

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

PROGRAMA ACADEMICO DE INGENIERIA CIVIL

TESIS DE GRADO

"DISEÑO DE LA BOCATOMA BARRANCA - SUPE - SAN NICOLAS"

EDUARDO SANTILLANA TIRADO

PROMOCION - 1963

I N D I C E

<u>PRESENTACION</u>	Pag. 1
<u>INTRODUCCION</u>	3
- Antecedentes	3
- El Problema	3
- Objeto del Estudio	4
<u>ASPECTOS GENERALES</u>	5
- Generalidades	5
- Situación	6
- Fisiografía	6
- Clima	6
- Recursos hídricos	7
- Las tierras	7
- Población	8
<u>PLANIFICACION DEL PROYECTO</u>	9
- Requerimientos	9
- Disponibilidades	10
1.- <u>ESTUDIOS BASICOS</u>	10
1.1. Nivel del Estudio	10
1.2. Topografía	11
2.- <u>METEOROLOGIA E HIDROLOGIA</u>	12
2.1. Precipitación	12
2.2. Temperatura	12

2.3. Humedad	Pag. 13
2.4. Evaporación	13
2.5. Horas de sol	13
2.6. Río Pativilca	13
3.- <u>INTERPRETACION DE DATOS HIDROGRAFICOS</u>	14
3.1. Hidrogramas	14
3.2. Avenidas	15
3.3. Evaluación de descargas mínimas en los períodos de estiaje.	16
3.4. Análisis de las masas del Río Pativilca.	18
3.5. Caudal que se cantará.	19
4.- <u>ELECCION DEL TIPO DE CAPTACION</u>	21
5.- <u>DISEÑO HIDRAULICO</u>	22
5.1. Diseño hidráulico de los elementos de bocatoma.	23
5.1.1. Ancho de encauzamiento	23
5.1.2. Ventanas de captación	25
5.1.3. Altura de barrage	26
5.1.4. Dimensionamiento de compuertas de limpia.	27
5.1.5. Canal de derivación	29
5.1.6. Cálculo del tirante que pasa sobre el barrage.	29
5.1.7. Cálculo del salto hidráulico.	30
5.1.8. Cálculo del caudal que pasa por la compuerta de limpia.	32
5.1.9. Cálculo del salto hidráulico en el canal de limpia.	34
5.1.10 Análisis del salto de agua en el Río.	35

5.1.11	Longitud del colchón de aguas en el Río.	Pag. 35
5.1.12	Longitud del colchón de aguas en el canal de limpia.	36
5.1.13	Altura de muros de la poza - amortiguadora.	37
5.1.14	Altura de muros para la poza amortiguadora del canal de - limpia.	37
5.1.15	Diseño del perfil Ogee (barra <u>je</u>).	37
5.1.16	Diseño del perfil Ogee del ca <u>nal</u> de limpia.	39
5.1.17	Camino de Percolación.	40
	<u>TRANSPORTE DE SEDIMENTOS</u>	42
	6.- <u>DISEÑO HIDRAULICO DEL DESARENADOR</u>	43
	7.- <u>DISEÑO ESTRUCTURAL</u>	48
7.1.	Diseño de la pantalla frontal	48
7.2.	Muros laterales	54
7.3.	Diseño de losa del puente de maniobras del canal de limpia.	55
7.4.	Diseño del puente de maniobras de las compuertas de captación de la bocatoma.	57
7.5.	Diseño de la pantalla de compuertas de captación.	59
	<u>CONCLUSIONES</u>	60

P R E S E N T A C I O N

Este trabajo sin pretender ser un modelo de desarrollo del Estudio de una Bocatoma, es solamente el fruto del esfuerzo y la inquietud, y - acaso de la limitada experiencia del alumno, que gracias a la orientación durante los estudios Académicos de la Universidad, a la poste - rior guía de los profesores de curso y a las prácticas iniciadas en - el campo de actividades similares; han permitido que este desarrollo relacionado con el diseño hidráulico-estructural de la bocatoma Barranca-Supe-San Nicolás, sea simplemente un estudio a nivel de Facti - bilidad.

Las razones limitantes que no escapan al criterio sensato, - son principalmente, el económico luego el tiempo y otros estrechamen - te relacionados con la limitada experiencia del alumno muy a pesar a su dedicación y estudio.

En la presente Tesis, se ha tenido especial cuidado de hacer resaltar las disciplinas que inciden en el estudio de un Proyecto de Bocatoma, entre las principales, refiriendo y citando otras igualmen - te importantes que no es posible introducir en el presente trabajo de índole teórico - práctico.

Durante la elaboración se han consultado de especialidad en - los diferentes conocimientos de la ingeniería.

Similarmente se han revisado estudios en los Archivos de la - Dirección General de Aguas del Ministerio de Agricultura, para darle una presentación real.

INTRODUCCION

Las tierras de Barranca-Supe-San Nicolás, como las de muchos valles de la costa peruana, tienen un servicio precario de aguas para el riego, debido principalmente a la falta de estructuras definitivas de regulación de cuencas, de estructuras de captación, seguridad, obras de derivación rústicas, de conducción y distribución desarrolladas sin los modernos criterios de planificación de riego, que mantienen su anacrónica situación muy a pesar del esfuerzo de las entidades públicas y privadas y la plausible orientación de técnicos y pioneros en este campo.

Antecedentes.- La Irrigación Barranca-Supe-San Nicolás, cuyo canal de regadío es de construcción rústica, sirve a 8,700 Has.; no dispone de bocatoma estable ni desarenador, menos de estructuras secundarias como medidores de caudal, tomas laterales principales técnicamente construídas etc. Su mejoramiento en base de la construcción de obras de cabecera ha sido la principal preocupación de los agricultores de la Zona.

El Problema.- El Río Pativilca como todos los ríos de la costa peruana, es de régimen irregular, con grandes caudales en época de verano y estiajes muy bajos en la mayor parte del año.

Aún no está regulado plenamente, para la mejor utilización de los aportes de su extensa cuenca.

En general las demandas de agua son superiores a sus caudales, pasada la época de abundancia. A lo largo del río hay una serie de bocatomas rústicas que derivan aguas hacia ambos márgenes del valle.

Un estudio integral de todo el valle, podría conducirnos a planificar la mejor distribución y uso de las disponibilidades hídricas del Sistema Pativilca.

A pesar de tener el río Pativilca caudales deficitarios en estiaje, es posible hacer nuevas irrigaciones en base de regulación de su cuenca, con embalses de decenas de lagunas y vasos existentes en las partes altas de su cordillera.

Objeto del Estudio.- El presente estudio trata de dar una solución técnica y económica a la necesidad que tiene el canal Barranca-Supe-San Nicolás, de contar con una bocatoma estable, que les garantice una agricultura próspera en base de inversiones seguras, supeditadas a la regularidad del riego, la que en primer lugar está respaldada por esta obra.

Las condiciones hidrológicas del Río Pativilca, las circunstancias geológicas y conformaciones topográficas del área de la bocatoma recomiendan un tipo de estructura que se adapte a los extremados cambios de caudales del río, al tipo de demandas de agua acondicionadas a la explotación de los agrotipos en estos valles; estructura que debe responder al hecho de geología típica de cauce y valle de origen aluvial, con márgenes formadas por pequeños barrancos y superficies planas y suavemente ondulada.

Un factor limitante y primordial a parte de las consideraciones hidráulico-estructurales y otras, es la económica que se toma en cuenta durante la elección de soluciones y alternativas.

ASPECTOS GENERALES

Generalidades.- En la costa peruana en la época Pre-inca se desarrollaron grandes culturas en base de una política social y agraria que fué ampliada complementada y acaso superada en la época del incario.

Muestras que aún nos asombran en este momento son los canales del Taymi, hoy columna vertebral del Proyecto Tinajones de 50 Km. de longitud y con caudal de 60,000 lts/seg. de capacidad que irriga más de 60,000 Has.

Otra muestra, tenemos en el canal de Raca Rumi, obra de la ingeniería Pre-inca.

Igualmente famoso es el canal de la Achirana del Inca, de la época incaica que sigue prestando servicios en el Valle de Ica, tiene 43 Km. de longitud, con una capacidad de 16 m³/seg., que en la fecha irriga 24,700 Has.

En la época del coloniaje se paralizaron las obras de riego, - entrando en un franco período de aletargamiento, orientándose, toda - la capacidad física del hombre peruano a la explotación minera.

En la época Republicana nuevamente se han venido desarrollando varios proyectos de irrigación, siendo en la actualidad alrededor de 50 proyectos de consideración con un área aproximada bruta de:

Tierras nuevas 730,000 Has.

Tierras mejoradas 457,000 Has.

En la sierra y en la selva es menor el tamaño y cantidad de - irrigaciones en proyecto, siendo en resumen, aproximadamente:

Tierras nuevas 115,000 Has.

Tierras mejoradas 387,000 Has.

Situación.- El proyecto se sitúa en el valle de Pativilca del Departamento de Lima; con una altitud aproximada de 265 m.s.n.m., con coordenadas geográficas aproximadas de Latitud Sur 10°45'; Longitud Oeste 77°45' (Referencia Ciudad de Barranca).

Fisiografía.- En términos generales la situación de esta estructura, al Oeste de la Cordillera de los Andes, sobre la Costa y en el río Pativilca, le dan una fisiografía característica.

Margenes del río bajas, susceptibles de inundaciones muestran del efecto erosivo de las aguas del río, que ha impuesto las características locales del valle.

La mano del hombre a través de los años de colonización y explotación de la Costa, igualmente ha contribuido a darle ese aspecto de área de zona habitada.

Los suelos son de formación geológica última, con cerros colindantes, de baja altura, muy típica de los valles de la costa.

Clima.- Su ubicación a los 265 m.s.n.m. cerca del litoral del Océano Pacífico y al pie de la Cordillera Occidental de los Andes, hace que esta zona participe del clima de las áreas de la Costa Norte Bajo del país, que corresponde al Desierto Sub-Tropical Montano Bajo (Sub-Tropical) de la clasificación de L.P. Holdridge.

Las temperaturas medias anuales del orden de los 19°C con pequeñas oscilaciones anuales y estacionales.

La humedad relativa tiene pequeñas variaciones con un promedio de 77%.

Al área del proyecto la vegetación local le imprime una característica especial.

Recursos Hídricos.- Las aguas para el uso agrícola de Barranca-Supe - San Nicolás es exclusivamente del río Pativilca, la cual se trata de derivar mediante la Estructura de bocatoma que nos ocupa.

Las Tierras.- Un problema casi generalizado en el Perú es el deficiente riego de las áreas de cultivo, razón por la cual centenas de proyectos e irrigaciones esperan un minucioso estudio de Mejoramiento de Riego.

Los suelos de estas irrigaciones, de origen aluvial y eólico se caracterizan por tener textura media que varían de franco arenoso a franco en el horizonte A, zona de 0.50 a 0.70 cm. de potencia, luego sigue arena gruesa y arena franca que alcanza los 1.80 m. descansando sobre un material profundo de canto rodado.

Aunque no es materia del presente estudio incidir sobre la textura de estos suelos podemos generalizar que son los típicos de los terrenos de la Costa.

Tienen en generalidad buen drenaje, con salinidad variable de mediana a alta, en suelos nuevos, y baja para áreas en explotación.

