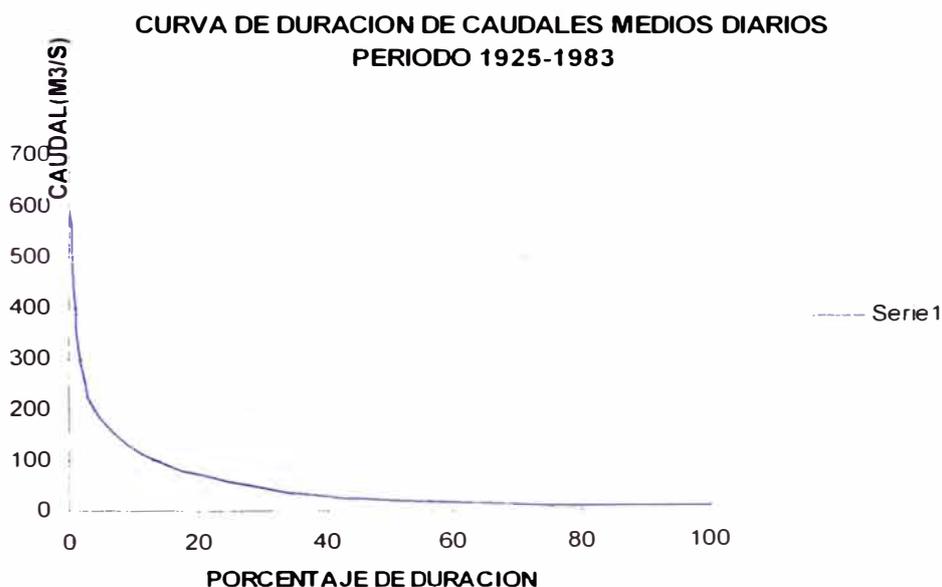
Para determinar la curva de duración se han tomado datos correspondientes a las descargas medias diarias del periodo 1925-1983, esta curva muestra el porcentaje de tiempo que un especificado caudal fue igualado o excedido durante el periodo de análisis.

Río Cañete en Imperial: Caudales(m<sup>3</sup>/s) con 50, 70, 95% de persistencia.

Persistencia	Todo el año	Periodo Húmedo	Periodo Seco
50%	20.75	57.00	12.40
70%	13.25	33.00	11.00
95%	8.75	16.80	8.00

Qmedio = 50.90m<sup>3</sup>/s

Cuadro N° 2.2 –3 Curva de Duración de caudales medios diarios.



Fuente: Estudio de Factibilidad C.H. El Platanal

#### 2.2.4.- ANALISIS DE MAXIMAS AVENIDAS:

El valor máximo de cada año ha sido evaluados por los métodos de Gumbel y Log Pearson III. Para luego calcular los caudales máximos para diferentes periodos de retorno. Estos valores han sido corregidos para determinar los caudales máximos instantáneos por medio de la fórmula de Fuller.

**A) METODO GUMBEL**

Periodo de Retorno :  $T=(N+1)/m$

Frecuencia:  $F=1-1/T$

Nº	AÑO	MES(Sep-Ago)	CAUDAL(m3/s)	CAUDAL ORDENADO	Nº ORDEN= m	PERIODO RETORNO	FRECUENCIA	
1	1924	/1925	.	.	.	.	.	
2	1925	/1926	Febrero	455.00	900.00	1	59.00	98.31
3	1926	/1927	Marzo	120.00	700.00	2	29.50	96.61
4	1927	/1928	Marzo	198.00	700.00	3	19.67	94.92
5	1928	/1929	Marzo	342.80	657.00	4	14.75	93.22
6	1929	/1930	Marzo	263.80	597.60	5	11.80	91.53
7	1930	/1931	Marzo	148.60	566.20	6	9.83	89.83
8	1931	/1932	Abril	300.00	555.00	7	8.43	88.14
9	1932	/1933	Marzo	176.00	488.80	8	7.38	86.44
10	1933	/1934	Marzo	305.00	485.00	9	6.56	84.75
11	1934	/1935	Marzo	386.00	484.20	10	5.90	83.05
12	1935	/1936	Enero	265.00	470.00	11	5.36	81.36
13	1936	/1937	Marzo	283.80	455.00	12	4.92	79.66
14	1937	/1938	Febreo	401.40	430.00	13	4.54	77.97
15	1938	/1939	Marzo	308.50	410.00	14	4.21	76.27
16	1939	/1940	Enero	141.30	408.00	15	3.93	74.58
17	1940	/1941	Marzo	301.10	401.40	16	3.69	72.88
18	1941	/1942	Febrero	319.20	396.60	17	3.47	71.19
19	1942	/1943	Febrero	324.10	386.00	18	3.28	69.49
20	1943	/1944	Marzo	396.60	360.00	19	3.11	67.80
21	1944	/1945	Marzo	350.00	354.00	20	2.95	66.10
22	1945	/1946	Marzo	354.00	353.00	21	2.81	64.41
23	1946	/1947	Marzo	353.00	350.00	22	2.68	62.71
24	1947	/1948	Marzo	279.00	342.80	23	2.57	61.02
25	1948	/1949	Marzo	198.00	332.00	24	2.46	59.32
26	1949	/1950	Febrero	244.70	326.00	25	2.36	57.63
27	1950	/1951	Marzo	485.00	324.10	26	2.27	55.93
28	1951	/1952	Marzo	360.00	319.90	27	2.19	54.24
29	1952	/1953	Marzc	555.00	319.20	28	2.11	52.54
30	1953	/1954	Marzo	657.00	308.50	29	2.03	50.85
31	1954	/1955	Febrero	700.00	305.00	30	1.97	49.15
32	1955	/1956	Febrero	470.00	301.10	31	1.90	47.46
33	1956	/1957	Febrero	228.30	300.00	32	1.84	45.76
34	1957	/1958	Marzo	270.40	298.00	33	1.79	44.07
35	1958	/1959	Marzo	700.00	283.80	34	1.74	42.37
36	1959	/1960	Enero	488.80	280.00	35	1.69	40.68
37	1960	/1961	Marzo	597.60	279.00	36	1.64	38.98
38	1961	/1962	Marzo	566.20	270.40	37	1.59	37.29
39	1962	/1963	Enero	242.40	265.00	38	1.55	35.59
40	1963	/1964	Diciembre	177.80	263.80	39	1.51	33.90
41	1964	/1965	Febrero	410.00	257.10	40	1.48	32.20
42	1965	/1966	Marzo	280.00	249.00	41	1.44	30.51
43	1966	/1967	Febrero	319.90	244.70	42	1.40	28.81
44	1967	/1968	Marzo	198.50	242.40	43	1.37	27.12
45	1968	/1969	Marzo	139.00	228.30	44	1.34	25.42
46	1969	/1970	Enero	408.00	228.00	45	1.31	23.73
47	1970	/1971	Febrero	430.00	216.00	46	1.28	22.03
48	1971	/1972	Marzo	900.00	198.50	47	1.26	20.34
49	1972	/1973	Febrero	484.20	198.00	48	1.23	18.64
50	1973	/1974	Febrero	326.00	198.00	49	1.20	16.95
51	1974	/1975	Marzo	298.00	182.00	50	1.18	15.25
52	1975	/1976	Febrero	332.00	177.80	51	1.16	13.56
53	1976	/1977	Febrero	249.00	176.00	52	1.13	11.86
54	1977	/1978	Febrero	216.00	148.60	53	1.11	10.17
55	1978	/1979	Marzo	182.00	141.30	54	1.09	8.47
56	1979	/1980	Enero	100.10	139.00	55	1.07	6.78
57	1980	/1981	Febrero	257.10	120.00	56	1.05	5.08
58	1981	/1982	Febrero	120.00	120.00	57	1.04	3.39
59	1982	/1983	Marzo	228.00	100.10	58	1.02	1.69

Suma: 19591.2

CAUDAL MEDIO

$Q_m = \text{Sumatoria}(Q_i)/N$

N Número de datos

$Q_m = 337.7793$

DESVIACION ESTANDAR

$D = (\text{Sumatoria}(Q_i - Q_m)^2 / (N-1))^{1/2}$

$D = 160.9821$

$Q = Q_m - D \cdot (0.45 + 0.7797 \cdot \ln(\ln T - \ln(T-1)))$

PERIODO DE RETORNO (Años)	50	100
CAUDAL MAX(m3/s)	755.11	842.74

**B)METODO DE LOG PEARSON III**

Nº	AÑO/(Sep-Ago)	MES	CAUDAL(m3/s)	CAUDAL ORDENADO	Log Qi	(Log Qi-LogQ)^2	(Log Qi-LogQ)^3
1	1924 /1925	.	.	.	.	.	.
2	1925 /1926	Febrero	455 00	900 00	2 9542	0 26399044	0 13563829
3	1926 /1927	Marzo	120 00	700 00	2 8451	0 16378209	0 06628261
4	1927 /1928	Marzo	198 00	700 00	2 8451	0 16378209	0 06628261
5	1928 /1929	Marzo	342 80	657 00	2 8176	0 14227984	0 05366796
6	1929 /1930	Marzo	263 80	597 60	2 7764	0 112896	0 03793306
7	1930 /1931	Marzo	148 60	566 20	2 7530	0 09771876	0 03054688
8	1931 /1932	Abril	300 00	555 00	2 7443	0 09235521	0 02806675
9	1932 /1933	Marzo	176 00	488 80	2 6884	0 061504	0 01525299
10	1933 /1934	Marzo	305 00	485 00	2 6857	0 06017209	0 01476021
11	1934 /1935	Marzo	386 00	484 20	2 6850	0 05982916	0 01463421
12	1935 /1936	Enero	265 00	470 00	2 6721	0 05368489	0 01243879
13	1936 /1937	Marzo	283 80	455 00	2 6580	0 04734976	0 01030331
14	1937 /1938	Febreo	401 40	430 00	2 6335	0 03728761	0 00720024
15	1938 /1939	Marzo	308 50	410 00	2 6128	0 02972176	0 00512403
16	1939 /1940	Enero	141 30	408 00	2 6136	0 02999824	0 0051957
17	1940 /1941	Marzo	301 10	401 40	2 6036	0 02663424	0 00434671
18	1941 /1942	Febrero	319 20	396 60	2 5983	0 02493241	0 00393683
19	1942 /1943	Febrero	324 10	386 00	2 5866	0 02137444	0 00312494
20	1943 /1944	Marzo	396 60	360 00	2 5563	0 01343281	0 00155686
21	1944 /1945	Marzo	350 00	354 00	2 5490	0 01179396	0 00128082
22	1945 /1946	Marzo	354 00	353 00	2 5478	0 01153476	0 00123883
23	1946 /1947	Marzo	353 00	350 00	2 5441	0 01075369	0 00111516
24	1947 /1948	Marzo	279 00	342 80	2 5350	0 00894916	0 00084659
25	1948 /1949	Marzo	198 00	332 00	2 5211	0 00651249	0 00052556
26	1949 /1950	Febrero	244 70	326 00	2 5132	0 00529984	0 00038583
27	1950 /1951	Marzo	485 00	324 10	2 5167	0 00582169	0 00044419
28	1951 /1952	Marzo	360 00	319 90	2 5050	0 00417316	0 00026959
29	1952 /1953	Marzo	555 00	319 20	2 5041	0 00405769	0 00025847
30	1953 /1954	Marzo	657 00	308 50	2 4893	0 00239121	0 00011693
31	1954 /1955	Febrero	700 00	305 00	2 4843	0 00192721	8 4605E-05
32	1955 /1956	Febrero	470 00	301 10	2 4787	0 00146689	5 6182E-05
33	1956 /1957	Febrero	228 30	300 00	2 4771	0 00134689	4 9431E-05
34	1957 /1958	Marzo	270 40	298 00	2 4742	0 00114244	3 8614E-05
35	1958 /1959	Marzo	700 00	283 80	2 4530	0 00015876	2 0004E-06
36	1959 /1960	Enero	488 80	280 00	2 4472	4 624E-05	3 1443E-07
37	1960 /1961	Marzo	597 60	279 00	2 4456	2 704E-05	1 4061E-07
38	1961 /1962	Marzo	566 20	270 40	2 4320	7 056E-05	-5 927E-07
39	1962 /1963	Enero	242 40	265 00	2 4230	0 00030276	-5 268E-06
40	1963 /1964	Diciembre	177 80	263 80	2 4213	0 00036481	-6 968E-06
41	1964 /1965	Febrero	410 00	257 10	2 4101	0 00091809	-2 782E-05
42	1965 /1966	Marzo	280 00	249 00	2 3962	0 00195364	-8 635E-05
43	1966 /1967	Febrero	319 90	244 70	2 3886	0 00268324	-0 000139
44	1967 /1968	Marzo	198 50	242 40	2 3845	0 00312481	-0 0001747
45	1968 /1969	Marzo	139 00	228 30	2 3585	0 00670761	-0 0005494
46	1969 /1970	Enero	408 00	228 00	2 3579	0 00680625	-0 0005615
47	1970 /1971	Febrero	430 00	216 00	2 3345	0 01121481	-0 0011876
48	1971 /1972	Marzo	900 00	198 50	2 2878	0 02328676	-0 0035536
49	1972 /1973	Febrero	484 20	198 00	2 2967	0 02064969	-0 0029674
50	1973 /1974	Febrero	326 00	198 00	2 2967	0 02064969	-0 0029674
51	1974 /1975	Marzo	298 00	182 00	2 2600	0 03254416	-0 005871
52	1975 /1976	Febrero	332 00	177 80	2 2499	0 03629025	-0 0069133
53	1976 /1977	Febrero	249 00	176 00	2 2455	0 03798601	-0 0074035
54	1977 /1978	Febrero	216 00	148 60	2 1720	0 07203856	-0 0193351
55	1978 /1979	Marzo	182 00	141 30	2 1500	0 08433216	-0 0244901
56	1979 /1980	Enero	100 10	139 00	2 1430	0 08844676	-0 0263041
57	1980 /1981	Febrero	257 10	120 00	2 0790	0 13060996	-0 0472024
58	1981 /1982	Febrero	120 00	120 00	2 0790	0 13060996	-0 0472024
59	1982 /1983	Marzo	228 00	100 10	2 0000	0 19395216	-0 0854165
<b>Suma:</b>					<b>143.9812</b>	<b>2.48567166</b>	<b>0.24064036</b>

Media de Log  $\log Q = (\text{Suma LogQ})/N = 2 4403593$   
 Desviacion de Log  $D \log Q = (\text{Suma } (\text{LogQi}-\text{LogQ})^2)/(N-1)^{1/2} = 0 20707$   
 N: Número de datos  
 Coeficiente de Sesgo  $Cs = (N \cdot \text{Suma}(\text{LogQi}-\text{LogQ})^3)/((N-1) \cdot (N-2) \cdot D \log^3) = 0 48405$   
 K: Se obtiene de tabla

Para un Coeficiente de Cesgo = 0.48405

Con periodo de retorno de 50 años obtenemos  $K = 2.311$

Con periodo de retorno de 100 años obtenemos  $K = 2.686$

Luego se utiliza la fórmula:

$$\text{Log } Q_T = \text{Log } Q + D \text{ Log } Q * K$$

PERIODO DE RETORNO(Años)	50	100
CAUDAL MAX(m3/s)	827.94	990.83

### CAUDALES DE DISEÑO DEL RIO CAÑETE

PERIODO DE RETORNO(Años)	50	100
según : GUMBEL	755.11	842.74
Según: LOG PEARSON III	827.94	990.83
PROMEDIOS	791.53	916.79

Los Caudales máximos serán:

$$Q (TR=50) = 791.525 \quad \text{m}^3/\text{s}$$

$$Q (TR=100) = 916.785 \quad \text{m}^3/\text{s}$$

#### Correccion con la Formula de Fuller:

Para el diseño necesitamos conocer los caudales máximos instantaneos para eso usamos la Formula de Fuller:

$$Q_i = Q_m(1 + 2.66/A^{0.3})$$

$Q_i$  = Caudal máximo instantaneo

$Q_m$  = Caudal máximo diario

$A$  = Área de la Cuenca Humeda = 4933Km<sup>2</sup>

$$\text{se tiene: } Q (TR=50) = 956.00 \quad \text{m}^3/\text{s}$$

$$Q (TR=100) = 1107.00 \quad \text{m}^3/\text{s}$$

El caudal de diseño utilizado será de 956 m<sup>3</sup>/s correspondiente a un periodo de retorno de 50 años.