La topografía es plana a ondulada, con pedregosidad moderada - y superficies de pendientes suaves, menores del 15%. Basándonos en la agricultura existente en la zona, se trata de suelos que pueden asegu-

rar una explotación económicamente satisfactoria y afirmar que la construcción de una bocatoma definitiva, será el mejor aliciente para orientar al agricultor hacia una industria tecnificada y próspera.

Población.— Las áreas de Barranca-Supe-San Nicolás, son típicamente agrícolas constituyendo el primer renglón ocupacional de sus habitantes.

Las cifras estadísticas del último censo han cambiado por el intenso fenómeno de migración que se ha registrado en esta zona, ya por la presencia de la industria de la harina de pescado, ya por la presión demográfica que ha agudizado la relación hombre/tierra. Pero es de suponer que el mayor porcentaje de la población lo ocupa el sector rural.

Estadísticas pasadas señalaban que alrededor del 25% de la superficie de estas tierras constituían el 90% de propiedades diferentes, siendo el problema del minifundio un freno socio económico.

PLANIFICACION DEL PROYECTO

En relación a la Estructura, y a la función que va a desempeñar, está bien definido el objetivo: asegurar el uso controlado y permanente de las aguas del río Pativilca, para el riego de las campiñas de Barranca Supe-San Nicolás.

Requerimientos.-

En el aspecto de las demandas de agua, que hubiera sido materia de un estudio Agro-económico, basado en un estudio Agrológico previo, que hubiera proporcionado la antitud de Piego de los Suelos, clasificados de I a VI dentro de la escala internacional en uso; recomendados los Agrotinos explotables para la región; efectuada la Planificación Agrícola y elegida una cédula óptima de cultivos; los requerimientos de agua para estas tierras hubieran sido en detalle.

Tomando el mes de máximo consumo, ya con la eficiencia de riego, incluídas las pérdidas en el uso en la conducción (infiltraciones, evaporaciones, extracciones imprevistas, etc), adicionando los caudales para otras finalidades como uso humano (agua potable); energía (Hidroeléctricas), etc. de esta manera hubiéramos determinado la capacidad del canal de derivación aguas abajo del desarenador, adicionando los caudales para el funcionamiento de esta estructura.

/ ...

Disponibilidades.-

Disponemos para el desarrollo de este Proyecto los siguientes elementos y materias:

<u>Elementos</u>	<u>Fuentes de Información</u>
- Planos Topográficos y Mapas	- Dirección de Aguas de Regadío
- Informes	- Dirección de Irrigación
- Estadística Hidrológica	- SENAMHI
- Libros de Consulta y otros.	- Universidad Nacional de Ingeniería.

1.- ESTUDIOS BASICOS.-

Siendo el cuerpo principal de esta Tesis, el diseño de una bocatoma, las materias básicas, que forman parte del estudio son - principalmente: Topografía, Hidrología, Hidráulica, Geología, Mecánica de Suelos, Estructuras, Concreto, Procedimientos de Construcción.

1.1. Nivel del Estudio.-

La presente tesis debe desarrollar el proyecto a un nivel semidesarrollado, pasando por las siguientes etapas:

- Topografía
- Hidrología (Interpretación y procesamiento de datos estadísticos).
- Elección del tipo de obra.
- Diseño Hidráulico de todos los elementos de la bocatoma
- Estudio de Transporte de Sedimentos.

- Diseño de Obras de Limpia
- Estudio de Mecánica de Suelos
- Cálculo Estructural de las Obras por construir
- Dibujo de Planos.

1.2. Topografía.-

Para enfocar el diseño con propiedad, hemos recopilado los documentos que a continuación detallamos:

Documentos:

- (1) Cartografía: Carta del Perú a escala 1: 100,000 de la zona que comprende el estudio a escala 1: 100,000 resaltando únicamente los accidentes importantes.
- (2) Levantamiento Topográfico: Planos topográficos de la zona donde será ubicada la bocanoma a escala 1: 2000.

Fuentes de Información:

- (1) Servicio Geográfico Militar.
- (2) Dirección de Aguas de Regadío del Ministerio de Agricultura.

A partir de esta documentación se han desarrollado los siguientes planos:

- (a) Plano General
- (b) Plano de Ubicación
- (c) Planos del Área de la Toma.

Este último comprende el cauce del río y la posición de la estructura con sus ejes principales y secundarios, puntos de control altimétrico.

2.- METEOROLOGIA E HIDROLOGIA:

2.1. Precipitación.-

La cuenca total del Río Pativilca tiene alrededor de 4800 Km², de los cuales se considera cuenca húmeda a partir de la curva de nivel que limita la precipitación de 250 m.m. (*) lo que reduce el área útil de la cuenca a unos 4,000 Km².

La precipitación promedio entre 3,000 a 4,000 m.s. n.m. es de 410.3 m.m. (*).

La evaluación de la pluviosidad de esta cuenca se puede tomar el plano de ISOYETAS elaborado por SENAMHI.

Para los usos del presente estudio se han empleado las descargas del río, con aforos desde 1936 a 1970 o sea 34 años de record estadístico.

2.2. Temperatura.-

En la zona baía la temperatura es de Costa, cuya media está por el orden de 10.6°C (*) con las oscilaciones propias para cada estación del año.

Las temperaturas promedio mensuales varían entre 16° a 23° centigrados (*).

2.3. Humedad.-

La humedad relativa permanece con una variación alrededor del 10% es decir entre los 70 al 80% con un promedio anual de 75% (*).

(*). Fuente de Información.- SENAMHI.

Ocasionalmente se registran fuertes cambios que no influyen mayormente en los promedios.

2.4. Evaporación.-

En el área misma de la hocatoma y en Barranca y Supe, tampoco se tiene una estación Meteorológica, que registre la evaporación entre otros, por lo que prudencialmente se puede asumir que es de 5m.m. por día/m².

2.5. Horas de Sol.-

Por las mismas consideraciones del párrafo anterior - estamos imposibilitados de proporcionar este valor, más una cifra conservadora sería estimar 4 horas de insolación promedio.

2.6. Río Pativilca.-

La hidrografía de este río es como sigue: Nace en el extremo más alejado del Nevado y Laguna Caiat (*), por los 5,000 m.s.n.m.

(*). Sus principales afluentes son ríos de la margen izquierda como: Llomar, Achín, Ronav o Cuchichaca, Gorqor;

sin embargo el afluente principal de la margen derecha contribuye con una buena extensión de cuenca y es el río Orcos.

(*)' La descarga Media Anual fluctúa entre los 40 a - 60m³/seg.

(*)' La masa total anual promedio varía alrededor de 1'500,000m³.

Las mayores descargas corresponden a los meses de Febrero, - Marzo y Abril con masas mensuales que fluctúan entre 200,000 a 350,000 m³.

(*) Este río se controla en el puente de Alpas cuya posición geográfica es:

Longitud W.G.	77°30'
Latitud Sur	10°40'
Altitud	400 m.s.n.m.

Se cuenta con registros de aforos diarios desde 1936 a la fecha, aunque hay omisiones y errores en los registros procedente de las mediciones mismas. El caudal máximo maximorum real en 34 años fué de 254 m³/seg. ocurrido en Marzo 1959.

3.- INTERPRETACION DE DATOS HIDROGRAFICOS:

3.1. Hidrogramas.-

Mediante un sistema de ejes cartesianos hemos trazado unas curvas usando las descargas promedio mensuales durante - los 34 años de registro (falta datos para 1941), las que hemos

llamado HIDROGRAMAS y que nos permiten apreciar las fluctuaciones de las descargas del río para cada mes y durante los 34 años registrados.

Estos hidrogramas, han sido dibujados en cuatro (4) láminas, ubicando 3 meses en cada lámina.

3.2. Avenidas.-

Análisis de Avenida

La finalidad de este estudio en relación al proyecto es de calcular el caudal máximo posible de ocurrir en un período de cien años.

Se ha considerado un período de cien años pensando que la duración de una obra de costo tan elevado, deberá tener un período de duración de unos cien años.

Para su elaboración se ha efectuado el siguiente ordenamiento:

- 1) Tabla de aforos máximos ocurridos en cada año ordenados de más a menos. *en orden descendente.*
- 2) Luego para obtener el porcentaje de probabilidad de ocurrencia se aplicará la siguiente fórmula:

$$p = \frac{1}{T}; \quad T = \frac{n}{m}$$

donde: n = Número de aforos

m = Número de veces que ocurrió el caudal o caudales mayores.

3) Para el desarrollo de este gráfico; colocamos a escala aritmética los caudales máximos ocurridos, sobre el eje de las ordenadas; sobre el eje de las abscisas se colocan a escala logarítmica los valores de los porcentajes.

Para nuestro caso tenemos los siguientes valores:

$$n = 34 \text{ (años)}$$

$$m = 1$$

$$T = \frac{34}{1} = 34 \text{ (Período de retorno)}$$

el valor de la probabilidad es de:

$$p = \frac{1}{34} = 0.0294 = 2.94\%$$

Este último valor es una constante que irá en aumento para cada valor de "m".

En el cuadro N° 2 se ha desarrollado los valores de los porcentajes para cada valor de "m".

Con estos valores hemos trazado la curva que da para un porcentaje de 1%, un caudal máximo de $Q = 840 \text{ m}^3/\text{seg.}$ que viene a ser el caudal máximo probable que pueda ocurrir en un lapso de 100 años de años.

3.3. Evaluación de Descargas Mínimas en los Períodos de Estiaje.-

La finalidad de esta evaluación de descargas mínimas durante los períodos de estiaje es, para poder apreciar cual será el caudal que corresponda a un porcentaje de duración del orden del 75%.

De este modo sabremos cual será el máximo caudal con que podemos contar durante un 75% de la época de estiaje.

Este resultado nos ayudará a elegir el caudal de diseño de nuestra bocanoma.

La metodología consiste en elegir el mayor valor de descarga ocurrida en el mes durante los años disponibles en estudio. Así por ejemplo, los caudales son:

Julio	19 m ³ /seg.
Agoosto	16 m ³ /seg.
Setiembre	17 m ³ /seg.

A partir del valor máximo consideramos una variación de 1 m³/seg., fijando los rangos dentro de los cuales vamos a efectuar el análisis.

Estos rangos o valores van en la primera columna de los cuadros N° 3, 4 y 5 correspondiente a los meses de estiaje analizados.

En la segunda columna colocamos el número de ocurrencias registradas en el cuadro de aforos (Cuadro N° 1)

En la tercera columna hemos colocado el número de ocurrencias acumuladas.

Llamando "a" a la ocurrencia acumulada y "S" al número total de dichas ocurrencias acumuladas, tenemos que la Frecuencia o Duración $F = \frac{S}{a}$ ha sido colocada en forma de %, en la cuarta columna.

Estos cuadros así como las curvas de duración de caudales, aparecen en la lámina correspondiente que adjuntamos (ANEXO).

3.4. Análisis de las Masas del Río Pativilca.-

Con esta finalidad presentamos la siguiente relación de datos estadísticos:

a) Cuadro N° 6.- (Masas Mensuales del Río Pativilca)

Examinando los valores Máximos encontramos que el máximo - maximorum es de 679'191,000 m³ ocurrido en Marzo de 1959, el que marcará el límite superior para el cálculo de la - curva de Duración y similarmente el valor Mínimo Minimorum de 29'227,000 m³ ocurrido en Agosto 1938, fijará el límite inferior del cálculo.

b) Cuadro N° 7.-

Duración de Masas del Río Pativilca, con cuyos datos nos - hemos trazado la curva de duración de masas mensuales del río; esta curva la mostramos en el gráfico N° 6.

c) Lámina N° 10.-

En esta lámina mostramos el cuadro de datos estadísticos - de masas anuales del Río Pativilca (Cuadro N° 8) con cuyos datos hemos elaborado el Cuadro N° 9 que nos sirve para - trazar la curva de duración de masas anuales de las descargas del río Pativilca (Gráfico N° 10) del ANEXO.