### 2.3.- GEOLOGIA Y GEOTECNIA

Es importante conocer las condiciones geomorfológicas, geológicas y geotécnicas, ya que en base a ello se dimensionará con mayor seguridad la estructura; por lo tanto es necesario la siguiente información:

- a) Curva de graduación del material conformante del lecho del río.
- b) Sección transversal que muestre la geología de la zona de ubicación de la bocatoma.
- c) Coeficiente de permeabilidad.
- d) Capacidad portante
- e) Resultados sobre ensayos de hincado de pilotes o tablaestacas.
- f) Cantidad de sedimentos que transporta el río.

Con las características geológicas y geotécnicas del sector se ejecutará la futura Bocatoma, además el estudio permitirá determinar las condiciones geodinámica externa y condición de la cimentación del terreno de fundación.

Se debe estudiar en forma paralela, la ubicación y calidad de las canteras en un volumen susceptible a ser utilizado.

El subsuelo donde irá apoyada el barraje y demás estructuras deberán ser investigados mediante perforaciones, calicatas, sondeos y otros para conocer la capacidad de carga del suelo y otros aspectos ya mencionadas.

Se tiene valores aproximados de la capacidad de carga para algunos tipos de suelo de cimentación, pero son aproximados (del texto Bureau of Reclamación).

En términos generales, en la zona no existen problemas desde el punto de vista geológico, así mismo el nivel de cimentación promedio, tiene una carga admisible de 3.25Kg/cm<sup>2</sup> (información de estudios realizados para la Bocatoma Palo Herbay-Río Cañete), por lo que presenta buenas condiciones para la cimentación de la estructura. suponemos que se trata de roca graneodorita.

## **CAPITULO III**

### **DISEÑO DE LA BOCATOMA SELECCIONADA**

Las captaciones son las obras que permiten derivar el agua desde la fuente que alimenta el sistema. Esta fuente puede ser una corriente natural, un embalse o un depósito de agua subterránea.

Las magnitudes de los caudales que se captan en las bocatomas son función de los niveles de agua que se presentan inmediatamente arriba de la estructura de control. Como estos niveles dependen del caudal  $Q$  de la corriente natural, y este caudal es variable, entonces las bocatomas no captan un caudal constante. Durante los estiajes captan caudales pequeños y durante las crecientes captan excesos que deben ser devueltos a la corriente lo más pronto posible, ya sea desde el canal de aducción o desde el desgravador.

Para el Presente informe, se considerará en el diseño una cámara desgravadora dentro de la cámara de captación; el canal de limpia ubicado frente a la ventana de captación funcionará como canal despedrador.

### **3.1.-CARACTERISTICAS DE LA BOCATOMA SELECCIONADA:**

La Bocatoma seleccionada es del tipo Mixta o convencional. La captación se realizará mediante el cierre del río con una estructura conocida como azud o presa de derivación, esta estructura será fija y de concreto armado, la toma se hará en forma lateral por medio de una ventana de captación que puede funcionar como un orificio o vertedero dependiendo del tirante del río.

La Bocatoma deberá captar  $3.00\text{m}^3/\text{s}$  y está conformada por los siguientes elementos:

- a) Barraje fijo o Presa de Derivación.
- c) Canal despedrador con barraje Móvil con sus sistemas de compuertas radiales y ataguías.
- d) Cámara de captación, equipado con sus compuertas de regulación, cámara desripiadora, compuertas de purga y canal de desgravador.
- e) Muros de encauzamiento y diques de protección.

Tal como se muestra en la siguiente figura y sus funciones se explicaran durante el diseño.



## 3.2.-CONSIDERACIONES Y CRITERIOS PARA EL DISEÑO.

### 3.2.1.-CONSIDERACIONES

1.- El caudal de captación considerado es de 3.00m<sup>3</sup>/s, justificándose de la siguiente manera:

Población: Para el cálculo de la población se ha considerado lo siguiente:

La población establecida únicamente sobre el área asignada, para lo cual se han considerado 7 hab./lote, en 300 lotes se estima una población inicial de 2100 habitantes.

La población futura para un periodo de diseño de 20 años, que es el tiempo estimado durante el cual se explotará al máximo el gas licuado de Camisea en Pampa Melchorita, se ha tomado en cuenta que las actividades económicas de operación de la planta generarán trabajo directo para 3000 familias (constituidas por 7 integrantes c/u), las cuales crecerán a un ritmo de 1.5% anual (similar al crecimiento demográfico de Cañete), lo que representa una población de 27300 habitantes para el 2026.

Dotación :

Se ha elegido una Dotación de: 200l/Hab/día. Para una ciudad Popular, con lotes proyectados para uso mixto (vivienda y comercial) – clima Cálido.

Demanda

La demanda estimada es de dos tipos:

- Demanda Agrícola: 2418.00 l/s.
- Demanda de Agua Potable, 82.15 l/s

Por lo tanto la bocatoma será diseñada para captar los 3000 l/s, para satisfacer la demanda de la futura población.

2.- La estructura se diseña en función de la vida útil del proyecto, periodo de retorno y análisis del riesgo de falla permisible.

Riesgo de Falla(J) :  $J = 1 - [1 - 1/T_R]^N$

$T_R$  = Periodo de retorno (años).

$N$  = Vida útil del Proyecto.

Para

$N=15$  años

$T_R=50$  años      Riesgo de falla= 26%

Mientras que para obtener un riesgo de falla de 22% con una vida útil de 50 años tendríamos que trabajar con un periodo de retorno de 200 años, por lo tanto tendríamos un caudal de diseño mayor y una estructura de mayor dimensiones que sería más costosa, de modo que solo trabajaremos con un periodo de retorno de 50 años, una vida útil de 15 años y un riesgo de falla del 26%.

3.- La ubicación de la estructura de toma está orientada en función al sedimento de arrastre que trae el río, ya que este puede ingresar a la ventana de captación o depositarse delante de la toma. Por esta razón la captación debe ubicarse en un lugar donde los sedimentos puedan ser arrastrados por el flujo del río y si hay posibilidad de ingreso de sedimentos hacia el canal esta debe ser la mínima posible.

4.-La altura del barraje fijo o barraje vertedero está orientada a elevar o mantener un nivel de agua en el río, de modo tal que pueda derivar un caudal hacia el canal Principal. El nivel de la cresta dará la cota suficiente para derivar el caudal.

5.-Si un barraje fijo es construido a lo largo de la longitud del cauce y no genera problema durante la época de avenida, la longitud del barraje vertedero es limitado por el ancho del canal de limpia gruesa. En cambio si el barraje causa problemas durante al época de avenidas aumentado del nivel de aguas, en especial aguas arriba del barraje fijo, entonces será necesario aumentar un barraje móvil.

6.-El costo será el que prima en la relación entre un barraje fijo y móvil, ya que habría que comparar el gasto que ocasiona el efecto del remanso hacia arriba de la presa versus la construcción de un vertedero muy corto; en caso contrario, será necesario aumentar la longitud del barraje, lo cual causaría una altura menor en la sobre elevación del nivel de agua que ocasiona el remanso.

### 3.2.2.-CRITERIOS DE DISEÑO:

#### a) ASPECTOS HIDROLOGICOS:

1.-La avenida máxima instantánea calculada del río Cañete es de 956 m<sup>3</sup>/s, que corresponde al promedio de dos distribuciones del periodos de retorno de 50años.

2.- En el lugar donde se está proyectando la estructura el río cañete tiene dos brazos, el Barraje vertedero estará ubicada en el brazo izquierdo del río, en tanto que la toma se hará en la margen izquierda de este brazo. Dicho brazo del río tiene un ancho de cauce de 50m aproximadamente, pero durante una máxima avenida del río Cañete de 956 m<sup>3</sup>/s correspondiente a un periodo de retorno de 50 años, escurrirá el 50% del caudal por cada brazo o sea 478m<sup>3</sup>/s. ya que estos brazos tienen similares características. Además que parte del caudal mencionado anteriormente escurrirá por en entre los dos brazos, por donde existe una especie de isla, ocasionado perdidas durante una máxima avenida. Ver Figura 1.3-1. Para lo que he considerado de acuerdo a las características del río que solo llegará a la estructura proyectada el 80% del caudal. es decir:  $80\%(478\text{m}^3/\text{s}) = 382.0\text{m}^3/\text{s}$ , a lo que considero como el caudal de diseño para el barraje.

3.-El caudal de diseño a ser derivado hacia la captación es de 3.00m<sup>3</sup>/s. en el que se han considerado 2.50m<sup>3</sup>/s para atender la demanda de agua de uso doméstico y la demanda de agua para riego y 0.5m<sup>3</sup>/s para las estructuras de limpia (desgravador, desripiador y desarenador).

4.-El tránsito del caudal permitirá la acción de socavación profundizando temporalmente el cauce, fenómeno decisivo en la determinación del nivel de cimentación ( 2m a 3m aprox.) de las estructuras proyectadas en el cauce (excepto dentellones de barraje fijo y móvil), profundidad que deberá confirmarse durante el diseño estructural.

## **b)ASPECTOS HIDRAULICOS:**

1.-El tránsito de la avenida máxima instantánea de  $382.0\text{m}^3/\text{s}$ , deberá ser contenida entre los muros de encauzamiento, diques, pozas de disipación, accionado de manera combinada el barraje móvil totalmente abierto y el barraje fijo.

2.-El barraje móvil tiene como finalidad de darle mayor versatilidad a la bocatoma en el control de tirantes y minimizar el ingreso de material sólido. Asimismo el barraje móvil formaría parte del sistema de limpia de material grueso, con un canal de fuerte pendiente para evacuar hasta el 10% del caudal durante una máxima avenida. El canal de limpia debe permitir el paso de la avenida máxima operando el barraje móvil con todas las compuertas totalmente abiertas.

3.-El caudal máximo para derivación definido es de  $3.00\text{m}^3/\text{s}$ , captado por rebose será través de una ventana de captación.

4.-Para atenuar el ingreso de sólidos en suspensión y material de arrastre al canal de derivación, se ha proyectado un canal de limpia gruesa frente a la ventana de captación con pendiente de 3%, accionado con un sistema de compuertas.

5.-El coeficiente de rugosidad en la fórmula de Manning, para determinar las condiciones del río se ha asumido  $n=0.05$  según criterios en función a las características del cauce.

6.-Se calcula el tirante del río abajo del eje de la bocatoma con una pendiente de fondo de  $S=0.01$  y amplitud de cauce de 50m, para una máxima avenida de  $382.00\text{m}^3/\text{s}$  debe alcanzar un tirante de 2.4m de altura aproximadamente. ver cuadro 3.3-1

7.-De acuerdo al tipo de suelo encontrado en la zona de estudio se empleará el calculo de presiones por filtración y coeficiente de Lane.

### 3.3.-DISEÑO HIDRAULICO DE UNA BOCATOMA

Primero hallaremos la relación Tirante –Caudal, para lo que necesitamos los siguientes datos.

#### COEFICIENTE DE RUGOSIDAD:

Es la resistencia al flujo del agua, que presenta los revestimientos de los canales artificiales, en los cauces naturales la rugosidad puede variar con la estación del año del año, y por efecto de fenómenos naturales. El coeficiente de rugosidad suele ser muy variable dependiendo de la topografía, geología y vegetación. Para el cauce del río Cañete se tiene una rugosidad estimada de  $n= 0.05$

#### PENDIENTE DEL RIO:

Según el Plano del IGN 27K, se ha hecho una estimación de la pendiente del río en el área de Proyecto.

Pendiente (S): 0.01

#### ANCHO DEL RIO:

Ancho de río (aprox.): 50m, en el área del proyecto.

#### SECCION TRANSVERSAL DEL RIO EN LA COTA DE CAPTACION:

Cota de terreno en la toma : 281.00msnm

Ancho de río (aprox.): 50m

Coeficiente de rugosidad:  $n=0.05$

Pendiente del río:  $S=0.01$

#### Luego utilizaremos:

#### FORMULA DE MANNING:

Para hallar el Caudal Q

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

$$A=bh$$

$$R=bh/(b+2h)$$

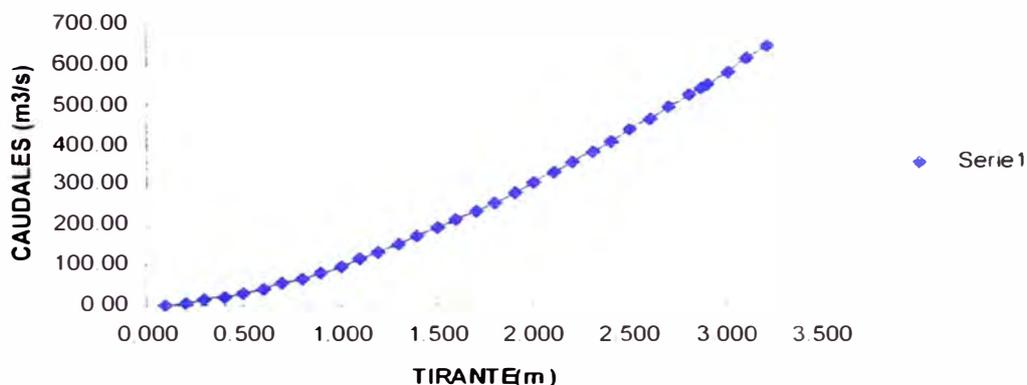
**A**= Area

**R**= Radio Hidráulico.

**H** = tirante (m)

**CUADRO N° 3.3-1**

h	A	P	R	Q(m <sup>3</sup> /s)
0.100	5.0000	50.200	0.100	2.15
0.200	10.0000	50.400	0.198	6.80
0.300	15.0000	50.600	0.296	13.34
0.400	20.0000	50.800	0.394	21.49
0.500	25.0000	51.000	0.490	31.08
0.600	30.0000	51.200	0.586	42.01
0.700	35.0000	51.400	0.681	54.18
0.800	40.0000	51.600	0.775	67.51
0.900	45.0000	51.800	0.869	81.94
1.000	50.0000	52.000	0.962	97.42
1.100	55.0000	52.200	1.054	113.90
1.200	60.0000	52.400	1.145	131.34
1.300	65.0000	52.600	1.236	149.70
1.400	70.0000	52.800	1.326	168.95
1.500	75.0000	53.000	1.415	189.07
1.600	80.0000	53.200	1.504	210.01
1.700	85.0000	53.400	1.592	231.76
1.800	90.0000	53.600	1.679	254.29
1.900	95.0000	53.800	1.766	277.58
2.000	100.0000	54.000	1.852	301.60
2.100	105.0000	54.200	1.937	326.35
2.200	110.0000	54.638	2.013	350.77
2.300	115.0000	54.849	2.097	376.77
2.400	120.0000	55.060	2.179	403.44
2.500	125.0000	55.270	2.262	430.74
2.600	130.0000	55.481	2.343	458.67
2.700	135.0000	55.692	2.424	487.22
2.800	140.0000	55.903	2.504	516.36
2.857	142.8500	56.023	2.550	533.24
2.900	145.0000	56.114	2.584	546.09
3.000	150.0000	56.325	2.663	576.39



Por lo tanto de la tabla anterior podemos determinar que para un caudal de diseño de 382.0 m<sup>3</sup>/s, el tirante en el río es de 2.40m aproximadamente.