3.5. Caudal que se Cantará.-

Tratándose de una derivación con fines de irrigación exclusivamente, bien podríamos considerar un Caudal Aprovechable de 14.23 m³/seg. y más seguramente el menor valor, que corresponde al mes de Agosto, es decir $Q = 13.30$ m³/seg. sin embargo, por considerar derechos de terceros (*) limitaremos nuestra captación a 10 m³/seg.

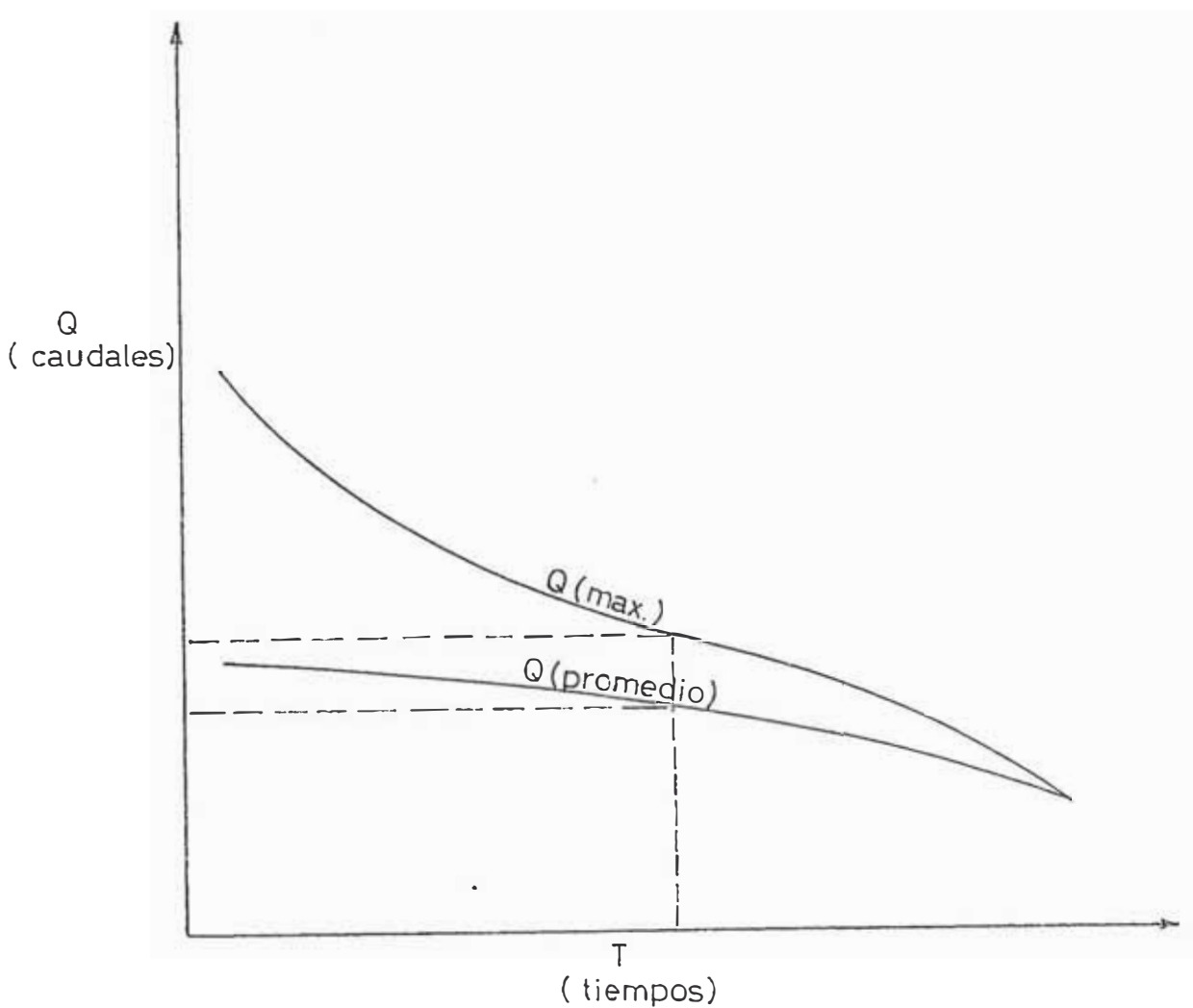
UTILIZACION DE CURVAS DE DURACION

Utilizando las curvas de duración se pueden seguir otros procedimientos, como el correspondiente al empleo de las "Curvas de Descargas Medias Utilizables".

Para este método se toman áreas fraccionadas horizontalmente de la Curva de Duración entre sus coordenadas; estas áreas representan volúmenes de escorrentía. Dividiendo entre el número de segundos del período considerado, se obtienen las descargas medias utilizables; estos valores se dibujan al pie de la Curva de Duración; tomando sobre esta Curva de Duración y saliendo a la ordenada obtenemos los valores de descargas medias derivables.

Si tomamos para cada valor de la Curva de Descargas Medias Utilizables, que llamaremos Caudal Utilizable, la correspondiente demanda siguiendo la ordenada de esta curva a la de Duración y luego leyendo el gasto correspondiente, encontraremos el Caudal Máximo Derivable.

Estos pares de valores, leídos convenientemente espaciados de Caudales Medios Utilizables, con su correspondiente Caudal Máximo Derivable, se puede graficar para tener la "Curva Característica de Utilización" donde en las ordenadas se colocan las Descargas Medias Utilizables, y en las abscisas, las Descargas Máximas Derivables.



ELECCION DEL TIPO DE CAPTACION

Dada la topografía de la zona, y por considerar su menor costo de mantenimiento, escogeremos el tipo de captación por gravedad.

Debido a la gran fluctuación del tirante de agua en el río, durante el año, se recomienda una bocanoma con barraje. Como el ancho del río es amplio y las avenidas máximas considerables, el barraje debe ser fijo y estable.

La presencia de un barraje que va a fijar un nivel mínimo de agua va ocasionar elevación de la superficie del río creando, incluso un remanso, entonces es necesario un encabezamiento del río o alas de muros que llequen hasta el nivel de seguridad sirviendo al mismo tiempo de protección, a las demás estructuras de captación, maniobra, control y derivación inicial.

En este plan que trazamos, se ha previsto buscar alternativas para la mejor ubicación de cotas y ejes de derivación, limpia gruesa y mediana. Se ha tratado de obedecer las recomendaciones de la experiencia y de los libros de la especialidad.

DISEÑO HIDRÁULICO

Bajo este título vamos a puntualizar los pasos más saltantes del Diseño Hidráulico de la "Bocatoma Barranca - Supe - San Nicolás".

1.- Esquema de Obras:

La bocatoma en estudio consta de lo siguiente:

- Barraje fijo y estable
- Canal de limpia
- Compuertas de limpia
- Puente de maniobras para las compuertas de limpia
- Pantalla frontal
- Ventanas de captación
- Cámara de captación
- Compuerta despedradora
- Canal despedrador
- Compuertas reguladoras de captación
- Transición
- Canal de derivación
- Desarenador
- Muros de encauzamiento
- Colchón de aguas disipador de energía
- Enrocado pesado (Solado) a la salida del colchón de aguas.

Para el diseño de la sección de encauzamiento del Píó, altura de muros, cálculo de profundidad del colchón amortiguador, para las consideraciones del camino de percolación bajo el solado, para la longitud del tramo aguas abajo del salto de agua, etc., vamos a tomar en consideración la avenida máxima en un período de 100 años con una frecuencia del 1% obtenido de $840 \text{ m}^3/\text{seg}$.

Para los diversos pasos durante el cálculo se van analizando e interpretando los Hidrogramas y Gráficos del Capítulo anterior.

Para el caudal de derivación que nos sirva para estudiar, - las ventanas de captación, las compuertas de derivación, las estructuras secundarias, como empujes y presiones hidrostáticas, altura de cámara de derivación, tipo de compuertas, transiciones, etc. nos remitimos a los párrafos posteriores que para tal fin hemos desarrollado.

En lo que respecta al dimensionamiento hidráulico de las compuertas de limpia, tomamos en consideración la "Avenida Media" correspondiente al año de Máxima Masa que resulta ser para 1942, con masa de $2,252'120,000 \text{ m}^3$ siendo la avenida media de $Q = 72 \text{ m}^3/\text{seg}$.

5.1. Diseño Hidráulico de los Elementos de Rocatoma

5.1.1. Ancho de Encauzamiento del Píó.-

Para el caudal máximo maximorum de $Q = 840 \text{ m}^3/\text{seg}$. calculamos la sección hidráulica del río Pativilca para lo que tenemos los siguientes datos:

- $Q = 840 \text{ m}^3/\text{seg}$ (Caudal máx.)
 $S = 0.016$ (Pendiente promedio del cauce)
 $n = 0.0035$ (Coeficiente de rugosidad del río)
 $t = 1 \frac{1}{2}$ (Talud de los diques de encauzamiento)

Calculamos con la fórmula Manning Mercado:

$$(1) \quad V = \beta \sqrt{Q^{1/2} \left(\frac{S^{1/2}}{n} \right)^{3/2}}$$

$$(2) \quad \beta = \sqrt{\frac{M}{M^2 - t^2 + 2\sqrt{1+t^2}}}$$

$$V = \beta \sqrt{840^{1/2} \left(\frac{0.016^{1/2}}{0.0035} \right)^{3/2}}$$

$$V = 14.11 \beta$$

Para $M = 7.9$

$$\beta = \sqrt{\frac{7.9}{7.9^2 - 1.5^2 + \sqrt{1+1.5^2}}} = 0.352$$

$$V = 14.11 \times 0.352 = 4.97 \text{ m/seg.}$$

$$A = \frac{840}{4.97} = 169 \text{ m}^2$$

$$d = \frac{1}{7.9} \sqrt{169} = 1.65 \text{ m.}$$

$$b = \frac{169}{1.65} - 1.5 \times 1.65 = 100 \text{ m.}$$

$$A = \frac{Q}{V}$$

$$d = \sqrt{\frac{A}{m}}$$

Queda así definidas las características hidráulicas del Río Pativilca:

$$Q = 840 \text{ m}^3/\text{seg.} \text{ (Caudal max. 1\% de ocurrencia en 100 años)}$$

$$V = 4.97 \text{ m/seg.}$$

$$A = 169 \text{ m}^2$$

P = 104.95 m.
R = 1.61 M.
b = 100 m.
d = 1.65 m.
n = 0.035
S = 0.016
t = 1 1/2 : 1
fb = 0.85
h = 2.50 M.

5.1.2. Ventanas de Captación.-

Consideramos 1.00 mts. de altura de alfeizer de las ventanas (Piso umbral a piso rasante del Río) para evitar el ingreso del material grueso de arrastre.

Tomaremos 1 m para altura de las mismas. Colocando tras las ventanas una cámara desrriadora se llegará e -
ella con un vertedero de pared gruesa.

Luego el ancho necesario para la captación de
 $Q = 10 \text{ m}^3/\text{seg.}$ lo hacemos por intermedio de la fórmula -
de Francis.