### 3.3.1.- TOMA O CAPTACION

La captación de agua se realiza mediante una abertura llamada ventana de captación, esta estructura la hemos ubicado aguas arriba del barraje vertedero, teniendo en cuenta además que el ingreso de sedimentos sea el mínimo posible, por esta razón la ventana de captación estará a una altura de 0.60 m del piso del canal de limpia; sus principales estructuras son :

Ventana de captación,

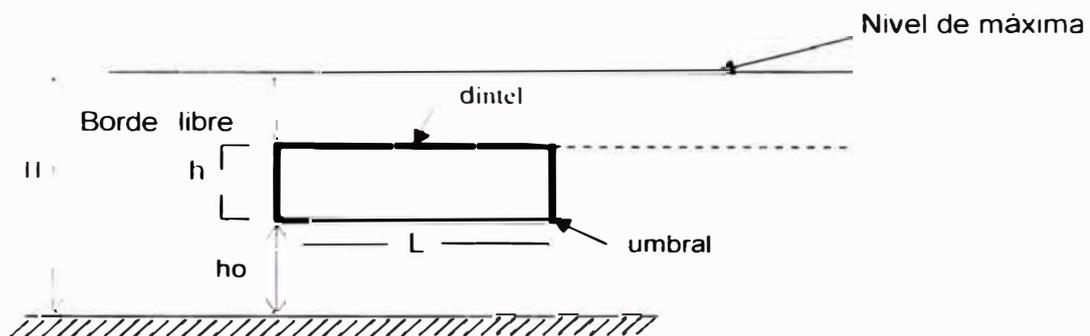
Cámara de decantación o desripiador y

Compuerta de regulación:

El caudal ingresa a la ventana de captación ( primer rebose), luego al desripiador y por segundo rebose se va a las compuertas de regulación, para ser derivado.

#### A) VENTANA DE CAPTACIÓN

##### Altura de la ventana de captación



Debemos considerar:

$h_o$  = altura para evitar ingreso de material de arrastre

$h_o \geq 0.60 \text{ m}$  ó  $h_o > H/3$ , en este caso  $h_o = 0.60 \text{ m}$ .

$h$  = altura de la ventana de captación; es preferible usar la formula de vertedero.

$L$  = ancho de la ventana de captación.

##### Rejillas

Se colocaran con el objeto de impedir materiales de arrastre y suspensión ingresen al canal de derivación, los cuales causarian obstrucción y desbordes aguas debajo de la captación. Las rejillas estarán ubicadas a cada 10 cm. y con una inclinación de 1:1/4, para facilitar la limpieza.

Las rejillas causan pérdidas de caudal al momento del ingreso y considerado en la altura de la ventana de captación.

Por lo tanto:

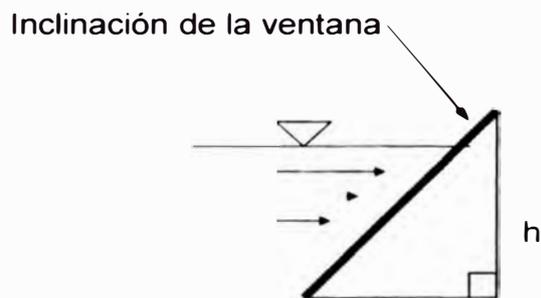
Considerando que el caudal ingresa con una velocidad de 1m/s.

Caudal =  $3\text{m}^3/\text{s}$

$V=1\text{ m/s}$

Área neta = caudal/velocidad =  $3\text{m}^2$

Las ventanas de captación tienen rejillas de barrotes de  $\phi=3/4"$ , espaciadas a cada 10cm, la inclinación de las ventanas es de 0.25:1 (H:V).



$n$  = número de barrotes

$h$  = altura de ventana.

diámetro de  $\phi=3/4"$  =0.02m

Área neta = Área bruta- Área de las rejillas

$3= 0.1n*1.03h- (n-1)*0.02*1.03h$

para  $h=0.8\text{m}$  :  $n= 45$

Se tiene un área de  $4.50\text{m}*0.80\text{m}$ .

Entonces tenemos 2 ventanas de  $2.25\text{m} *0.90\text{m}$  separadas por un pilar de 30cm, se ha considerado una altura adicional a los barrotes de 0.10cm para evitar posible contracción del flujo que produce pérdida de carga.

## B) Cámara de decantación o desripador

Se diseña en función de generar una velocidad que permita un arrastre del material que pudiera ser decantado, para lo cual es necesario dar una fuerte pendiente paralela al flujo en el río por esta está limitada por la cota de salida al río, sobre todo en épocas de avenida, se recomienda una pendiente mayor a 2%.

En nuestro caso, la cámara de decantación antes de ingresar al canal tiene una pendiente de 0.1% para lograr dirigir los sedimentos al canal desgravador.

Para lograr la purga, el canal tiene una fuerte pendiente y Velocidad de arrastre adecuado. Calculados con la Fórmula de Manning, para un caudal de 3m<sup>3</sup>/s, una rugosidad de 0.014 para el concreto, ancho de canal de 2.15m; se tiene una pendiente de 4% y una velocidad de 3m/s; para lograr eliminar sólidos de hasta 0.10m de diámetro según la bibliografía consultada..

## D) Compuertas de regulación.

Son aquellas compuertas que regulan el ingreso del canal de derivación al canal principal. Se determina a partir de la fórmula :

$$Q = C.A.\sqrt{2g.h}$$

$$Q = 3.00\text{m}^3/\text{s}$$

A= área del orificio por donde pasa el flujo de agua.

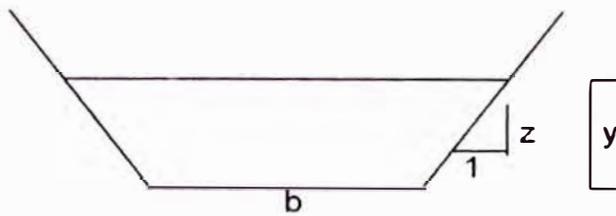
$$C = 0.60$$

Se recomienda la velocidad de ingreso frente a las compuertas de 1 a 2.5m/s.

Por lo tanto se tiene 2 compuertas de 1.5mx1.0m

## D) Canal de Derivación

Dimensionamiento:



Z=Talud ( de acuerdo al material sobre el cual se va construir el canal)

$$A = (b + Zy)y \quad \dots\dots \text{Área}$$

$$P = b + 2 \sqrt{1 + Z^2} \cdot Y \quad \dots\dots \text{Perímetro mojado}$$

$$R = \text{Radio hidráulico} = A/P$$

A y Z son constantes.

Para un perímetro mojado mínimo  $dp/dy=0$

$$\text{Tenemos: } b = 2y(\sqrt{1 + Z^2} - Z)$$

Por Manning:

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

Coefficiente de rugosidad  $n = 0.014$  para el concreto.

Pendiente de salida del canal = 0.001

En nuestro caso  $Z=1.0$  para tierra con piedras.

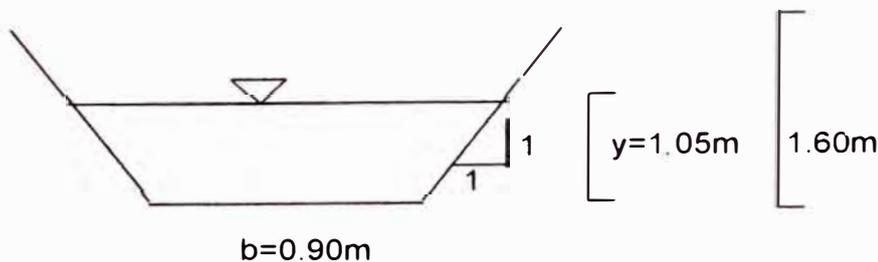
Entonces con todo lo anterior

Para:

$$Q = 3\text{m}^3/\text{s} \longrightarrow Y = 1.05\text{m} \quad b = 0.90\text{m}$$

Considerando un Borde Libre de 0.55m (para un caudal 3m<sup>3</sup>/s)

Tenemos:





$L$  = Longitud de ancho del cauce en el lugar de la toma = 50 m

Aproximadamente

$L_B$  = Longitud del baraje fijo =  $L - L_d$

$P$  = Altura de los Barrajes

$$A_1 = \frac{1}{10} A_2 \longrightarrow PL_d = \frac{1}{10} P (50 - L_d)$$

$L_d = 4.5$  m

$L_B = 50 - L_d = 45.5$  m

Usaremos longitud de compuertas de 2 a 3 m, para mayor versatilidad al canal de limpia.

Longitud de cada compuerta :  $L_c = 4.5 / 2 = 2.25$ m

Entonces serán 2 compuertas de 2.25 m de ancho por 1.8m de altura cada una.

#### Predimensionamiento de los pilares

$e$  = espesor de los pilares donde irán apoyadas las compuertas del canal despedrador, se estima un espesor de 0.75 m.

**Luego con lo anterior podemos hallar las dimensiones reales del barraje fijo y canal de limpia:**

Se tiene:

0.75 cm = espesor de un pilar en el centro de las compuertas

0.75 cm = ancho del muro guía.

$H = 1.80$  m (altura de los barrajes)

Entonces con estos nuevos datos:

$$\text{Si } A_1 = \frac{1}{10} A_2 \dots \dots \dots (1)$$

Longitudes efectiva =  $50 - 1.5 = 48.5$  m

Y  $L_B = 48.5 - L_d$

Por lo tanto para comprobar (1), se tiene :

Longitud de barraje móvil ( $L_d$ ) = 4.4 m (2 compuertas de 2.20 m c/u)

Longitud del barraje fijo ( $L_B$ ) = 44.10 m

### C) CALCULO DE LA CARGA HIDRAULICA (H<sub>o</sub>) SOBRE EL ALIVIADERO

Usaremos la Fórmula General de los vertederos

$$Q = 0.55C_o L H_o^{3/2} \dots\dots\dots(\alpha)$$

Q = Sumatoria de caudal de limpia y aliviadero.

L = Longitud efectiva de la cresta (m).

C<sub>o</sub> = Coeficiente de descarga (se obtiene de Ábaco)

H<sub>o</sub> = Carga Hidráulica sobre el aliviadero

El caudal Q esta formado por dos caudales:

1° Frente de limpia.      BARRAJE MOVIL

2° Frente del vertedero de demasías.      BARRAJE FIJO

Para el calculo se ha considerado que las compuertas de limpia estén abiertas. el caudal máximo de diseño será compartido tanto para el barraje fijo como para el móvil.

Se analiza con máxima avenida en el río y compuertas de limpia totalmente abiertas.

Se sigue el siguiente procedimiento:

- Suponemos un valor de H<sub>o</sub> (iniciamos con H<sub>o</sub> = 1m y luego a c/ 0.5m.)
- Se calcula los caudales Q1 (frente de limpia) y Q2 (frente del vertedero)
- Se suman los caudales y se obtienen una relación:

H<sub>o</sub> vs Q

- Con el valor del caudal de diseño, se obtiene el valor de H<sub>o</sub>.

#### C.1) Cálculo de Q1 (Caudal de Limpia)

Se considera que cada compuerta funciona como vertedero cuya altura P = 0

Para H<sub>o</sub> = 1.00m

$$Q_d = 0.55 C_o L H_o^{3/2}$$

Donde:

L = Longitud efectiva del canal de limpia.

$$L = L_1 - 2(Nk_p + k_e)H_o$$

#### CALCULO DE "C<sub>o</sub>"

Con P/H<sub>o</sub> = 0.00      C<sub>o</sub> = 3.08      (se obtiene de Ábaco Figura 3.3-2).

### Longitud efectiva de la Cresta

$$L = L1 - 2(Nk_p + K_e)H_o$$

L1 = Longitud bruta o total de la cresta.

N = N° pilares que atraviesan el aliviadero.

k<sub>p</sub> = Coeficiente contracción de pilares.

k<sub>e</sub> = Coeficiente contracción de estribos.

L1 = 4.400 (longitud de 2 compuertas)

N = 1.00 (pilares)

k<sub>p</sub> = 0.01 (pilar tajamar redondo)

k<sub>e</sub> = 0.20 (estribos cuadrados)

Para H<sub>o</sub> = 1 m se tiene:

$$L = 4.40 - 2(1 \cdot 0.01 + 0.20) \cdot 1.00$$

$$L = 3.98\text{m.}$$

Cálculo de Descarga en ( $\alpha$ )

$$Q1 = 0.55 \cdot 3.08 \cdot 3.98 \cdot (1.00)^{3/2}$$

$$Q1 = 6.74 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

### C.2) Cálculo de Q2 (Caudal en el aliviadero)

$$P = 1.80\text{m}$$

Para H<sub>o</sub> = 1.00m

#### CALCULO DE C<sub>0</sub>

$$\text{Con } P/H_o = 1.95 \quad C_0 = 3.94 \quad (\text{Abaco Figura 3.3-2})$$

### Longitud efectiva recta de la cresta:

$$L = L1 - 2(Nk_p + K_e)H_o$$

L1 = 44.10m (Longitud barraje total)

N = No hay

K<sub>p</sub> = No hay

K<sub>e</sub> = 0.20 (estribos cuadrados)

$$\therefore L = 43.70\text{m.}$$

### Cálculo de descarga en ( $\alpha$ )

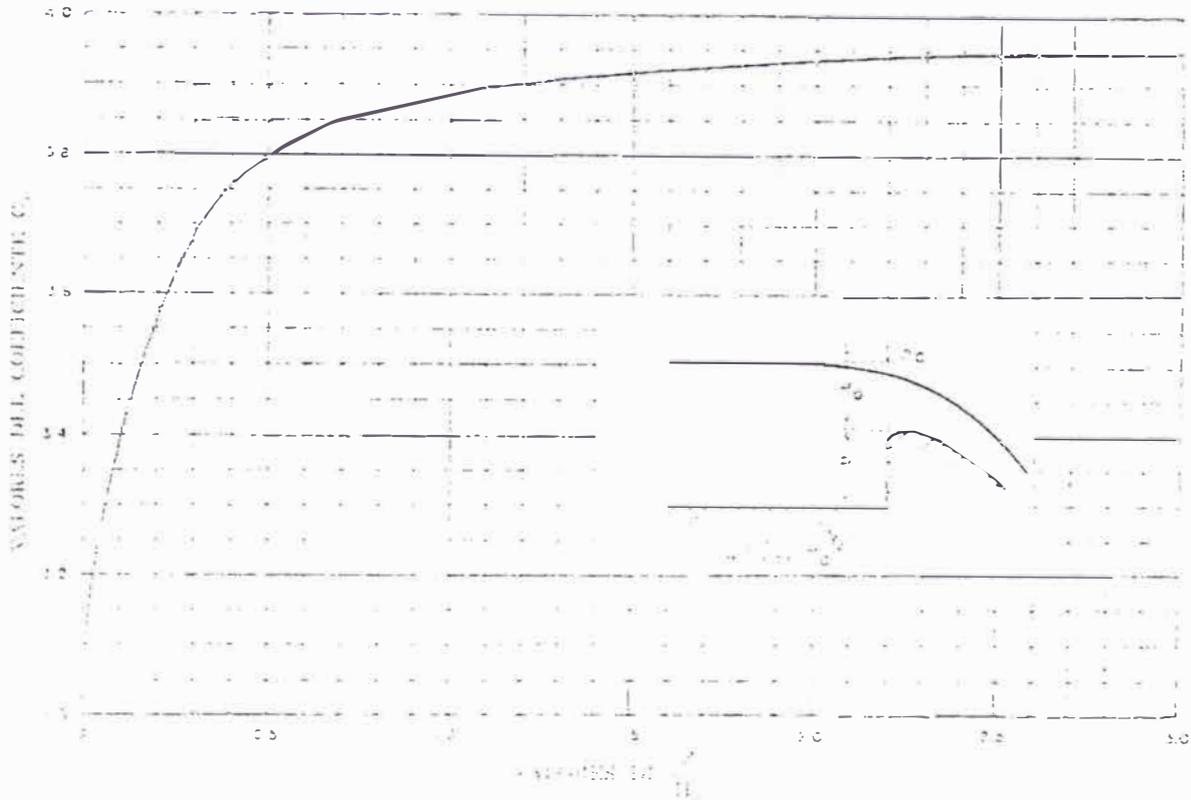
$$Q2 = 0.55 \cdot 3.94 \cdot 43.70 \cdot (1.00)^{3/2}$$

$$Q2 = 94.90 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$\therefore QT = Q1 + Q2 = 101.44 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

**CUADRO N° 3.3-2**

**COEFICIENTES DE DESCARGA PARA LAS CRESTAS DE CIMACIO EN PARED VERTICAL**



Usar:

$$Q = C_0 L H_0^{3/2} \quad \text{Para } L, H_0 \text{ en pies}$$

$$Q = 0.55C_0 L H_0^{3/2} \quad \text{Para } L, H_0 \text{ en metros.}$$

**CUADRO DE CAUDALES Q1 (CAUDAL DE LIMPIA) PARA DIFERENTES VALORES, DE Ho**

P = 0.00 ; L 1 = 4.40m

H	P/Ho	C <sub>0</sub>	Q1(m3/s)
1.0	0.00	3.08	6.74
1.5	0.00	3.08	11.73
2.0	0.00	3.08	17.06
2.5	0.00	3.08	22.43

**CUADRO DE CAUDALES Q2 (CAUDAL DE ALIVIADERO) PARA DIFERENTES VALORES DE Ho**

$P = 1.80$        $L1 = 44.10m$

H	P/Ho	C <sub>o</sub>	Q1(m3/s)
1.0	1.80	3.94	94.70
1.5	1.20	3.90	171.42
2.0	0.90	3.88	261.35
2.5	0.72	3.86	361.69

**SUMANDO CAUDALES Y OBTENIENDO CAUDALES TOTALES TENEMOS**

$QT = Q1 + Q2$

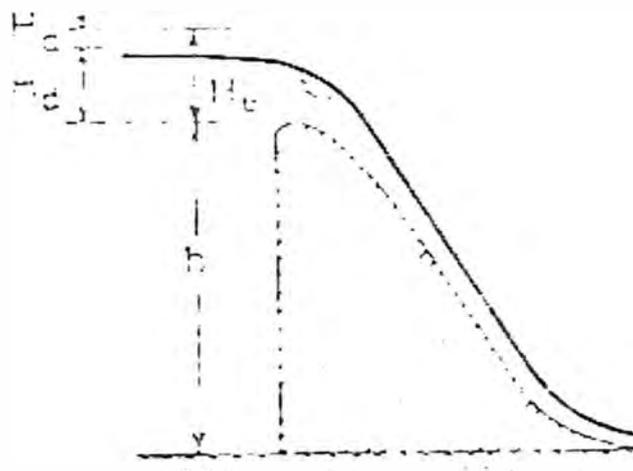
H	QT(m3/s)
1.00	101.44
1.50	183.15
2.00	278.41
2.50	384.12

Obtenemos que para  $Q_{diseño} = 382.00$  m<sup>3</sup>/seg. Obtenemos una carga hidráulica de operación  $H_o = 2.48m$  aproximadamente.

**D) GEOMETRIA DEL ALIVIADERO**

**D.1) CALCULO DE LA CRESTA DEL CIMACIO**

Con la finalidad de evitar presiones negativas y obtener una eficiencia hidráulica, el barraje deberá tener un perfil apropiado.



El U.S. Bureau of Reclamation y el U.S. Army Corps of Engineers han desarrollado varios perfiles Standard, los cuales tienen la siguiente expresión

$$X^n = K H_d^{n-1} Y \dots \dots (D.1)$$

Donde:

$h$  = altura del barraje.

$K, n$  : son parámetros que dependen de la pendiente de la cara de arriba.

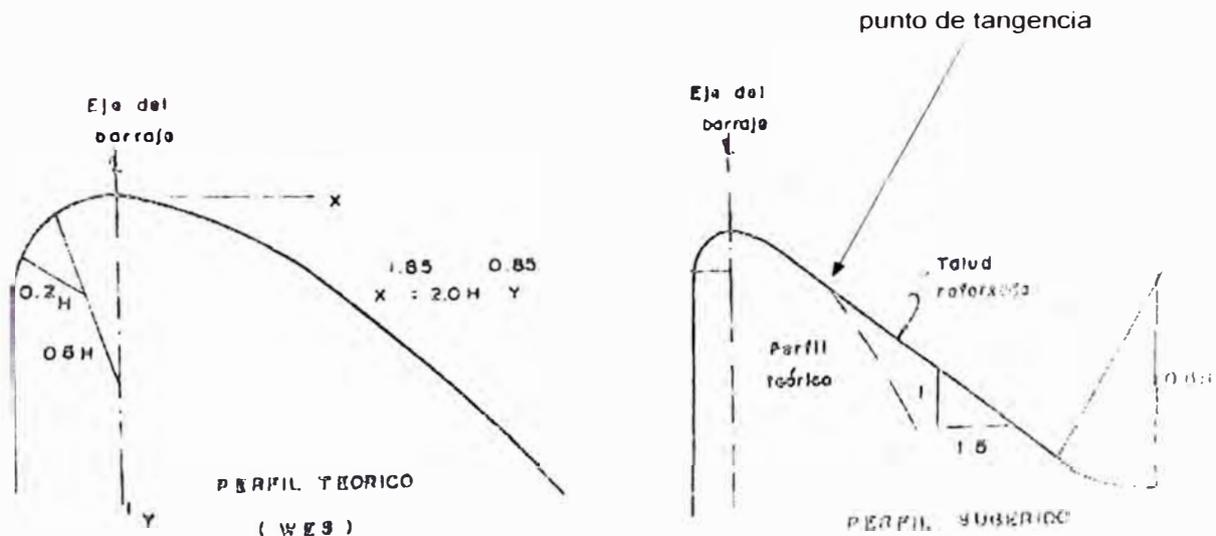
$H_d$  = altura de diseño excluido de la altura de velocidad de flujo de aproximación.

$H_a$  = altura de la velocidad de aproximación.

$X, Y$  : coordenadas del perfil de la cresta con su origen en el punto más alto de esta.

$H_e$  = altura total incluyendo la altura  $H_a$ .

**figura 3.3-3 PERFIL A CONSIDERAR**



Si:  $h/H_d > 1.33$ ..... no se considera la altura de velocidad y  $H_e = H_d$

Si:  $h/H_d < 1.33$ ..... se considera la altura de velocidad

Estamos en el caso:

$h/H_d < 1.33$ ..... se considera la altura de velocidad

Por lo tanto debemos considerar la altura de velocidad.

$$V_a = Q/A = 382.00 / (44.1 * (1.80 + 2.48)) = 2.025 \text{ m/s}$$

$$H_a = V_a^2 / 2g = 2.025^2 / (2 * 9.81) = 0.209m$$

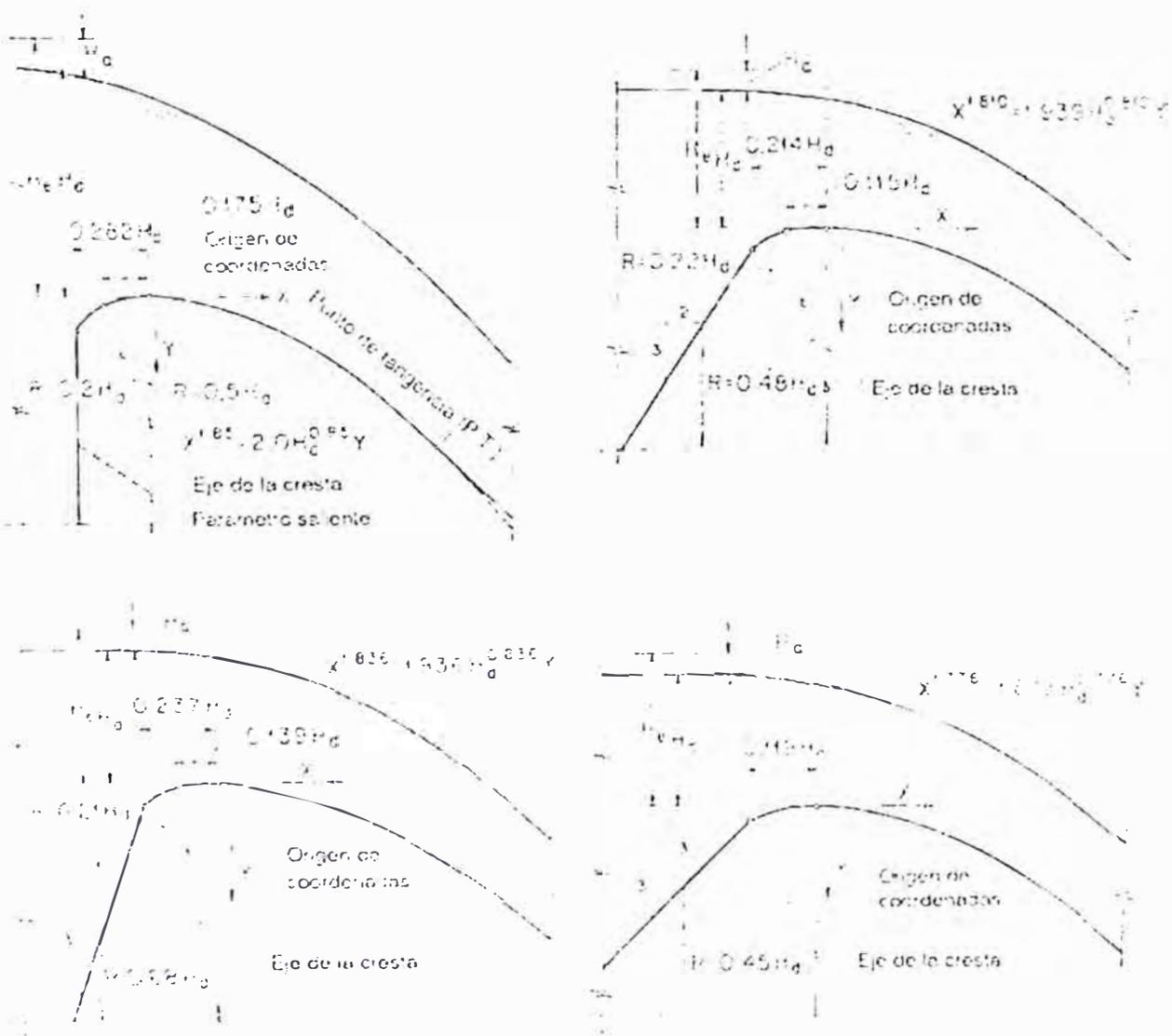
$$H_d = H_e - H_a = 2.48 - H_a = 2.27m$$

$H_e$  es Carga Hidráulica ( $H_o$ ) sobre el aliviadero. (obtenido anteriormente)

### COEFICIENTES PARA CALCULO DE LA CRESTA DEL BARRAJE

Inclinación	n	K
vertical	2.000	1.850
3:1	1.936	1.000
3:2	1.939	1.810
3:3	1.873	1.776

Figura 3.3-4



De la Figura 3.3-4, tenemos: Para inclinación vertical de la superficie aguas arriba:

$$X_c = 0.282H_d \qquad X_c = 0.64m.$$

$$R_1 = 0.2H_d \qquad R_1 = 0.454m.$$

$$R_2 = 0.5H_d \qquad R_2 = 1.135m.$$

**RADIO DE CURVATURA:**  $0.5H_d = 1.135m$

### D.2) CURVA DEL VERTEDERO AGUAS ABAJO

Encontramos los factores para la determinación de las secciones con la forma de lámina vertedero. De la tabla de coeficientes para el calculo de la cresta obtenemos, para una inclinación vertical de la superficie aguas arriba, se tiene:

$$n = 1.85 \quad y \quad K = 2.00$$

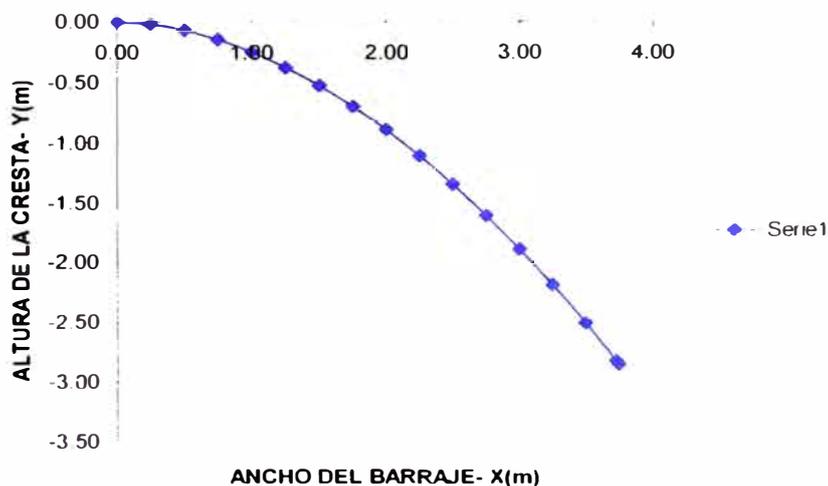
### CALCULO DE LAS COORDENADAS "X" e "Y"

Reemplazando en la Ecuación (D.1)

$$Y = -X^{1.85}/4.02$$

Dando valores a "X" tabulamos valores para "Y"

X(m)	Y(m)
0.00	0.00
0.25	-0.019
0.50	-0.069
0.75	-0.146
1.00	-0.249
1.25	-0.376
1.50	-0.527
1.75	-0.700
2.00	-0.897
2.25	-1.115
2.50	-1.355
2.75	-1.616
3.00	-1.899
3.25	-2.202
3.50	-2.525
3.73	-2.839
3.75	-2.869

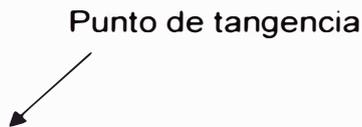


Esta curva nos da un perfil teórico (Ver Figura 3.3-3), debemos considerar este perfil hasta el punto de tangencia donde  $dx/dy=1/1.5$ , a partir de este punto se pasa de la curva de la cresta la talud o escarpe. Dicho punto es  $X=1.547m$ ,  $Y=-0.558m$ .