Datos:

Caudal derivable $Q = 10 \text{ m}^3/\text{seg.}$

Coficiente de descarga Francis = 1.84

Carga del vertedero $H = 1.00 \text{ m.}$

$$Q = C(L - 0.2H) \left[(H + hv)^{3/2} - hv^{3/2} \right] \quad (\text{Fórmula de Francis})$$

donde L = longitud total del vertedero ventana.

$$hv = \text{carga de velocidad} = \frac{V_0^2}{2g}$$

Para $V_0 = 2.25 \text{ m/seg.}$

$$\frac{V_0^2}{2g} = \frac{5.06}{19.6} = 0.258 \text{ m.}$$

$$10 = 1.84(L - 0.2) \left[(1 + 0.258)^{3/2} - 0.258^{3/2} \right]$$

$$10 = 1.84(L - 0.2)(1.411 - 0.131)$$

$$L = 4.05 \text{ m.}$$

$$A = 4.05 \text{ m}^2$$

$$\frac{Q}{V} = \frac{10}{2.5} = 4.00 = 4.05 \text{ m.}$$

Luego tendremos 3 ventanas de $1.35 = \frac{4.05}{3}$ de longitud con 1m. de altura.

5.1.3 Altura del Barraje

Altura del Alfeizer = 1.00 mt.

Altura de la ventana de captación = 1.00 mt.

Pérdida de carga en el vertedero de pared gruesa (lados y umbral) = 0.1468 m.

Altura estimada para asegurar captación = 6" = 0.15 m.

Altura del Barraje

$$1.00 + 1.00 + 0.1468 + 0.15 = 2.2968 = 2.30 \text{ m.}$$

Sobre la rasante del río en la línea del barraje tenemos lo siguiente:

- Cota rasante del Pío = 266.00
- Altura del Barraje = 2.30
- Cota de la coronación del barraje = 268.30

5.1.4. Dimensionamiento de las compuertas de limpia.-

Consideramos que las compuertas de limpia deben tener capacidad para que pueda discurrir el "gasto líquido crítico" o sea el gasto líquido que es capaz de poner en movimiento a las partículas que para nuestro caso, se trata de arena gruesa con un diámetro aproximadamente de 2mm. por partícula. La velocidad crítica de arrastre para este tamaño de partícula es de aproximadamente $V = 0.575$ m/seg. como conocemos S , n , b y t aplicamos la fórmula de Manning para encontrar el valor de "R".

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

$$V = 0.575$$

$$S = 0.016$$

$$n = 0.035$$

$$b = 100$$

$$t = 1/2$$

$$\text{de donde } R = 0.2936$$

$$\text{Tenemos: } P = b + 2 * d$$

$$A = bd + td^2$$

de donde
$$R = \frac{bd + td^2}{b + 2td}$$

despejando $d = 0.29$

$P = 100.88$

$A = 29.13$

$Q = 29.13 \times 0.575 = 17\text{m}^3/\text{seg.}$

Las compuertas de limpia deben tener capacidad para dejar discurrir un caudal de $Q = 17\text{m}^3/\text{seg.}$ con un tirante máximo igual a la altura del barraje o sea 2.30 m.

$$V = \beta \sqrt{17^{1/2} \left(\frac{.1265}{0.035} \right)^{3/2}}$$

$$V = \beta \times 5.32$$

$$\beta = \sqrt{\frac{M}{M^2 - t^2 + 2\sqrt{1+t^2}}}$$

tanteando para $M = 0.95$

$$\beta = 0.6486$$

$$V = 0.6486 \times 5.32 = 3.54 \text{ m./seg.}$$

$$A = \frac{17}{3.45} = 4.927$$

$$b = \frac{4.977}{2.30} = 2.15 \approx 2.50 \text{ m.}$$

$$d = \frac{1}{M} \sqrt{A} = \frac{1}{0.95} \sqrt{4.927} = 2.30 \text{ m.}$$

Usaremos pues una compuerta de 2.50 de ancho.

5.1.5. Canal de Derivación.-

Datos:

$$Q = 10 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$V = 2 \text{ m}/\text{seg.}$$

$$A = 5 \text{ m}^2$$

$$n = 0.02$$

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

$$t = 1:1$$

$$d = 1.50$$

de (a) resulta $S = 0.002$

$$A = d (b + td) \quad (X)$$

de (X) resulta $b = 1.833$

5.1.6. Cálculo del tirante que pasa sobre el barraje.-

Utilizando la fórmula de Francis tenemos:

$$Q = C(L - 0.2H) \left[(H_p + h_v)^{3/2} - h_v^{3/2} \right]$$

$$Q = 840 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$C = 1.84$$

$$h_v = \frac{V_o^2}{2g}$$

$$L = 100$$

$$H = 2.30$$

$$H \approx h_p$$

$$840 = 1.84 (100 - 0.2 \times 2.30) \left[(2.3 + hv)^{3/2} - hv^{3/2} \right]$$

Asumiendo $hv = 0.7$

$$840 = 1.84 (100 - 0.46) \left[(2.3 + 0.7)^{3/2} - hv^{3/2} \right]$$

$$840 = 840 \quad (\text{Se cumple})$$

Luego $hv = \frac{V_s^2}{2g} = 0.7$ de donde $V = 3.7 \text{ m/seg.}$

$$A = b \times d = \frac{840}{3.7} = 226 \text{ M}^2$$

$$d = \frac{226}{100} = 2.26 \text{ mts.}$$

Luego sobre la rasante del río en la línea del barraje tenemos que la cota de la línea de energía es:

- Cota rasante del río = 266.00
- Altura del barraje = 2.30
- Tirante sobre el barraje = 2.26
- hv = 0.70

- Cota de la línea de energía = 271.26

5.1.7. Cálculo del Salto Hidráulico.-

Altura de la línea de Energía

$$271.26 - 266 = 5.26 \text{ mts.} = H$$

Luego tenemos:

$$d1 + hv1 = H + \text{profundidad del colchón}$$

$$\text{Gasto unitario} = \frac{840}{100} = 8.40 \text{ m}^3/\text{seg} = q \text{ unitario}$$

Para una Profundidad de Colchón de 1.20

Formulas para el cálculo del resalto en canales rectángulares.

$$(I) \quad v_1^2 = \frac{g D_2}{2 D_1} (D_2 + D_1)$$

$$(II) \quad D_2 = -\frac{D_1}{2} + \sqrt{\frac{2v_1^2 D_1}{g} + \frac{D_1^2}{4}}$$

$$(III) \quad D_1 = -\frac{D_2}{2} + \sqrt{\frac{2v_2^2 D_2}{g} + \frac{D_2^2}{4}}$$

Asumiendo que:

$$D_1 = 0.797 \text{ m}$$

$$v_1 = \frac{8.40}{0.797} = 10.539 \text{ m/seg.}$$

$$h_{v1} = \frac{10.539^2}{19.6} = 5.667 \text{ m.}$$

$$D_1 + h_{v1} = 0.797 + 5.667 = 6.46 \text{ m}$$

Luego aplicando la formula (II) tenemos que:

$$D_2 = 3.876 \text{ m.}$$

$$v_2 = \frac{8.40}{3.876} = 2.167 \text{ m./seg.}$$

$$h_{v2} = 0.2397$$

$$D_2 + h_{v2} = 3.876 + 0.2397 = 4.11 \text{ m}$$

$$D_3 = 1.65 \text{ m.}$$

$$v_3 = 4.97 \text{ m/seg.}$$

$$h_{v3} = 1.26$$

Luego deberá cumplirse que:

$$D3 + hv3 + \text{Profundidad del colchón} = D2 + hv2$$

$$1.65 + 1.26 + 1.20 = 4.11 = D2 + hv2$$

Se Cumple

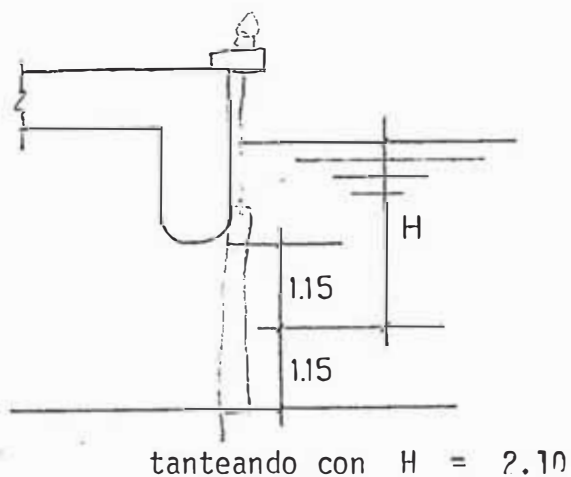
5.1.8. Cálculo del caudal que pasa por la compuerta de limpia.-

La descarga por la compuerta sumergida la calculamos por la siguiente fórmula:

$$Q = C \times A \times \sqrt{2gh}$$

para nuestro caso $C = 0.62$

$$A = 2.5 \times 2.3 = 5.75 \text{ m}^2$$



$$Q = 0.62 \times 5.75 \times \sqrt{19.6 \times 2.10} = 22.87 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$V = \frac{Q}{A \times C} = \frac{22.87}{3.56} = 6.416 \text{ m/seg.}$$

$$hv = \frac{V^2}{2g} = \frac{6.416^2}{19.6} = 2.10 \text{ m.}$$

$$\text{Cota de la línea de Energía} = 1.15 + 2.10 + H(2.10) = 5.35$$

Caudal sobre el barraje:

$$840 - 22.87 = 817.13 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$Q = C(L - 0.20H) \left[(H + hv)^{3/2} - hv^{3/2} \right]$$

de donde

$$Q = 817.13 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$817.13 = 1.84(97.5 - 0.20 \times 2.30) (2.30 + hv)^{3/2} - hv^{3/2}$$

de donde

$$hv = 0.68$$

$$\text{Luego } V = 3.65 \text{ m/seg.}$$

$$A = \frac{817.13}{3.65} = 223.87 \text{ m}^2$$

$$b = 97.5 \text{ m.}$$

$$d = \frac{223.87}{97.5} = 2.30 \text{ m.}$$

Luego la cota de la línea de Energía es:

$$2.30(H) + 2.30(d) + 0.68(hv) = 5.28 \approx 5.30$$

Como vemos las cotas de la Línea de Energía son casi iguales por lo que estamos en condición de decir que el caudal que pasa por la compuerta de Limpia es de $Q = 22.60 \text{ m}^3/\text{seg.}$

5.1.9. Cálculo del Salto Hidráulico en el Canal de Limpia.-

$$\text{Caudal unitario } q = \frac{22.60}{2.5} = 9.04 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$\text{Cota de la Línea de Energía} = 5.29 \text{ m.}$$

Tanteamos para una profundidad de 1.35

$$\text{luego } D_1 + h_{v1} = 5.29 + 1.35 = 6.64 \text{ mt.}$$

$$\text{Si } D_1 = 0.848$$

$$V_1 = \frac{9.04}{0.848} = 10.66 \text{ m/seg.}$$

$$h_{v1} = \frac{10.66^2}{19.6} = 5.80 \text{ m.}$$

$$\text{Luego } 0.848 (D_1) + 5.80 (h_{v1}) = 6.64$$

Aplicando la fórmula (II)

$$D_2 = 4.034 \text{ m.}$$

$$V_2 = \frac{9.04}{4.034} = 2.24 \text{ m/seg.}$$

$$h_{v2} = \frac{2.24^2}{2g} = 0.256 \text{ m.}$$

$$D_2 + h_{v2} = 4.034 + 0.256 = 4.29 \text{ m.}$$

Deberá cumplirse que:

$$D_2 + h_{v2} = D_3 + h_{v3} + \text{prof. del colchón (1.35)}$$

$$1.65 + 1.26 + 1.35 = 4.26 \approx 4.29 \text{ m.}$$

5.1.10 Análisis del Salto de Agua en el Río.-

Parámetro de Froude $F = \frac{V}{\sqrt{gD_1}}$

$$F = \frac{10.539}{\sqrt{9.6 \times 0.797}} = 3.81$$

El fenómeno del resalto se lleva dentro de un régimen de -
transición. Los oleajes producidos no son fácilmente con-
trolados por la poza, pues las ondas de turbulencia persis-
ten más allá de la poza por lo que usaremos un zampeado de
enrocado pesado de cantera.

Longitud del Zampeado de Poza de Cantera.-

$$L_z = 0.524 \frac{V_2^2 H_0^{3/2}}{D_2^{3/2}}$$

$V_2 = 2.167$ m/seg.

$H_0 = 5.26$ (altura de la línea de energía)

$D_2 = 3.876$

$$L_z = 0.524 \frac{2.167^2 \times 5.26^{3/2}}{3.876^{3/2}} = 7.42 \text{ m.}$$

Lo redondearemos a 10 mts.

Luego pues usaremos un colchón de aguas del tipo de poza -
amortiguadora con un zampeado de roca de cantera de 10 mts
de longitud y a todo lo ancho del río.

5.1.11. Longitud del Colchón de Aguas en el Río.-

Existen numerosos criterios y formulas para el cálculo de longitud del colchón de aguas; por considerar que el criterio de K. WOYCICKI es conservador de acuerdo al régimen turbulento del río Pativilca, usaremos su fórmula

$$L = (D_2 - D_1) \left(8 - 0.05 \frac{D_2}{D_1} \right)$$

$$D_2 = 0.797 \text{ m.}$$

$$D_1 = 3.879 \text{ m.}$$

$$L = (3.879 - 0.797) \left(8 - 0.05 \frac{3.879}{0.797} \right) = 23.90 \text{ m.}$$

Usaremos un colchón de 24 mts.

5.1.12. Longitud del colchón de aguas en el canal de Limpia.-

Usando el mismo criterio que en el caso anterior, tenemos:

$$D_1 = 0.848 \text{ m.}$$

$$D_2 = 4.034 \text{ m.}$$

$$L = (4.034 - 0.848) \left(8 - 0.05 \frac{4.034}{0.848} \right) = 24.73 \text{ m.}$$

usaremos $h = 25$ mts.

5.1.13. Altura de Muros de la Poza Amortiguadora.-

Tomando el criterio del Bureau of Reclamations, tenemos:

$$H = D2 + 0.1 (V1 + D2)$$

$$D2 = 3.876 \text{ m.}$$

$$V1 = 10.539 \text{ m/seg.}$$

$$H = 3.876 + 0.1 (10.539 + 3.876) = 5.32$$

Tomaremos 5.35 = H

5.1.14. Altura de Muros para la Poza Amortiguadora del Canal de Limpia.-

$$D2 = 4.034 \text{ m}$$

$$V1 = 10.66 \text{ m/seg.}$$

$$H = 4.034 + 0.1 (10.66 + 4.034) = 5.50 \text{ mt.}$$

$$H = 5.50 \text{ mt.}$$

5.1.15. Diseño del Perfil Ogee (Barraje).-

$$Q = Co L H^{3/2}$$

$$Q = 840 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$L = 100 \text{ mts.}$$

Primer Tanteo

$$C_o = 2$$

$$840 = 2 \times 100 H^{3/2}$$

$$H^{3/2} = 4.2$$

$$H = 2.6$$

$$H_o = H + \frac{v^2}{2g}$$

$$v = \frac{Q}{L(H + \text{alt. barrage})} = \frac{840}{100(2.6 + 2.3)} = 1.714 \text{ m/seg.}$$

$$\frac{v^2}{2g} = 0.15 \text{ m.}$$

$$H_o = 2.6 + 0.15 = 2.75 \text{ m.}$$

$$\frac{P}{H_o} = \frac{2.30}{2.75} = 0.836$$

Entrando con este valor al gráfico (Ver ANEXO)

$$C_o = 3.86 > 2$$

Segundo Tanteo

$$C_o = 4.00$$

$$840 = 4 \times 100 \times H^{3/2}$$

$$H^{3/2} = 2.1$$

$$H = 1.64$$

$$v = \frac{840}{100(2.30 + 1.64)} = 2.13 \text{ m/seg.}$$

$$\frac{v^2}{2g} = 0.232 \text{ m.}$$

$$H_o = H + \frac{v^2}{2g} = 1.64 + 0.232 = 1.872 \text{ m.}$$

$$\frac{P}{H_o} = \frac{2.30}{1.872} = 1.23$$

$$C_o = 3.91 \approx 4 \quad (\text{sistema ingles})$$

$$C_o = 3.91 \times \sqrt{0.305} = 2.15 \quad (\text{sistema métrico})$$

de donde:

$$C_o = 2.15$$

$$840 = 2.15 \times 100 \times H^{3/2}$$

$$H^{3/2} = 3.91$$

$$H = 2.482$$

$$H_o = H + \frac{v^2}{2g}$$

$h = 2.30$ Altura de
Barraje

$$v = \frac{Q}{L(H+h)}$$

$$v = \frac{840}{100(2.482+2.3)} = 1.75 \text{ m/seg.}$$

$$\frac{v^2}{2g} = 0.157 \text{ m}$$

$$H_o = 2.482 + 0.157 = 2.639$$

$$H_o = 2.639$$

Con este valor de H_o trazamos el perfil Q que según gráfico
(Ver ANEXO)

5.1.16 Cálculo del perfil Q que del Canal de Limpia.-

$$Q = 22.6 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$L = 2.50 \text{ m}$$

$$H = 0$$

$$Q = C_o L H^{3/2}$$

debido a que $h = 0$, sabemos de antemano que $P = 0$ de H_0
 donde el valor de:

$$C_o = 3.075 \text{ (sistema inglés)}$$

$$C_o = 3.075 \times \sqrt{.305} = 1.70 \text{ (sistema métrico)}$$

luego tenemos que:

$$22.6 = 2.5 \times 1.70 \times H^{3/2}$$

$$H^{3/2} = 5.32$$

$$H = 3.048$$

$$v = \frac{Q}{L \times H} = \frac{22.6}{2.5 \times 3.048} = 2.966 \text{ m/seg.}$$

$$\frac{v}{2g} = 0.45$$

$$H_o = 3.048 + 0.45 = 3.498$$

$$H_o = 3.498$$

Con este valor de H_o trazamos la curva del perfil 0_{aee} .

5.1.17. Camino de Percolación.-

Aplicando el criterio de Lane

$$L = h_1 + h_2 + h_3 + \dots + h_n + \frac{l_1 + l_2 + l_3 + \dots + l_n}{3}$$

Del plano correspondiente:

$$L = 4.00 + 2.00 + 1.00 + 1.50 + 3.00 + 4.00 + (1.50 + 5.00 + 24.00 + 4.60 + 1.00) / 3 = 27.53 \text{ m.}$$

Longitud compensada $L = 27.53 \text{ m.}$

Chequeando la longitud del camino de percolación necesario para evitar socavación.

Basado en los resultados de Lane $C = 3.5$ para grava media

Luego $L_p = C H$

$$H = H_0 - H_3$$

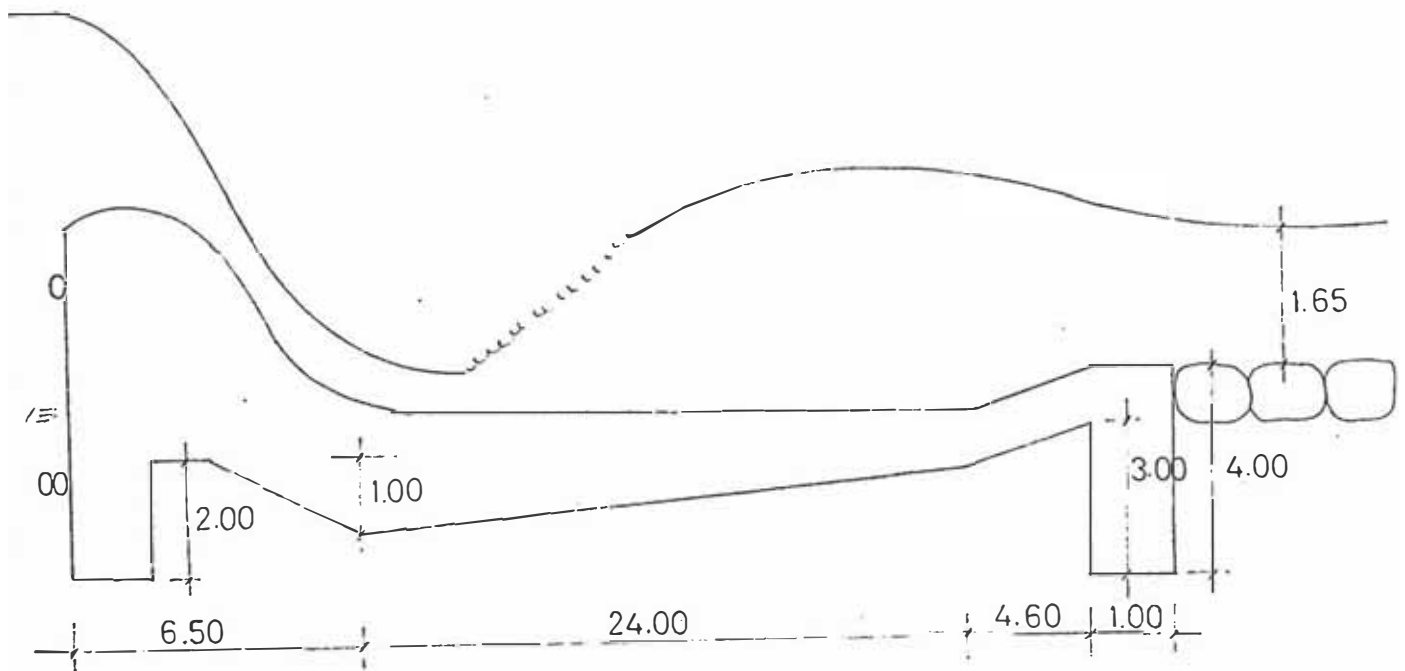
$$H_0 = 5.25$$

$$H_3 = 1.65 - 35 \times 0.016$$

$$H_3 = 1.09$$

$$H = 5.25 - 1.09 = 4.16$$

$$L_p = 4.16 \times 35 = 14.56 < 27.53 \text{ mt.}$$



TRANSPORTE DE SEDIMENTOS

El material que transportan los ríos provienen de la erosión de las cuencas debido a lluvias y otros fenómenos atmosféricos. El transporte de sedimentos está relacionado fundamentalmente con el gasto, velocidad, pendiente y rugosidad del río, y la geometría de la sección transversal depende o resulta ser función del transporte de partículas sólidas.