### D.3) CURVA ENTRE ESCARPE Y SOLADO

Con la finalidad de que el cambio de dirección que sufrirán 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  $0.5Hd = 0.5 \cdot 2.27 = 1.135\text{m}$  y siendo el ángulo igual  $\phi$  formado por el escarpe y la poza igual  $a$  en la figura :

Pendiente escarpe : 1/1.5 (Fig. 3.3-3- perfil sugerido)



$$\phi = \text{arc tg} (1/1.5)$$

$$\phi = 33^{\circ}41'24''$$

$$R = 1.135\text{m}$$

$$T = R \text{tg}(\phi/2) = 0.35\text{m}$$

Con esto queda definido el perfil externo de la estructura barraje - poza de disipación.

### E) DISEÑO DE LA POZA DE DISIPACION

Para disipar la energía producida por la caída de agua desde la cresta del aliviadero se diseña una poza de disipación o colchón amortiguador.

Para mejor funcionamiento hidráulica, las secciones rectangulares son las mejores para disipar la energía.

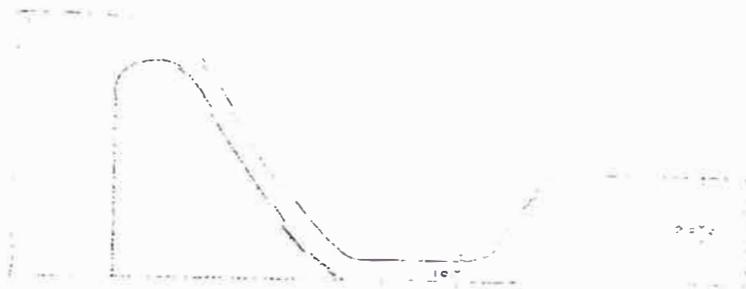
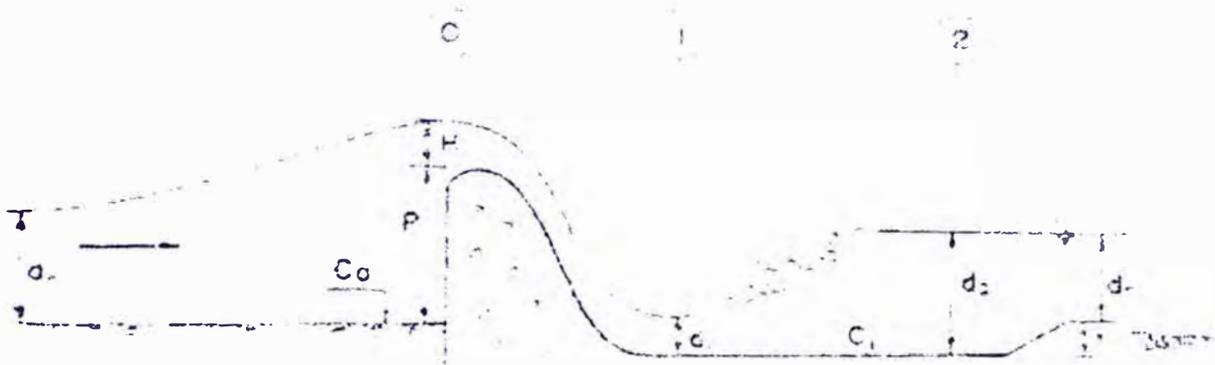


Figura: Resalto hidráulico en la cresta de un barraje.

A consecuencia de la construcción del barrage hay un incremento de energía potencial, que al verter por encima del barrage se convierte en energía cinética que causa erosión, para amortiguar esta energía es necesario instalar un colchón dissipador para producir el resalto hidráulico. Para hallar las dimensiones de esta poza de disipación debemos calcular los tirante conjugados.

### CALCULO DE LOS TIRANTES CONJUGADOS



Se aplica la ecuación Bernoulli entre los puntos (0) y (1) tomando en cuenta el concepto de continuidad.

### CALCULO DEL TIRANTE AL PIE DEL BARRAJE

$$C_0 + P + H + V_0^2/2g = C_1 + d_1 + V_1^2/2g + hf_{0-1}$$

Donde

Asumiremos

- a)  $r = C_0 - C_1$
- b)  $hf_{0-1} = 0.1 V_0^2/2g$
- c)  $d_1 \geq 0.1m$

Para el Barraje:

$$q = Q_{\text{diseño}} = 382.00 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$H = 2.48 \text{ m.}$$

$$P = 1.80 \text{ m.}$$

$$L_{\text{barraje}} = 44.10 \text{ m}$$

$$V_1 = Q/A_1$$

$$A_1 = L \cdot d_1$$

∴ Luego de iterar  $d_1 = 0.886\text{m}$ . y  $V_1 = 9.786\text{m/s}$

$$N^{\circ} \text{ Froude} = Fr = V/\sqrt{(g \cdot d)}$$

$$g = 9.81\text{m/s}^2$$

$$Fr = 3.32 > 1 \text{ Régimen Supercrítico.}$$

### TIRANTE CRITICO:

Sucede cuando  $Fr = 1$

$$d_c = (q^2/g)^{(3/2)}$$

$$q = Q/b = 382.4/44.1 = 8.67\text{m}^2/\text{sg.}$$

$$d_c = 1.97\text{m}$$

### CALCULO DEL TIRANTE CONJUGADO: $d_2$

Empleando el resalto hidráulico

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

$$\therefore d_2 = 3.70\text{m.} \quad V_2 = 2.34\text{m/s}$$

$$Fr = 0.39 < 1 \quad \text{Régimen Subcrítico}$$

### E.1) LONGITUD DE LA POZA DE DISIPACION

Tenemos::

$$d_1 = 0.886\text{m}$$

$$V_1 = Q/A = 382.00/(44.1 \cdot 0.886)$$

$$V_1 = 9.786\text{m/s}$$

$$d_2 = 3.70\text{m}$$

**a) SEGUN U.S.B.R.** : Primero calculamos el N° DE FROUDE (F)

$$F = V_1/\sqrt{(g \cdot d_1)^{1/2}}$$

Donde:

$$\therefore N^{\circ} \text{ FROUDE } F = 9,786/(9.81 \cdot 0.886)^{1/2}$$

$$F = 3.32 \dots \text{ (Régimen de Transición)}$$

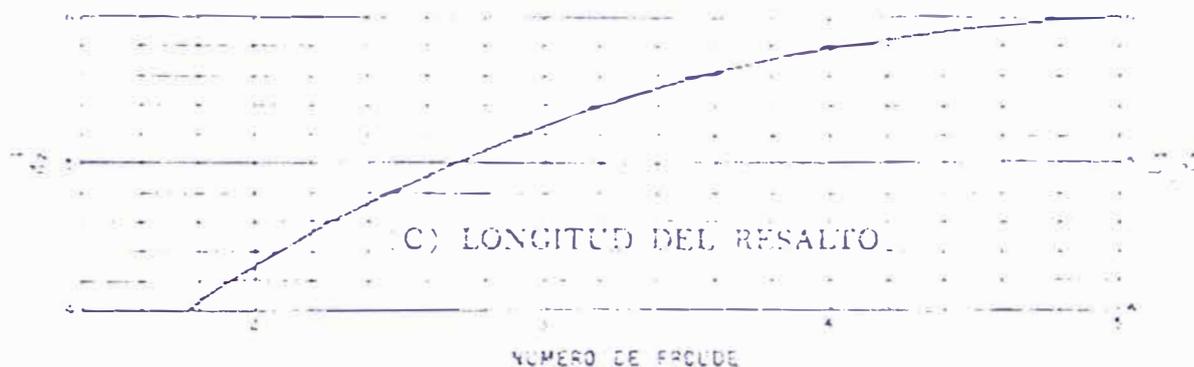
se encuentra en el rango:

$2.5 > Fr < 4.5$  El régimen se denomina de Transición

Según la clasificación de Resalto por el N° de FROUDE se obtiene que se trata de Resaltos inestables.



Figura 3.3-5



### b) SEGUN SCHOKLITSCH

$$L_p = (5 \text{ a } 6)(d_2 - d_1) = 5(3.70 - 0.886)$$

$$L_p = 14.07\text{m.}$$

$$L_p = 16.80\text{m.}$$

### c) SEGUN SAFRANEZ

$$L_p = 6 \cdot d_1 \cdot F = 6 \cdot 0.886 \cdot 3.32 = 17.65\text{m}$$

∴ La longitud definida de la poza será el mayor, por lo tanto:  $L_p \approx 20.50 \text{ m.}$

## E.2 CALCULO DEL SOLADO DELANTERO

$$\text{Longitud mínima } L_o = 3H_o$$

$$L_o = 3 \cdot 2.48 = 7.5\text{m.}$$

Consideraré una longitud mayor: 10.00m

## E.3 PROFUNDIDAD DE LA POZA (s)

$$S = 1.25d_1 = 1.25 \cdot 0.886 \approx 1.12\text{m. (verificar)}$$



## F) ENROCADO QUE SE DEBE COLOCAR AL FINAL DEL COLCHON AMORTIGUADOR

Para la protección contra la erosión aguas abajo. Para la determinación de la longitud Utilizaremos la formula, según Bligh

$$L_e = 0.67 C \sqrt{D_b q} - L_c \dots\dots\dots(F.1)$$

Donde:

$L_e$  = Longitud total de escollera

$C$  = Coeficiente de Bligh

$D_b$  = Altura comprendida entre la Cota de la cresta del barraje y la cota del extremo aguas abajo

$q$  = Caudal por metro lineal de vertedero

$L_c$  = Longitud del colchón

Desarrollo:

$$D_b = 282.80 - 280.80 = 2.00m$$

$$q = \frac{382.00}{44.1} = 8.67m^3/s/m$$

Entonces reemplazando en la ecuación F.1

$$L_e = 0.67 \times 9 (2.00 \times 8.67)^{1/2} - 20.50 = 16.19 = 5.00m \text{ (aprox).}$$

Como ya se ha mencionado, estamos frente a un tipo de resalto hidráulico inestable, las ondas se propagarían hasta longitudes largas.

Para mayor seguridad trabajaremos con una longitud de enrocado de 10.00m

### Espesor del enrocado(e):

$$e = 0.6 \sqrt{q} \left( \frac{H}{g} \right)^{1/4}$$

$H$  = altura del barraje más la carga Hidráulica

$$H = 1.80 + 2.48 = 4.28m$$

Por lo tanto  $e = 1.44m$

Tomaremos un espesor del enrocado de 2.5m .

### 3.3.3. SISTEMA DE LIMPIA

#### a) Dimensiones de las Compuertas

El barrage Móvil forma parte del sistema de limpia. De lo anterior son 2 compuertas de 2.20 m c/u) Ver 3.3.2

#### b) Canal de limpia

El Sistema de limpia tiene como objeto eliminar los sedimentos que se depositan al ingreso del bocal evitando así la colmatación de los sólidos permitiendo mejorar de esta forma la captación en épocas de estiaje. Este sistema tendrá dos muros guías que lo separa del barrage fijo especialmente en ríos con gran variación de caudales como los de nuestra costa. Este muro permitirá encauzar mejor el flujo hacia el canal de limpia, continuando hacia aguas abajo separando la poza de disipación en dos segmentos.

Se instalan compuertas de limpia, mecanismo que permitirá eliminar los materiales sólidos que se depositan frente a la toma y regulan las aguas en épocas de máximas.

En épocas de estiaje las compuertas se cierran para garantizar un tirante apropiado de las aguas frente a la toma, en máximas avenidas las compuertas se deben sostener a un nivel superior del pelo de agua para evitar daños.

#### Pendiente del Canal de Limpia

El canal de limpia debe evacuar por lo menos el doble de la capacidad de toma o el caudal medio de río o 10% del caudal máximo que sería : 5m<sup>3</sup>/s , 50.9m<sup>3</sup>/sg ò 38.20m<sup>3</sup>/sg.

Trabajaremos con este ultimo), donde caudal de limpia = 10% del caudal máximo. Tal como se predimensionó el ancho de compuertas.

$$Sc = n^2 g^{10/9} / q^{2/9}$$

Donde:

Sc = pendiente del canal de limpia.

g = aceleración de la gravedad : 9.81m/s<sup>2</sup>

n = coeficiente de rugosidad de Manning = 0.015

q = descarga por unidad de ancho en m<sup>3</sup>/s/m

$$Q = 0.1 * 382.4 = 38.24 \text{ m}^3/\text{s} \quad b = 2 * 2.2 + 0.75 = 5.15 \text{ m}$$

$$q = 38.24 / 5.15 = 7.43 \text{ m}^3/\text{s}$$

$Sc = 0.0018$  es menor a la pendiente del río que es de 0.01, entonces (OK)

### Velocidad de arrastre

Magnitud de la velocidad para iniciar el arrastre de los sólidos depositados en el canal de limpia, se calcula con la siguiente fórmula.

$$V_c = 1.5 \cdot c \cdot d^{1/2} = 1.5 V_s$$

c: coeficiente en función del material

Para grava y arena C varía de 3.5 a 4.5

d= diámetro del grano mayor

$V_s$ = velocidad de arrastre.

También se utilizan ábacos y se ingresa con la información anterior.

Según esto con velocidades de flujo de 3 m/s, podemos lograr el arrastre de materiales de hasta 15cm.

### c) MURO GUIA.

Este muro permitirá encauzar mejor el flujo hacia el canal de limpia.

**Longitud** = Longitud de compuertas + 3m =  $2 \cdot 2.2 + 0.75 + 3 = 8.15 \text{ m}$

**Cota** = es a nivel de la Cresta del barraje.

### 3.3.4. MURO DE ENCAUZAMIENTO

El efecto del remanso causado en el río por la construcción del barraje vertedero en el cauce del río, causa la sobre elevación del nivel de aguas del río delante del vertedero que genera problemas de inundaciones a los terrenos agrícolas, caminos, puentes, obras de arte hidráulicas (alcantarillas, sistemas de drenaje, etc.)

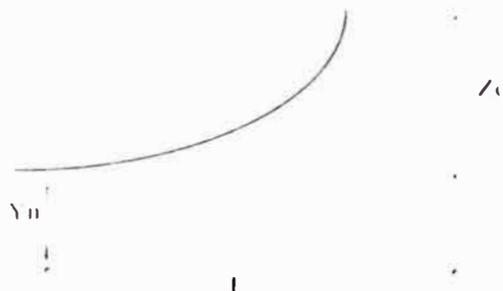
Por lo que es necesario determinar la curva de remanso para analizar y solucionar problemas causados. Para eso se construyen muros de encauzamiento aguas arriba y debajo de barraje a ambas márgenes, estos muros protegerán también protegerá de la socavación las estructuras allí proyectadas. La altura y longitud se determinará de acuerdo a la amplitud del remanso. Para determinar las curvas de remanso existen dos métodos:

Uno es el del paso directo y la otra es el método aproximado.

**Por el método Aproximado.**

Da con bastante precisión la longitud total del remanso y permite tener una idea de del efecto del remanso aguas arriba.

$$L = \frac{2 \times Z_o}{S} \quad (3)$$



$Z_o$  = Sobre elevación del tirante normal (dn)

$S$  = Pendiente del fondo del río. =0.01

$L$  = Longitud del remanso

la carga del vertedor es de  $H_o = 2.48m$ . para un caudal de  $382.4.m^3/s$  sobre el barraje fijo.

$Y_n = 2.40m$ (de la curva de aforo para el caudal de diseño )

$Q = 382.0.m^3/s$

Altura del barraje  $1.80m$ .

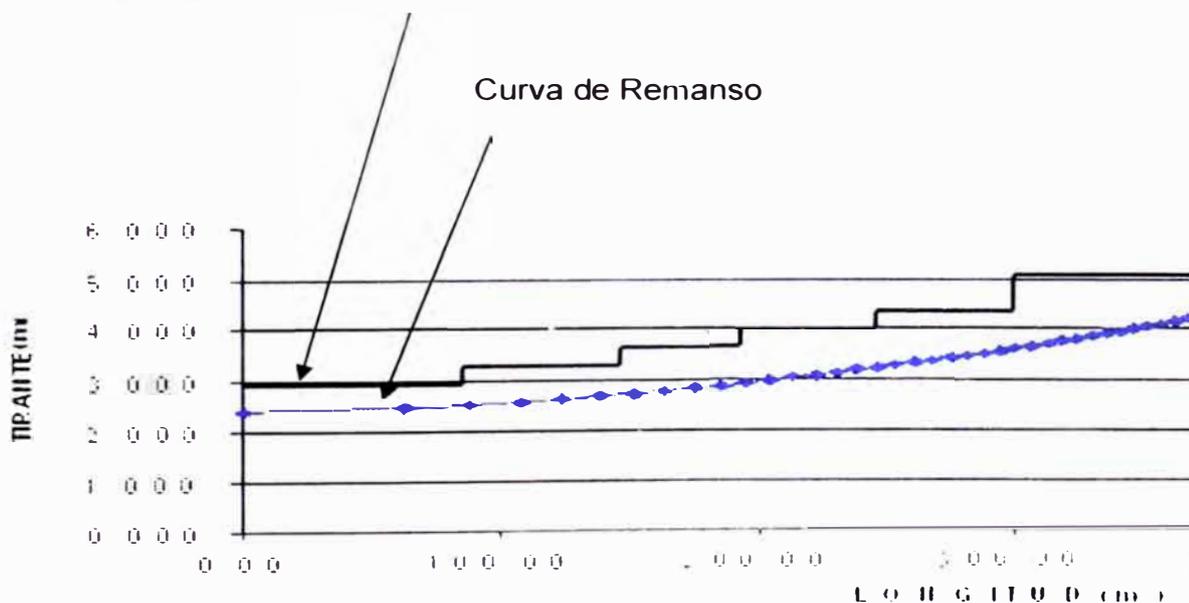
$Z_o = P+H_o-Y_n = 1.8 + 2.48 - 2.4 = 1.88m$ .

Los efectos del remanso serán sensibles hasta una distancia de  $376m$ .

$L = 2Z_o/S = 2 * 1.80/0.01 = 376m$ .

FIGURA Nº 3.3.4-1 CURVA DE REMANSO Y ALTURA DE MURO DE ENCAUZAMIENTO

Altura del muro de encauzamiento



### 3.3.5.- ANALISIS DE LA SUBPRESION Y SIFONAMIENTO

La longitud de cimentación necesaria para el conjunto barraje – poza de disipación, será aquella que evite los efectos negativos a causa de la filtración de las aguas. Los principales efectos negativos son la subpresión y el sifonamiento o tubificación.

Para realizar el análisis de filtración adecuadamente debe elaborarse las trazas de red de flujo bajo la obra de toma, sin embargo, debido a que la obra será cimentada a 3.70 m debajo del lecho cauce, se ubicará sobre roca granodiorítica (del estudio geotécnico) –será suficiente aplicar los criterios de Lane, que pasamos a desarrollar a continuación.

Para visualizar el fenómeno de la filtración de las aguas, así como sus efectos producidos, analizaremos la figura N° 3.3.5-1, donde se muestra el perfil longitudinal de un barraje y su comportamiento hidráulico ante las aguas del nivel inferior del cauce, detenidos por el barraje, quedan sujetas a la presión ejercida por el agua existente sobre ellas la cual hace que se infiltren a través del terreno de cimentación, debido a que están dotadas de una cierta carga hidráulica  $\Delta h$ , definida por la diferencia existente entre el nivel de aguas arriba del barraje y el de aguas abajo.

Esta carga hidráulica hace que las partículas inicien su desplazamiento para la cual seguirán la trayectoria formada por el perímetro común a la estructura y al lecho del río, y no necesariamente el camino más corto. Así en la figura N°1 tendríamos que las aguas infiltrantes seguirán 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 esta pérdida de carga no es directamente proporcional a dicho perímetro sino que difieren las cargas perdidas en un recorrido horizontal y en otro de igual magnitud pero vertical; esto debido a la diferente resistencia que en dicho sentido ofrece el terreno de cimentación por razones de permeabilidad, estratificación, etc.

Actualmente para estudiar fenómenos de sifonamiento y subpresión se sigue la teoría de la rotura hidráulica elaborado por Lane, quien luego de analizar diversas presa construidas sobre cimentación permeable, elaboró sus conclusiones, siendo las principales las siguientes:

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°), es decir:

$$L_c = \sum L_v + \frac{1}{3} \sum L_h$$

donde :

$L_c$  = Longitud compensada.

$\sum L_v$  = Suma de longitudes verticales.

$\sum L_h$  = Suma de longitudes horizontales.



Figura N° 3.3.5-1

La relación de carga compensada  $C_c$ , es igual a la distancia de ruptura compensable dividida por la carga efectiva:

$$C_c = \frac{L_c}{\Delta h}$$

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

distancia de ruptura compensable. Basándose en los resultados hallados de valores denominados coeficientes de Lane ( C).

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 o aguas abajo; así como también el 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 en avenidas y estiaje, tomando los casos más desfavorables.

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

Cuando la relación de carga compensada no alcanza el valor del coeficiente por Lane, de acuerdo al terreno de cimentación, se produce una erosión subterránea causadas por las aguas filtrantes, dando origen a 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, denominándose a este tipo de falla rotura por sifonaje.

La subpresión en cambio viene a ser el empuje que sobre la base de la estructura ejerce el agua sumergida a consecuencia de la carga hidráulica. Esta fuerza actúa disminuyendo el peso de la presa. Lo cual facilita la falla por deslizamiento o volteo.

Para su calculo se considera igualmente que la caída de presión o 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 está inundada, sino que siempre existirá cierta fracción sólida, conservadoramente se considera que la subpresión actúa sobre las terceras partes del área total de cimentación.

Además de propiciar el deslizamiento y vuelco de la estructura, la subpresión puede originar también la rotura del solado, 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 un tercio, de acuerdo a lo cual tendríamos:

$$\gamma_c \cdot t = \frac{4}{3} H \gamma_w \quad \text{..... Ecuación 3.3.5-1}$$

Donde :

- $\gamma_c$  = Peso específico del concreto (t/m<sup>3</sup>)
- t = Espesor del solado (m)
- H = Valor de la subpresión (m)
- $\gamma_w$  = Peso específico del agua (t/m<sup>3</sup>)

Con la finalidad de aplicar los conceptos vertidos anteriormente, a la estructura barraje – poza de disipación de la bocatoma “Unipampa”, asumimos como perfil tentativo el mostrado en la fig. 3.3.5-2, para verificar posteriormente si dicho dimensionamiento satisface las exigencias mínimas requeridas por la subpresión y el sifonamiento.



## ANÁLISIS DE LA SUBPRESIÓN

Para evaluar la subpresión que se presenta primeramente determinaremos el valor de la longitud compensada, de la figura 3.3.5-2

$$\begin{aligned} \text{Longitud compensada vertical} &= 3,7 + 1,5 + 1,5 + 1,0 + 3,5 = 11,20 \\ \text{Longitud compensada horizontal} &= 1,5 + 2,0 + 2,74 + 20,5 + 1,5 = 28,24 \\ \text{Longitud compensada} &= 11,20 + \frac{28,24}{3} = 20,61 \end{aligned}$$

### Para Aguas Máximas:

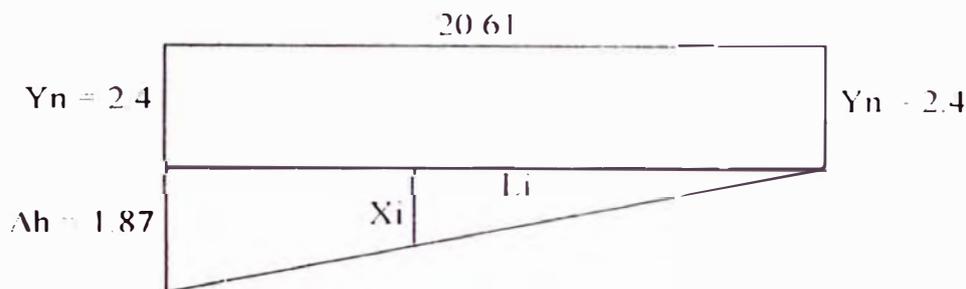
$\Delta h$  = Cota pelo de agua sobre la cresta – cota línea de energía después del salto.

$$\text{Cota pelo de agua sobre la cresta} = 282,8 + 2,27 = 285,07 \quad (\text{ver Fig. 3.3-6})$$

$$\text{Cota pelo de agua después del salto} = 279,5 + 3,70 = 283,20$$

$$\rightarrow \Delta h = 285,07 - 283,20 = 1,87\text{m}$$

Y como el tirante del río es de 2.40m, queda definido el diagrama de subpresión tal como se muestra.



A continuación el cálculo de la subpresión para las diferentes secciones críticas mostradas en la figura.

### SECCIÓN A:

$$L_v : 3,70$$

$$L_h : 0$$

$$L_c : 3,70 + \frac{1}{3}(0) = 3,70$$

$$L_i = 20,61 - 3,70 = 16,91$$

$$X_i = 1,53$$

$$\text{Subpresión en A} = S_p A = 2,40 + 1,53 = 3,93$$

### SECCION B:

$$L_v : 5,20$$

$$L_h : 1,5$$

$$L_c : 5,20 + \frac{1,5}{3} = 5,7$$

$$L_i : 20,61 - 5,7 = 14,91$$

$$X_i : 1,35$$

$$\text{Subpresión en B} = S_p B = 2,40 + 1,35 = 3,75$$

### **SECCION C:**

$$Lv = 5.20$$

$$Lh = 3.5$$

$$Lc = 5.2 + \frac{3.5}{3} = 6.37$$

$$Li = 20.61 - 6.37 = 14.24$$

$$Xi = 1.29$$

$$\text{Subpresión en C} = 2.4 + 1.1 = 3.69$$

### **SECCION D:**

$$Lv = 6.70$$

$$Lh = 6.24$$

$$Lc = 6.70 + \frac{6.24}{3} = 8.78$$

$$Li = 20.61 - 8.78 = 11.83$$

$$Xi = 1.07$$

$$\text{Subpresión en D} = 2.40 + 1.07 = 3.47$$

### **SECCION E:**

$$Lv = 6.7$$

$$Lh = 24.14$$

$$Lc = 6.7 + \frac{24.14}{3} = 14.75$$

$$Li = 20.61 - 14.75 = 5.86$$

$$Xi = 0.53$$

$$\text{Subpresión en E} = Sp E = 2.4 + 0.53 = 2.93$$

### **SECCION F:**

$$Lv = 7.7$$

$$Lh = 26.74$$

$$Lc = 7.7 + \frac{26.74}{3} = 16.61$$

$$Li = 20.61 - 16.61 = 4.00$$

$$Xi = 0.36$$

$$\text{Subpresión en F} = Sp F = 2.40 + 0.31 = 2.76$$

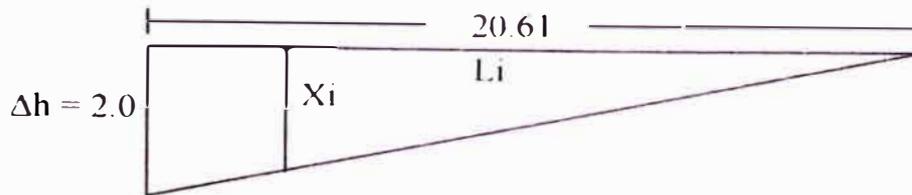
### **Para aguas mínimas**

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

$$\Delta h = \text{Cota cresta} - \text{Cota lecho del río aguas abajo}$$

$$\Delta h = 282.8 - 280.8 = 2.00$$

Entonces tenemos



Bajo estas condiciones, el diagrama de subpresión será el mostrado; a partir del cual calculamos la subpresión en las diferentes secciones críticas.