La máxima cantidad de material sólido que es capaz de transportar un río, se llama capacidad de transporte. Las partículas sólidas son transportadas fundamentalmente de dos maneras: las de mayor tamaño ruedan sobre el fondo y las finas son transportadas en suspensión. Generalmente las partículas medias generalmente van a saltos, llamándose este tipo de transportación "Saltación"

Se denomina "velocidad crítica" de arrastre a la velocidad a partir de la cual se inicia el movimiento de las partículas de un determinado diámetro.

Se denomina "gasto crítico" al gasto líquido que es capaz de poner en movimiento a las partículas del fondo y mantener una situación de equilibrio. Para expresar este gasto, se han determinado experimentalmente fórmulas que son función del diámetro, de la pendiente del lecho y de los pesos específicos del material sólido y del agua.

6.- DISEÑO HIDRAULICO DEL DESARENADOR

El desarenador viene a ser en realidad un depósito largo - por donde circula el agua a velocidades bajas para permitir la decantación del material de arrastre, que queda depositado en una o más pozas profundas generalmente y que además posee un canal de -
evitamiento y compuertas para su limpia.

Como veremos más adelante el transporte de sedimentos está directamente ligado al caudal y velocidad que tenga el río o curso de agua; de tal modo que, el desarenador para nuestro caso, tendrá una sola poza decantadora, deberá tener una limpia continua en época de avenidas y limpia intermitente en épocas de estiaje.

Como nuestro proyecto es con fines de irrigación usaremos un desarenador capaz de retener partículas hasta de 0.4 mm. de diámetro y de funcionamiento intermitente.

El criterio para el diseño del desarenador relaciona directamente la velocidad de caída, que poseen el promedio o determinado tamaño de partículas así como su densidad, con la profundidad, largo y ancho del desarenador; ancho y gradiente que a la vez regulan la velocidad del agua dentro del desarenador. El cálculo de -
la longitud del desarenador consiste en relacionar el tiempo que -
emplea una partícula de un determinado tamaño y densidad para recorrer su largo con el tiempo que emplea en su caída o sedimentación el cual (sedimentación) deberá ser menor que el tiempo empleado en recorrer la longitud del desarenador.

Autores como L. Levin consideran que debido al movimiento de las aguas, la velocidad de sedimentación sufre un retardo. Si llamamos V a la velocidad media en el desarenador en m/seg. y H a la profundidad media en mts.; la velocidad de descenso de los granos es $\nabla - Vn$ es decir que la caída estará afectada por el coeficiente:

$$n = \frac{0.132}{\sqrt{H}} \quad (*)$$

Luego el desarenador deberá tener una longitud L en mts. de acuerdo a:

$$\frac{L}{V} = \frac{H}{\nabla - Vn}$$

Lo que para la longitud necesaria resulta:

$$L = \frac{V \times H}{\nabla - V \cdot \frac{0.132}{\sqrt{H}}} = \frac{V H^{3/2}}{\nabla \sqrt{H} - 0.132 V}$$

(*) Valor obtenido por ensayos por Velikanov, Rosterli y otros.

Donde:

∇ = Velocidad de descenso en mts/seg.

V = Velocidad media horizontal en m/seg.

H = Profundidad media en mts.

L = Longitud del desarenador en mts.

La velocidad horizontal en el desarenador se obtiene dándole al desarenador un mayor ancho que el canal de derivación con el fin de disminuir dicha velocidad.

Según experiencia del Ing. Civil Francisco Coronado del Aquila podemos obtener la velocidad de sedimentación según

Aqua turbia de peso

específico (gr/c.c.)

Fórmula

1.033

$$v = 1.25 D^{1.2}$$

1.100

$$v = 1.08 D^{1.2}$$

1.150

$$v = 0.98 D^{1.2}$$

en los cuales v = velocidad de sedimentación en agua tranquila en cm/seg. y D el diámetro de los granos en mm.

Peso específico de los granos entre 2.69 gr/cc. y 2.75 gr/cc. y diámetros de 0.149 mm. y 0.59 mm.

Asumiendo que en nuestro caso, en época de lluvias en que las aguas son turbias, asumimos y aplicando las experiencias del Ing. Coronado del Aquila obtenemos que para una partícula de 0.4 mm.

$$v = 6.00 \text{ cms/seg.}$$

Luego considerando una velocidad media horizontal de 0.4 m/seg. en el desarenador tenemos que:

Sea

$$v = 0.40 \text{ mt/seg.}$$

$$Q = 10 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

Luego el área transversal será de

$$A = \frac{10}{0.40} = 25 \text{ m}^2$$

Ancho "b" del desarenador será

$$b = \frac{A}{d}$$

Siendo "d" el tirante medio, que para nuestro caso es de 1.50

Luego: $\frac{25}{1.50} = 16.67 \text{ m.}$

Ancho b = 16.67 mt.

Considerando una poza de 1.50 de profundidad promedio tenemos finalmente

$$V = 0.040 \text{ m/seg.}$$

$$Q = 10 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$A = 25 \text{ m}^2$$

$$d = 1.50 \text{ m.}$$

$$b = 16.67 \text{ mt.}$$

Cálculo de la Longitud del Desarenador:

Longitud de la poza

$$L = \frac{V \cdot H}{\nabla - V \cdot \frac{.132}{\sqrt{H}}} = \frac{0.40 \times 1.50}{0.06 - 0.4 \times \frac{.132}{\sqrt{1.5}}} = \frac{0.6}{0.0169} = 35.50 \text{ mts.}$$

L = 35.50 mts.

La sección rectangular del canal en el tramo anterior del desarenador tiene las siguientes características hidráulicas:

$Q = 10\text{m}^3/\text{seg.}$	$h = 5.00\text{ m.}$
$V = 1.36\text{ m/seg.}$	$d = 1.50\text{ m.}$
$A = 7.50\text{ m}^2$	$f = 0.50$
$P = 8.00\text{ m}$	$n = 0.017$
$R = 0.925$	$S = 0.0006$

En el desarenador daremos una pendiente de $S = 0.01$ a la poza de decantación.

El canal de evitamiento tendrá las mismas características hidráulicas que la sección rectangular anterior al desarenador.

El conducto de descarga del desarenador será de compuerta rectangular.

7.- DISEÑO ESTRUCTURAL

7.1. Diseño de la Pantalla Frontal.-

Altura que deberá tener la pantalla frontal.

$$H = d + h_v + h = 2.26 + .70 + 2.30 = 5.26$$

donde : d = tirante sobre el barraje

$$h_v = \frac{v^2}{2g} \text{ sobre el barraje}$$

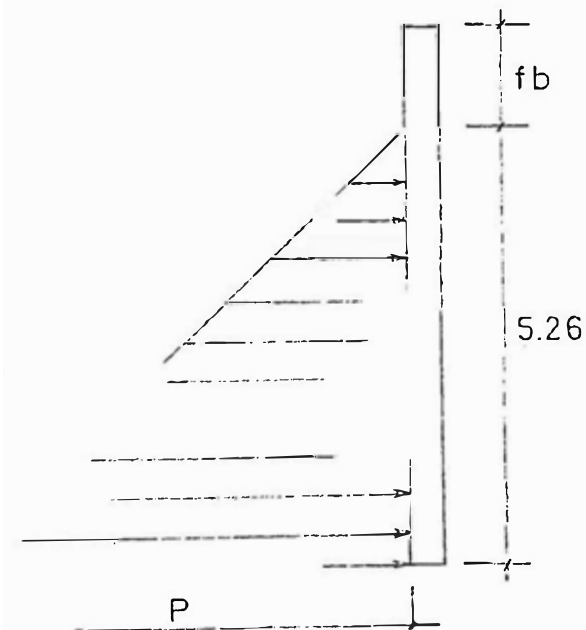
h = altura del barraje

de donde resulta que :

$$H = 5.26 \text{ Mt.}$$

considerando un $f_b = + 0.75$, tendremos que la altura total

de la pantalla deberá ser de $5.26 + 0.75 = 6.00$ mts.

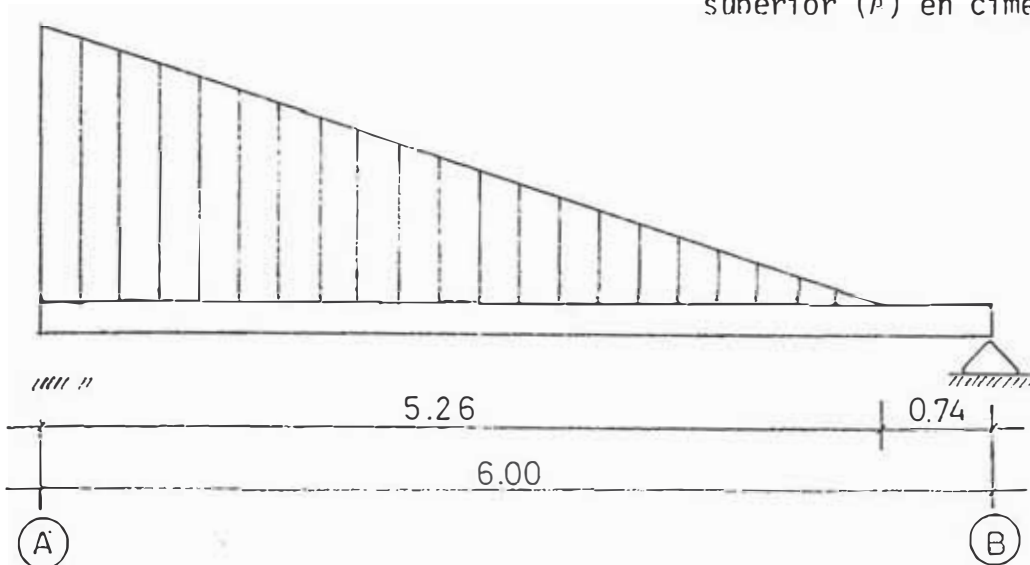


valor de la presión P

$$P = 5.26 \times 1000 = 5260 \text{ Kg/mt.}$$

(I)

En donde (B) es el apoyo en la loza superior (A) en cimentación.



$$M(A) = \frac{1}{20} p l^2 = \frac{1}{20} 5260 \times 6.00^2 = 9,468 \text{ Kg-mt.}$$

$$M(B) = \frac{1}{30} p l^2 = \frac{1}{30} 5260 \times 6.00^2 = 6,310 \text{ Kg-mt.}$$

$$M(+)= \frac{p l^2}{9\sqrt{3}} = \frac{5260 \times 6.00^2}{9\sqrt{3}} = 12,148 \text{ Kg-mt.}$$

$$\text{Abscisa max.} = \frac{L}{\sqrt{3}} = \frac{6.00}{\sqrt{3}} = 3.46 \text{ m.}$$

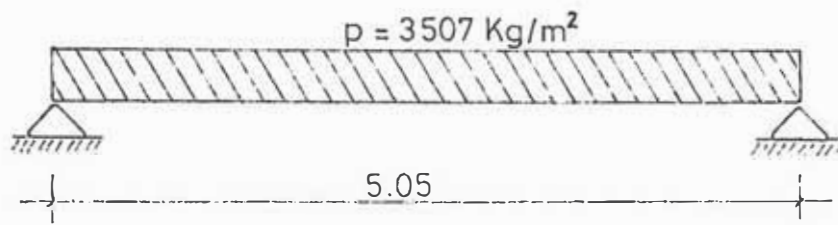
Reacciones:

$$A = \frac{p l}{3} = \frac{5260 \times 6}{3} = 10,520 \text{ Kg.}$$

$$B = \frac{p l}{6} = \frac{5260 \times 6}{6} = 5,260 \text{ Kg.}$$

(II) Considerando los apoyos laterales (muros laterales) para apoyo de pantalla.

$$p = \frac{5260 \times 2}{3} = 3507 \text{ Kg/mt}$$



$$M(A) = M(B) = \frac{1}{12} \times 3507 \times 5.05^2 = 7,453 \text{ Kg-mt.}$$

$$M(+) = \frac{1}{8} \times 3507 \times 5.05 = 11,180 \text{ Kg-mt}$$

Reacciones:

$$R = \frac{5.05 \times 3507}{2} = 8,855 \text{ Kg.}$$

Siendo la mayor reacción = 10,520 Kg.