**SECCION A:**

$$Sp A = \left( \frac{16.91}{20.61} \right) \cdot 2 = 1.64$$

**SECCION B:**

$$Sp B = \left( \frac{14.91}{20.61} \right) \cdot 2 = 1.45$$

**SECCION C:**

$$Sp C = \left( \frac{14.24}{20.61} \right) \cdot 2 = 1.38$$

**SECCION D:**

$$Sp D = \left( \frac{11.83}{20.61} \right) \cdot 2 = 1.15$$

**SECCION E:**

$$Sp E = \left( \frac{5.86}{20.61} \right) \cdot 2 = 0.57$$

**SECCION F:**

$$Sp F = \left( \frac{4}{20.61} \right) \cdot 2 = 0.39$$

Con los valores obtenidos verificaremos si los espesores supuestos para la estructura son suficientes.

El espesor de la estructura en sus diferentes secciones críticas lo calculamos

con la expresión:  $t = \frac{4}{3} \left( \frac{H}{\gamma'} \right)$  ..... viene de la Ecuación 3.3.5-1

$$t_A = \frac{4}{3} \left( \frac{3.93}{2.4} \right) = 2.18 \text{ _____ (OK)}$$

$$tB = \frac{4}{3} \left( \frac{3.75}{2.4} \right) = 2.08 \text{ _____ (OK)}$$

$$tC = \frac{4}{3} \left( \frac{3.69}{2.4} \right) = 2.05 \text{ _____ (OK)}$$

### **SECCION D**

En esta sección en épocas de aguas máximas donde se presenta la mayor subpresión, se produce un tirante de agua de 0.886 m, que contra resta en parte dicha subpresión por la que solo la diferencia deberá ser absorbida por el peso propio del solado.

$$Sp D = 3.31$$

$$Sp D = 3.47 - 0.886 = 2.58$$

$$tD = \frac{4}{3} \left( \frac{2.58}{2.40} \right) = 1.43 < 2.20 \text{ m _____ (OK)}$$

### **SECCION E**

En este caso existe un tramite igual a 3.70 m que por si solo ya es superior a lo 2.93 m de subpresión, por lo cual es suficiente el espesor de 1.20 m propuesto, según indica el perfil tentativo de la figura 8.

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

$$tE = \frac{4}{3} \left( \frac{0.57}{2.4} \right) = 0.32 < 1.20 \text{ _____ (OK)}$$

Los espesores propuestos en todas las secciones cumplen con lo requerido.

### **SIFONAMIENTO**

Para evitar sifonamiento debemos obtener una carga compensada (c) superior al valor del coeficiente de Lane, para el correspondiente material de cimentación, en nuestros casos es igual a 2.5 pues se trata de bloques con grava.

$$c = \frac{Lc}{\Delta h} = \frac{20.61}{1.87} = 11.02 > 2.5 \text{ (ok)}$$

Entonces el perfil asumido satisface como línea de cimentación, las exigencias requeridas.

### 3.3.6. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DEL BARRAJE

Puesto que el barraje es 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 modo tal que sea capaz de soportar las fuerzas que se prevén actuarán sobre él durante su funcionamiento. Para lo cual evaluaremos la magnitud de las fuerzas actuantes más significativas, considerando las fuerzas que se indican a continuación. (según bibliografía N° 11)

- Peso Propio
- Presión externa del agua (Empuje hidrostático)
- Presión interna del agua (Empuje debido a la subpresión)
- Empuje de Tierra
- Fuerzas sísmicas

Cuando el estanque amortiguador tiene una distancia considerable, como es el caso, es costumbre poner una junta de contracción longitudinal en el talón de aguas abajo, y luego se utiliza solamente la porción de la presa de aguas arriba de la junta en los cálculos de estabilidad.

En las presas de gravedad, su peso es la fuerza principal que resiste la presión del agua.

En general, las cargas de limo se desarrollan lentamente sobre el parámetro aguas arriba de la presa. Esto da por resultado que los depósitos de limo tienden a consolidarse y actúan menos como un líquido. En la mayor parte de las presas pequeñas de gravedad, la carga de limo no es importante.

Otras fuerzas, entre las que se incluyen los vientos y las olas, son insignificantes para presas pequeñas y no es necesario considerarlas en los análisis de estabilidad.

## A. PESO PROPIO ( $w$ )

Viene a ser la fuerza mas importante para garantizar la seguridad del barraje, ya que por tratarse de una presa de gravedad la estabilidad dependerá de que su peso propio sea capaz de contrarrestar las fuerzas que sobre actúan desfavorablemente, por tal motivo su construcción deberá efectuarse con el material de mayor peso específico (generalmente concreto ciclópeo). La fuerza resultante del peso propio es vertical y su línea de acción pasa por el centro de gravedad de la sección analizada.

Para evaluar la magnitud de esta fuerza y por la facilidad de cálculo el perfil del barraje ha sido dividido en diversas secciones, tal como se muestra en la figura N° 3.3.6-1, calculándose para cada una de ellas la magnitud de su peso propio, así como el momento que generan con respecto al eje que pasa por el punto "O". A continuación el cuadro N° 3 3.6-1 con los valores tabulados.

**Figura N° 3.3.6-1.**

**Cuadro N° 3.3.6-1 Peso Propio**

Sección	Volumen m <sup>3</sup> x1metro	$\gamma$ (Tn/m <sup>3</sup> )	Peso (Tn)	X(m)	Mto (Tn-m)
I	0.31	2.4	0.74	8.62	6.38
II	0.62	2.4	1.49	7.78	11.59
III	7.35	2.4	17.64	8.25	145.53
IV	2.38	2.4	5.71	7.15	40.83
V	5.27	2.4	12.65	5.83	73.75
VI	2.83	2.4	6.79	4.85	32.93
VII	4.11	2.4	9.86	4.13	40.72
VIII	6.07	2.4	14.57	1.38	20.11
			$\Sigma$ : 69.45		371.84

La resultante estará actuando a:

$$X = \frac{M}{F} = \frac{371.84}{69.45} = 5.35m$$

**B. EMPUJE HIDROSTATICO (E)**

Por tratarse de una presa vertedora existirán dos fuerzas debido al empuje de agua, una vertical y que normalmente no se considera, salvo que se de una magnitud muy importante, y otra horizontal cuya magnitud en una presa vertedora viene dada por el área del trapecoide ABCD de la figura N° 3.3.6-2 pasando su línea de acción por el centro de gravedad del trapecoide, aplicando tales conceptos tenemos.

Figura N° 3.3.6-2



### Cuadro N°3.3.6-2 Empuje Hidrostático

Sección	Fuerza (Tn)	Distancia (m)	Momento (Tn-m)
I	1.62	1.2	1.94
II	4.09	0.9	3.68
Total			5.62

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

$$X = \frac{5.62}{5.71} = 0.984m$$

Y por consiguiente a 4.52m de la base de cimentación

### C) EMPUJE DE TIERRA(EA)

Se considera el empuje de tierra Activo:

$$EA = P1 + P2 + P3$$

donde:

$\gamma_a$  = Peso específico del suelo sumergido (se obtiene en laboratorio de mecánica de suelos).

$H_2$  = Espesor del suelo.

$H_1$  = espesor del solado

$H$  = altura del agua desde la superficie hasta el solado.

$K_a$  = Coeficiente de presión de tierras activo.

$\phi$  = Angulo de fricción Interna.

$$\gamma_a = (\gamma_s - \gamma)$$

$$\gamma_s = 2.00 \text{ Tn/m}^3 \text{ (suponemos)}$$

$$\gamma_a = (\gamma_s - 1) = 2.00 - 1.00 = 1.00 \text{ Tn/m}^2$$

$$\gamma = 1.00 \text{ Tn/m}^3$$

**reemplazo datos:**

$$\phi = 35^\circ, \text{ grava y arena (Bureau of Reclamation)}$$

$$K_a = \text{tg}^2(45 - \phi/2) = 0.27$$

### Calculando EA:

Carga vertical del solado y del agua (q)

$$q = \gamma_c \cdot H_1 + \gamma \cdot H$$

$$q = 2.4 \cdot 0.3 + 1.00 \cdot 4.07 = 4.79 \text{ Tn/m}^2$$

Presión Horizontal P1 y P2 del suelo

$$P1 = K_a \cdot q = 0.27 \cdot 4.79 = 1.29 \text{ Tn/m}^2$$

$$P2 = K_a \cdot \sigma_v$$

Carga vertical ( $\sigma_v$ ):

$$\sigma_v = q + (\gamma_s - \gamma) \cdot H_2 = 4.79 + (2-1) \cdot 3.40 = 8.19 \text{ Tn/m}^2$$

$$P2 = K_a \cdot \sigma_v = 0.27 \cdot 8.19 = 2.21 \text{ Tn/m}^2$$

$$P3 = \gamma \cdot H = \text{Presión del agua} = 1 \cdot 3.40 = 3.40 \text{ T/m}^2$$

Entonces Los empujes E1, E2, E3 debidos a P1, P2, P3 son:

$$E1 = 1.29 \cdot 3.40 = 4.39 \text{ Tn}$$

$$E2 = (2.21 - 1.29) \cdot 3.40 / 2 = 1.56 \text{ Tn}$$

$$E3 = P_3 \cdot H / 2 = \gamma \cdot H^2 / 2 = 1 \cdot 3.40^2 / 2 = 5.78 \text{ Tn}$$

$$EA = E1 + E2 + E3 = 11.73 \text{ Tn}$$

Aplicado a 1.35m encima del talón de aguas arriba.

Se calcula de forma similar como se calculó para el empuje hidrostático.

Figura N° 3.3.6-3. Presión del suelo.



#### D. EMPUJE DEBIDO A LA SUBPRESION(SP)

La fuerza de subpresión de acuerdo a lo que se estableció anteriormente, actúa sobre la base del barraje y en un área equivalente a los dos tercios (2/3) del área total, siendo su punto de aplicación el correspondiente al centro de gravedad del trapecoide; de acuerdo a esto y calculando la subpresión de acuerdo a lo explicado en el análisis de subpresión, se presenta el diagrama de presiones en la figura 3.3.6-3, cuya tabulación de valores se presenta en el cuadro N° 3.3.6-3

Figura N°3.3.6-4 Diagrama de subpresión debajo del barraje



Cuadro N° 3 .3.6-3 Fuerzas debido a la Subpresión

Sección	Empuje (H) (Tn)	2/3 H (Tn)	Distancia (m)	Momento (Tn-m)
I	3.11	2.07	6.00	12.42
II	29.16	19.44	4.50	87.48
Total		21.51		99.90

Luego el valor de la fuerza de subpresión será

$$SP= 21.51 \text{ Tn}$$

Actuando a una distancia x del punto "O"

$$x = \frac{99.90}{21.51} = 4.64 \text{ m}$$

## E. FUERZAS SISMICAS

Los terremotos imparten aceleraciones a la presa. Estas aceleraciones producen tanto cargas horizontales como verticales. Para determinar las fuerzas totales debida a un sismo, deberá fijarse a intensidad o aceleración debida al movimiento sísmica. Las aceleraciones se expresan como porcentajes de las fuerzas de gravedad. En las regiones que no están sujetas a sismos extremadamente fuertes, por lo general se usa una aceleración horizontal de 0.1 de la gravedad y una aceleración vertical de 0.05g para el proyecto. **La fuerza para acelerar la masa M, de una presa se encuentra con la ecuación:**

$$P_{ec} = M \cdot a = \frac{W}{g} \cdot \alpha g = \alpha W$$

Donde:

$P_{ec}$  = Fuerza sísmica

$a$  = aceleración del sismo

$g$  = aceleración de la gravedad

$W$  = peso de la presa o bloque

$\alpha$  = relación de  $a$  sobre  $g$

La fuerza  $P_{ec}$  obra en el centro de gravedad de la sección en estudio.

Entonces:

La fuerza Horizontal:

$$P_{ec} (H) = 0.1W = 0.1 \cdot 69.45 = 6.95 \text{ Tn}$$

La fuerza vertical:

$$P_{ec} (V) = 0.05 \cdot W = 0.05 \cdot 69.45 = 3.47 \text{ Tn}$$

Aplicados a 5.35m del Punto "O", y a 2.14m encima del punto

**La fuerza de inercia en Kg por metro cuadrado del agua se encuentra con:**

$$P_{ew} = C \cdot \alpha \cdot \gamma \cdot h$$

Donde:

$C$  = coeficiente sin dimensiones para la distribución y magnitud de las presiones.

$\gamma$  = peso unitario del agua, kilogramos por metro cúbico

$\alpha$  = relación de  $a$  sobre  $g$

$h$  = profundidad total del agua en el vaso en metros.

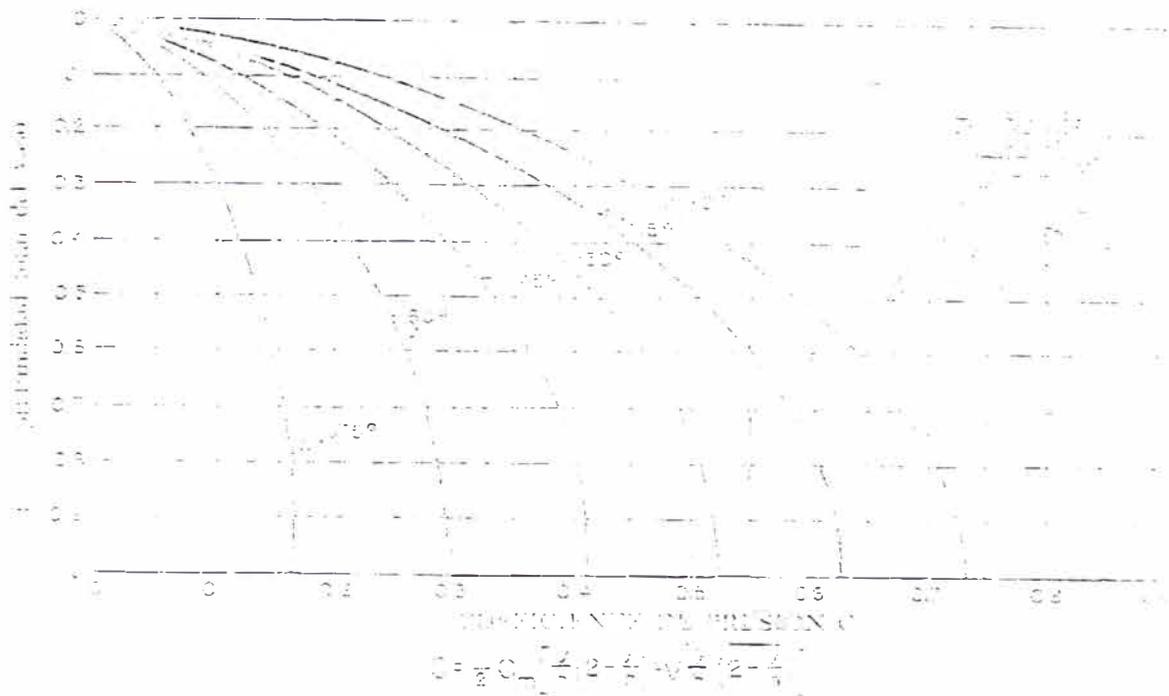
$y$  = distancia vertical de la superficie del embalse a la elevación que se estudia, en metros.

El coeficiente adimensional está definido en función del talud del parámetro y de su valor máximo  $C_m$ :

$$C = \frac{C_m}{2} \left[ \frac{y}{h} \left( 2 - \frac{y}{h} \right) + \frac{y}{h} \left( 2 - \frac{y}{h} \right) \right]$$

Los valores de C se obtienen de la siguiente figura.

**Figura N°3.3.6-5)**



La fuerza horizontal total  $V_e$ , arriba de cualquier elevación  $y$ , ( $y$ = distancia medida hacia abajo de la superficie del embalse), y el momento de vuelco,  $M_e$ , arriba de esa elevación se dan como:

$$V_e = 0.726 P_{ew} \cdot y$$

$$M_e = 0.229 P_{ew} \cdot y^2$$

Entonces:

En la superficie del agua:

$$y=0; h=0, V_e=0 ; M_e=0$$

En el fondo del barraje:

$$Y=1.80; h=1.80; y/h=1.00$$

Para parámetro vertical:

$$C=0.73 \text{ (Figura N}^\circ\text{3.3.6-5)}$$

Para Sismo de Intensidad VIII en la Escala de Mercally Modificada (Zona Sísmica I), la aceleración es 32% de la aceleración de la gravedad.

$$\alpha = a/g = 0.32g/g = 0.32$$

$$\gamma = 1.0 \text{ Tn/m}^3$$

$$h = 1.80 \text{ m} = 1.80 * 3.28 = 5.90 \text{ pies}$$

Reemplazando:

$$P_{ew} = 0.73 * 0.32 * 1.0 * 1.8 = 0.42 \text{ Tn/m}^2$$

$$V_e = 0.726 * 0.42 * 1.80 = 0.549 \text{ Tn/m}$$

$$M_e = 0.299 * 0.42 * 1.80^2 = 0.41 \text{ Tn-m}$$

En conclusión, el barraje estará sujeto a las fuerzas cuya magnitud y punto de aplicación se muestran en la figura N°3.3.6-6, de acuerdo a la cual efectuaremos el chequeo para verificar su estabilidad con respecto a: deslizamientos, volteo y esfuerzos excesivos

Figura N° 3.3.6-6



- **Seguridad contra el deslizamiento**

El deslizamiento se produce debido a que el empuje horizontal hidrostático, así como el empuje del suelo y otras fuerzas tienden a desplazar horizontalmente el barraje debiendo ser contrarrestado por acción de su peso, para considerarlo seguro contra el deslizamiento su coeficiente de seguridad (C.S.D), debe estar entre 1.00-1.50 (Para concreto sobre roca)

$$C.S.D. = \frac{\sum FVxf}{\sum FH}$$

Donde:

$\sum FV$  = Suma de fuerzas verticales

$\sum FH$  = Suma de fuerzas horizontales

$f$  = Coeficiente de fricción entre el material del elemento y el de cimentación.

Este coeficiente de fricción  $f$  varía de acuerdo a los materiales en contacto, recomendándose para una estructura de concreto en tipo de suelo rocoso – en nuestro caso como ya se indico estamos sobre roca granodioritica – el valor del coeficiente de fricción es  $f = 0.70$

Luego, tendríamos:

$$\sum FV = W - SP - Pec(V) = 69.45 - 21.51 - 3.47 = 44.47 \text{ Tn}$$

$$\sum FH = E + EA + Pec(H) + Ve = 5.71 + 11.73 + 6.95 + 0.55 = 24.94 \text{ Tn}$$

En la expresión anterior.

$$\frac{\sum FH}{\sum FV} = \tan\phi = f$$

Entonces:  $f = 24.94 / 44.47 = 0.56 < 0.7 \dots (\text{OK})$

Cuando  $f$  es igual o menor que el coeficiente de rozamiento estático  $f'$ , la presa es segura. Al hacer estos cálculos se supone una faja de 1m de anchura.

$$C.S.D. = \frac{\sum FVxf}{\sum FH} = 44.70 \cdot 0.7 / 24.94 = 1.25, \text{ se acepta por que para el análisis se}$$

han considerado los esfuerzos debido a los sismos. por lo tanto el barraje es seguro contra el deslizamiento.

- **Seguridad contra el volteo.**

En empuje 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 2.0

$$C.S.V. = \frac{\text{Momentos Estabilizantes}}{\text{Momentos de Volteo}}$$

Afectando el análisis tenemos:

	F (Tm)	d (m)	M (Tn-m)
Empuje del agua	5.71	4.52	25.81
Subpresión	21.51	4.64	99.81
Empuje de tierra	11.73	1.35	15.84
Sismo Pec(H)	6.95	2.14	14.87
Sismo Pec(V)	3.47	5.35	18.57
Aceleración del agua	0.55	--	0.41

Momento que causa volteo

MV = 175.31T-m

**Momento estabilizante:**

Es el producto por el peso propio del barraje:

$$Me = 69.45 (5.35) = 371.56Tn-m$$

Luego, tenemos aplicando la expresión anterior.

$$C.S.V. = \frac{371.56}{175.31} = 2.12 > 2.00 \dots (\text{oK})$$

por lo tanto el barraje es seguro contra el vuelco.

- **Esfuerzos sobre el terreno de cimentación**

Dentro de este tipo de falla la más peligrosa y que debe evitarse es el que se produzcan asentamientos diferenciales, ya que estos de presentarse, introducen nuevos esfuerzos dentro de la estructura y que pueden determinar su colapso. El esfuerzo admisible depende del tipo de material y las características geométricas de la cimentación, y debe ser determinado por ensayos de laboratorio, en este caso se está tomando datos geotécnicos que se hallaron para la Bocatoma Palo Herbay-río Cañete, donde se obtuvo una carga admisible de 3.25Kg/cm<sup>2</sup>.

Ubicación del resultante (XR)

Las condiciones extremas se presentarían cuando únicamente actúa el peso propio del elemento:

Entonces: XR= 5.35m (brazo del peso propio)... (ver figura 3.3.6-6)

La resultante se encuentra a 5.35m de "O" y cae dentro del tercio central de la estructura.

Hallamos la Excentricidad (e)

$$E = L/2 - XR$$

L= longitud de la sección analizada =9.00m

Reemplazo:

$$e = 9.00/2 - 5.35 = 0.85\text{m}$$

$$W = 69.45\text{Tn/m}$$

Luego para obtener los esfuerzos máximo y mínimos transmitidos al suelo de cimentación, aplicamos lo siguiente:

$$\therefore \sigma = \frac{W}{L} \pm \frac{6.e.W}{L^2}$$

$$\sigma_1 = 1.21 \text{ kg/cm}^2 < 3.25 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots (\text{OK})$$

$$\sigma_2 = 0.33 \text{ kg/cm}^2 < 3.25 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots (\text{OK})$$

## CONCLUSIONES

1.- Se ha elegido la ubicación de la estructura como el primer paso para el diseño.

2.- Se ha realizado el diseño de las estructuras, tomando en cuenta los estudios básicos de ingeniería, solo con los datos que se han podido obtener y que han estado al alcance para este informe.

3.- Se calculó el caudal máximo del río Cañete para un periodo de retorno de 50 años y una vida útil de la estructura de 15 años el cual nos da un riesgo de falla de 26 % que es muy elevado. Para tener un riesgo de falla de 15 % en una vida útil de 50 años tendríamos que calcular el caudal máximo con un periodo de retorno de 308 años, y nos daría como resultado estructuras de mayor dimensión y mayor costo.

4.- El caudal de captación es de 3.00m<sup>3</sup>/s para abastecer de agua a la población de Unipampa e irrigar parte del valle de Cañete. Si fuera el caso de captar agua solo para la Población de Unipampa; la construcción de una Bocatoma no sería adecuada, pues el caudal requerido es de 82.15lt/s y las Bocatomas son estructuras de amplias capacidades que pueden captar mayores caudales. En todo caso se tendría que analizar la posibilidad de construir un pozo.

5.- Se han tomado criterios y consideraciones más importantes para el diseño de cada una de las componentes de la Bocatoma. Como por ejemplo el barraje fijo es uno de los detalles más importantes de esta estructura, para la operación segura es indispensable que el agua pase correctamente por el vertedor y que se disipe su energía, para la seguridad de la presa son indispensables los disipadores de energía correctamente proyectadas; las avenidas que pasan por el vertedero de demasías aumentan su energía cinética que pueden manejarse correctamente o producir peligrosas socavaciones que pondrían en peligro la estructura, siendo el Salto Hidráulico el medio más efectivo para disipar la energía. El Barraje móvil también cumple una función importante, en época de estiaje las compuertas deben permanecer cerradas para garantizar un tirante apropiado de las aguas frente a la toma, y en máximas

avenida las compuertas deben sostenerse sobre el pelo de agua para evitar daños. Y además otras consideraciones que se encuentran en este informe

6.-Los materiales de arrastre y sedimentos que se genera en la corriente natural y que se depositan por causa de la obstrucción que se induce por la presencia del baraje es un gran inconveniente en la operación de la bocatoma. Podría dañar la estructura, por tanto se recomienda un estudio de los sedimentos y material de arrastre que trae el río.

7.-El control de filtración es de gran importancia en este tipo de obras, sobre todo si la estructura se apoya sobre suelo blandos debe investigarse para evitar la falla de la misma. Para nuestro caso no es de mucha importancia pues se está cimentado sobre roca graneodorita. Basta con un análisis de subpresión y sifonamiento utilizando los criterios de Lane.

8.- El peso propio del barraje tendrá que contrarrestar todas las fuerzas adversas, como las que son producidas por las presiones hidrostáticas, subpresiones, sismo, empuje del suelo y otros que no se han considerado por ser de menor magnitud.

9.-Es importante hacer un estudio de las posibles inundaciones a causa de la construcción de esta estructura, y así poder evitar daños a las propiedades vecinas e inclusive pérdidas de vidas humanas.

10.- Solo en concreto para el barraje tenemos un volumen de 2850 m<sup>3</sup>, si le sumamos el concreto y de las demás estructuras tendríamos grandes cantidades de concreto a utilizar. Por lo tanto la construcción de una Bocatoma es muy costosa y seguramente inaccesible para este proyecto de saneamiento.

## RECOMENDACIONES

- 1.- Los datos Topográfico, geológico y geotécnicos utilizados se deberán verificar con estudios más profundos si se desea concretar este proyecto.
- 2.- Se recomienda que la investigación de sub suelo, debe estar orientado a determinar la capacidad de carga admisible del terreno de cimentación de la estructura, y conocer que tanto puede ser erosionado el lecho del río causando socavación de las estructura proyectadas.
- 3.- Se recomienda tener amplios factores de seguridad al momento de hacer los análisis de estabilidad, y suponer todas las fuerzas que podrían hacer que falle esta estructura.
- 4.- No dejarse llevar por la economía de un proyecto sino por la seguridad de esta.
- 5.- Se recomienda realizar un modelo hidráulico a escala de la estructura para analizar el comportamiento de estas, y corregir algunos defectos si los hubiera o mejorar el diseño propuesto.

## BIBLIOGRAFIA

1. Arocha R. Simón. "Abastecimiento de Agua".
2. Bureau of Reclamation. "Diseño de Presas Pequeñas".
3. Coronado del Aguila Francisco. "El Desarenador". Publidrat. Lima, Perú 1982.
4. Hallmark Dasel E. "Presas Pequeñas de concreto". Editorial Limusa - Mexico 1978.
5. López Cualla Ricardo Alfredo. "Diseño de Acueductos y Alcantarillados". ALFAOMEGA 1999.
6. Mansen Alfredo –De Pierola José N. - Vivar R. Germán. "Estructuras de Derivación"
7. MCGHEE.- T.J. : Abastecimiento de Agua y Alcantarillado; MCGRAW HILL. 1999.
8. Ministerio de Vivienda, "Reglamento Nacional de edificaciones. Normas de Obras de Saneamiento" 2006.
9. PÜRSCHEL.- W., La Captación y el Almacenamiento del Agua Potable; URMO, S.A. 1976.
10. Rocha F. Arturo " Transporte de Sedimentos Aplicado al Diseño de Estructuras Hidráulicas"
11. Rosell Calderón Cesar Arturo. "Irrigación". Agosto 1998.
12. SAPAG CHAIN NASSIR. "Preparación y Evaluación de Proyectos". Mc Graw Hill. Colombia. 2007.
13. SEDAPAL, "Especificaciones Técnicas para la Ejecución de Obras de Sedapal".
- 14.-Ven te Chow. "Hidráulica de Canales abiertos". Mc Graw Hill. Colombia. 1994.
15. Villón Bejar Máximo "Diseño de Estructuras Hidráulicas". Marzo 2005.

### OTROS:

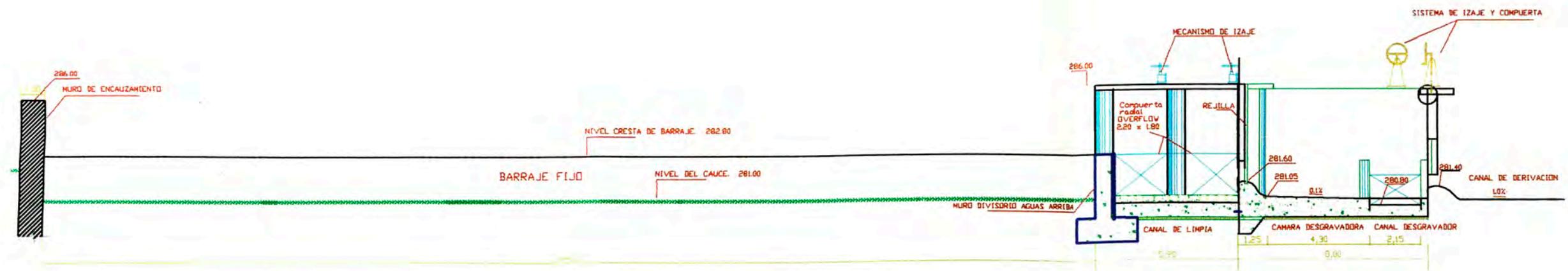
1. Electroperú S.A. "Estudio de Factibilidad Central Hidroeléctrica El Platana". Setiembre 1986.
2. Pronadret: "Diseño Bocatoma Palo Herbay río Cañete". Año 1989.

# **ANEXOS**





CORTE A-A



CORTE B-B

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL <b>INFORME DE SUFICIENCIA</b>	
<b>DISEÑO DE LA BOCATOMA UNIPAMPA</b>	
PLANO:	CORTES- DETALLES DE LA BOCATOMA
UBICACION: DPTO. LIMA Y PROV. CAÑETE COORDENADAS UTM 368290.00E, 8558091.00N	LAMINA:
FECHA: ABRIL 2007	ESC: 1/200
PROFESIONAL: BACHILLER LUZMILA JESSICA CASTILLO QUISPE	

**P-02**