Espeor de la Pantalla.-

$$v_c = 0.5 \times \phi \sqrt{f_c} = 0.5 \times 0.85 \sqrt{175} = 5.62 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V_c = v_c \times b \times d = 5.62 \times 100 \times d$$

$$V = 10,520 \text{ Kg.}$$

$$d = \frac{10,520}{5.62} = 18.7 \approx 20 \text{ cms. + recubrimiento}$$

de:

5 cm en cada cara = 30 cms.

h = 30 cms.

Con el fin de darle a la pantalla una mayor resistencia con la erosión de las aguas del río y contra los impactos de troncos y pedrones le daremos un espesor de 50 cms. a la pantalla.

Diagrama de Momentos.-

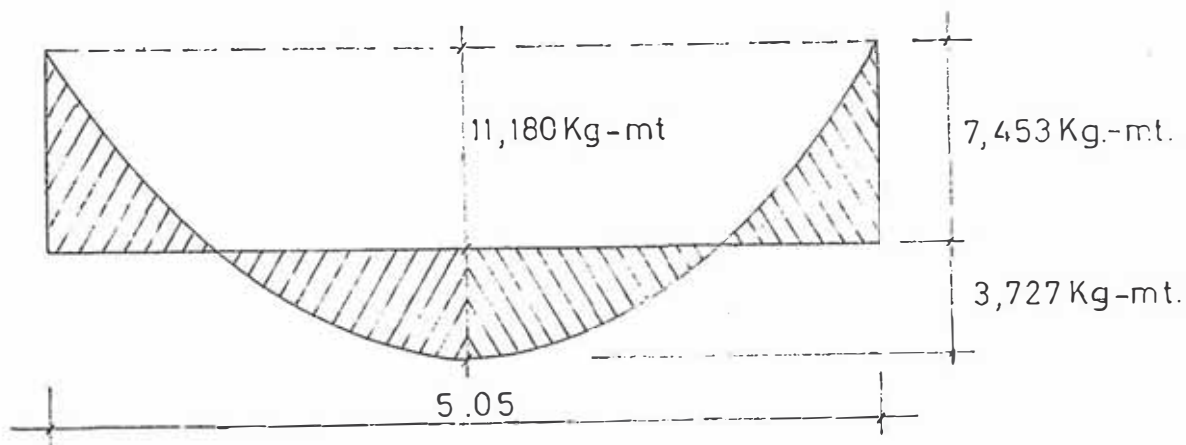


Diagrama para apoyos laterales de pantalla

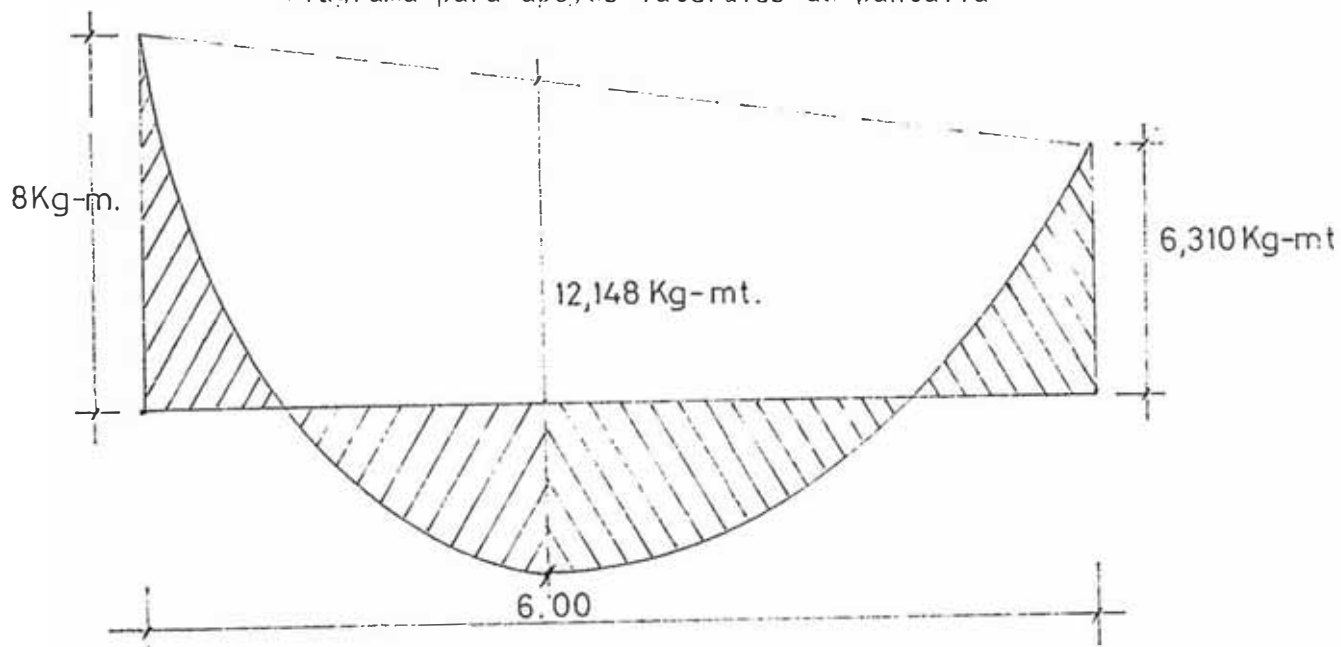


Diagrama para apoyos superior e inferior

Cálculo del Acero

$$A_s = \frac{M}{\phi f_y (d - a/2)}$$

$$A_s = \frac{745300}{0.9 \times 4200 (44 - 4)} = 4.93 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{f_y \times A_s}{0.85 \times f_c \times b} = \frac{4200 \times 4.93}{0.85 \times 175 \times 100} = 1.40 \text{ cm.}$$

luego:

$$A_s = \frac{745300}{0.9 \times 4200 (44 - 0.7)} = 4.55 \text{ cm}^2 \quad (\text{En sentido lateral})$$

$$A_s = \frac{946800}{0.9 \times 4200 (44 - 3)} = 6.11 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{6.11 \times 4200}{0.85 \times 175 \times 100} = 1.72 \text{ cm.}$$

luego:

$$A_s = \frac{946800}{0.9 \times 4200 (44 - 0.86)} = 5.81 \text{ cm}^2 \quad (\text{En sentido vertical})$$

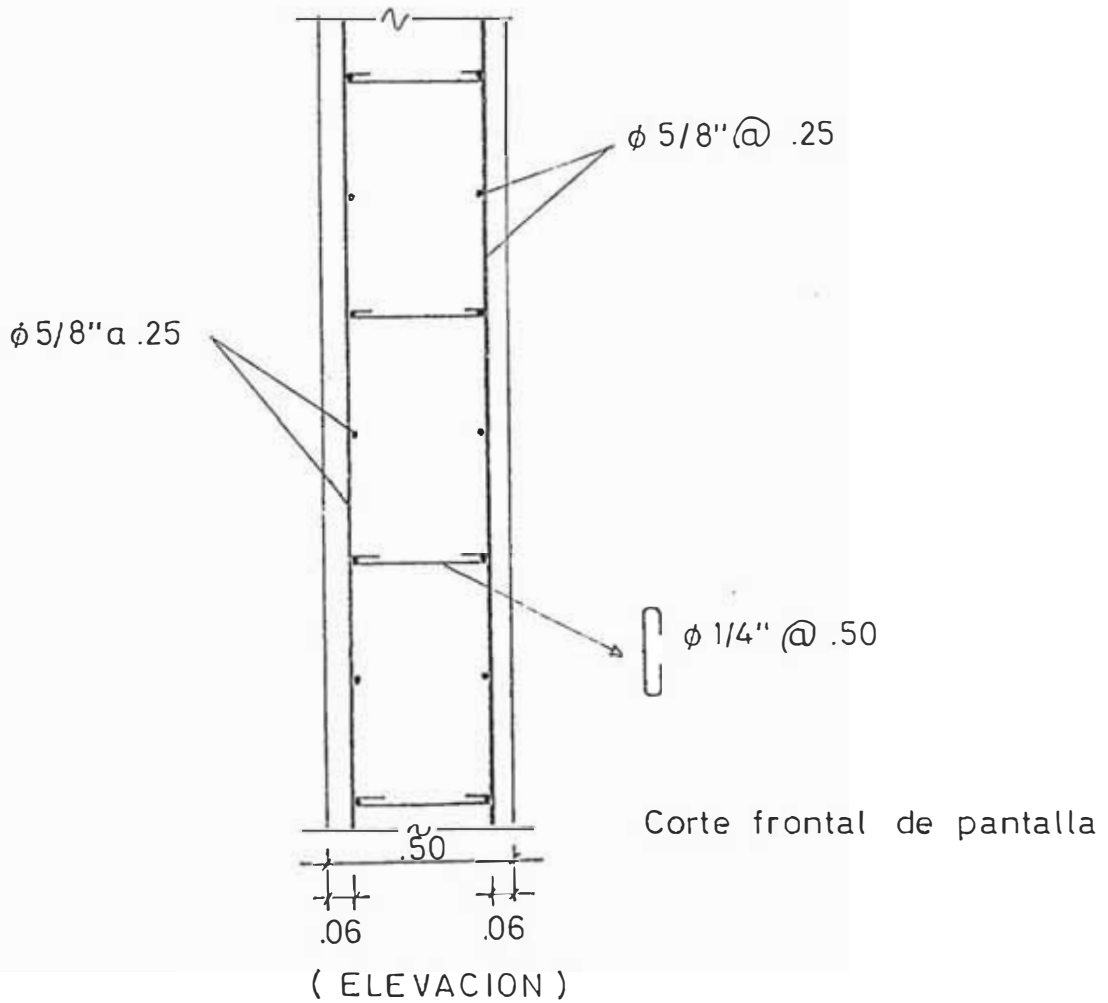
$$A_s(H) + A_s(V) = 4.55 + 5.81 = 10.36 \text{ cm}^2$$

Cuantía Mínima

$$P_{\min} = \frac{14}{f_y} = 0.00333$$

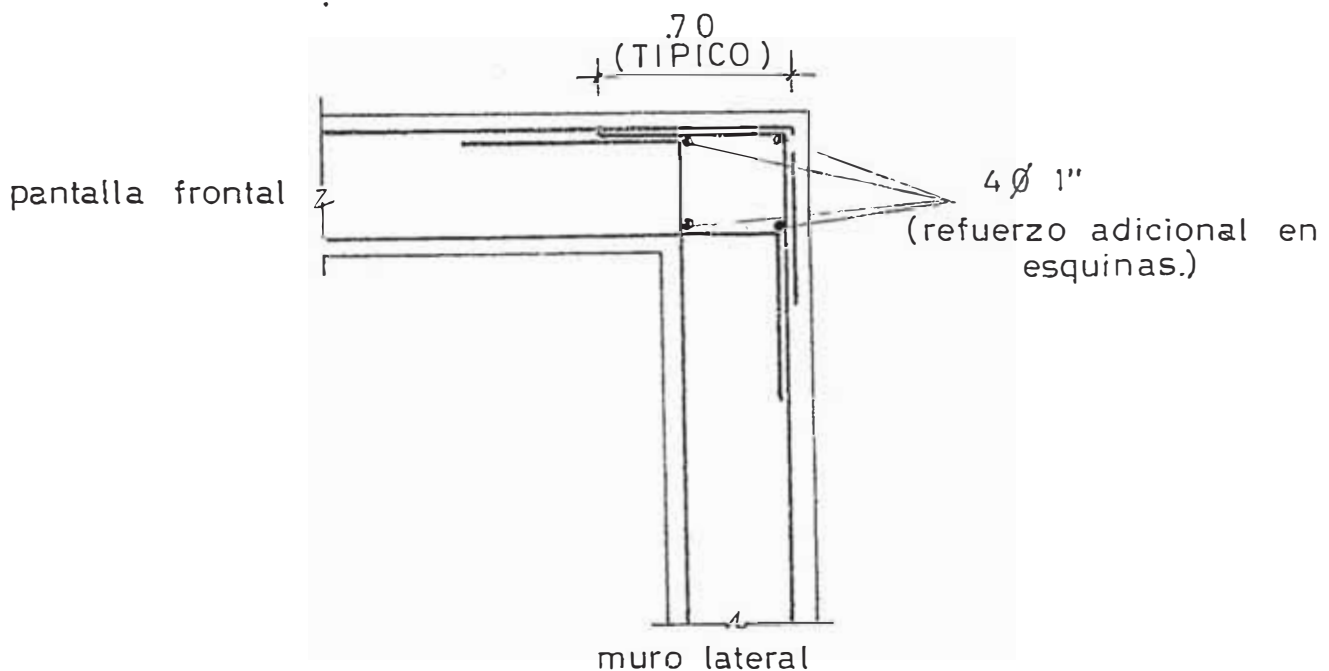
$$A_s_{\min} = 0.333 \times 44 \times 100 = 14.67 \text{ cm}^2 > 10.36 \text{ cm}^2$$

Esto ratifica que la armadura de la pantalla frontal deberá ser una -
malla de $\phi 5/8''$ (a) .25 en ambos sentidos y en ambas caras.



7.2. Muros Laterales.-

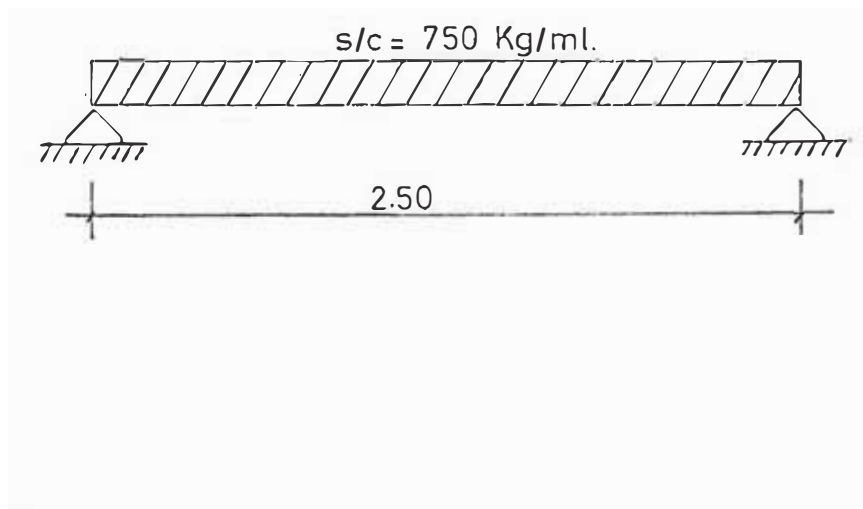
La bocatoma lleva muros laterales contra los cuales se anoya la pantalla frontal. Estos muros por estar ubicados detrás de la pantalla frontal y del encauzamiento, no reciben ni el impacto ni la erosión producida por las aguas del río; más para fines de una sólida construcción de la toma y para que tengan suficiente rigidez dada su altura de 6 mts. les daremos de acuerdo a lo expuesto un espesor de 0.50 mt. y como consecuencia llevaran la misma armadura de la pantalla frontal en vista de que ésta armadura está fijada por cuantía mínima.



Detalle de encuentro o anclaje de pantalla frontal con muro lateral.

7.3. Diseño de losa del Puente de Maniobras del Canal de Limpia.-

Esta es una losa que sirve de puente de maniobras para el manejo de la compuerta del Canal de Limpia.



Dado el tamaño de la compuerta de limpia (2.50 de ancho) y del elevador de compuerta más barandas y cargas imprevistas que esta losa pueda tener que soportar, vamos a considerar que en su diseño deberá considerarse una $S/C = 750 \text{ Kg/m}^2$.

Asumiremos que la losa tendrá un espesor mínimo de 0.30.

$$\text{Peso Propio} = 0.30 \times 2400 = 720 \text{ Kg/m} \quad 1 \times 1.4 = 1008 \text{ Kg}$$

$$S/C = 750 = 750 \times 1.7 = 1275 \text{ Kg/ml.}$$

de donde $P_u = 2283 \text{ Kg/ml.}$

Chequeo de esfuerzo cortante.-

$$V = \frac{228 \times 2.50}{2} \times 1.2 = 3,425 \text{ Kg.}$$

$$v = \phi \times 0.5 \sqrt{f'c'} = 0.85 \times 0.5 \times \sqrt{175} = 5.62 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V = v \cdot b \cdot d$$

$$3425 = 5.62 \times 100 \times d$$

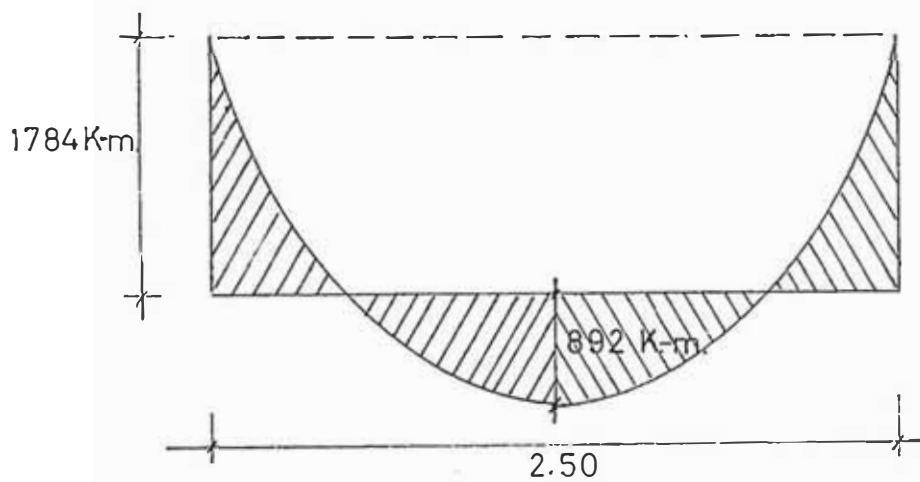
de donde :

$$d = 6 \text{ cms} < 24 \text{ cms.}$$

Momentos

$$M(-) = \frac{1}{12} \times 3425 \times 2.50^2 = 1,784 \text{ Kg-mt.}$$

$$M(+) = \frac{1}{8} \times 3425 \times 2.50 = 2,676 \text{ "}$$



$$A_s = \frac{178400}{0.9 \times 4200 \times 20} = 2.36 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{2.36 \times 4200}{0.85 \times 175 \times 100} = 0.67 \text{ cm.}$$

luego $A_s = 1.99 \text{ cm}^2$

Cuantía Mínima

$$\rho(\text{min.}) = 0.0033$$

$$A_s(\text{min.}) = 8 \text{ cm}^2$$

$$A_s(\phi 5/8") = 2 \text{ cm}^2$$

luego se requiere 4 $\phi 5/8"$ por mt.

Armadura

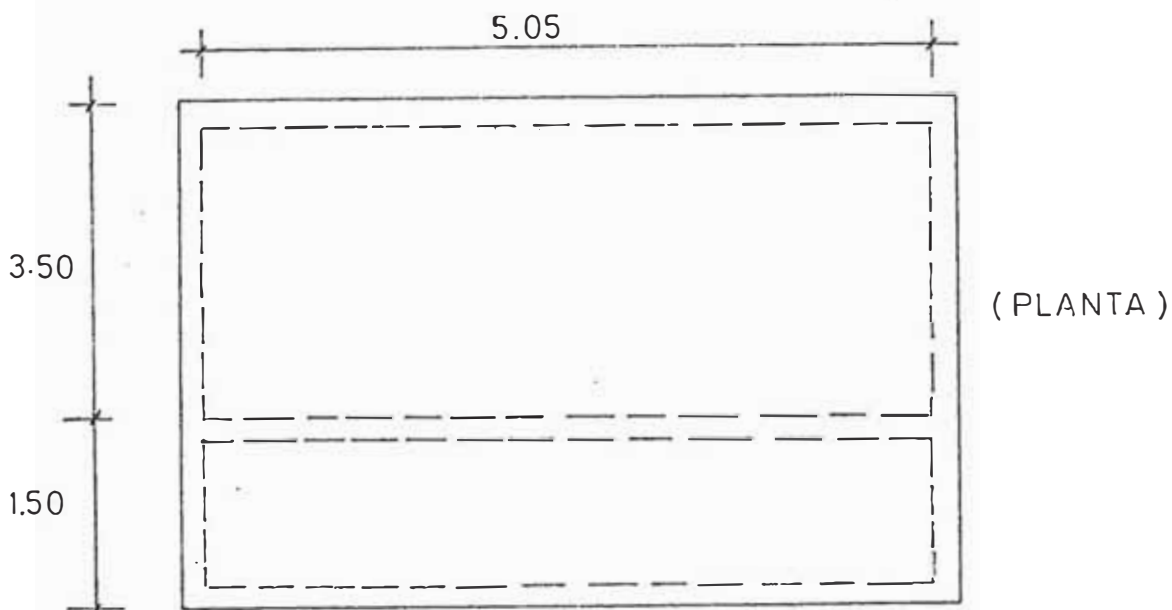
$$A_s(-) = \phi 5/8" @ .25$$

$$A_s(+) = \phi 5/8" @ .25$$

$$A_s(\text{temp.}) = \phi 3/8" @ .25 \text{ (perpendicular a } \phi \text{ principal)}$$

7.4. Diseño del puente de maniobras de las compuertas de captación de la bocatoma.-

Esta losa es armada en dos sentidos, ya que se apoya en los muros laterales y en ambas pantallas, la frontal y la pantalla de las compuertas de captación.



Cálculo según Método 2 del ACI de losa armada en dos sentidos.

Vamos a dar o asumir un espesor de 0.30 para esta losa.

$$\text{Peso propio} = 2400 \times 0.30 \times 1.4 = 1,008 \text{ Kg/m}^2$$

$$\begin{aligned} \text{S/C Kg/m}^2 &= 750 \times 1.7 &= 1,275 \text{ Kg/m}^2 \\ && \underline{\hspace{1.5cm}} \\ && 2,283 \text{ Kg/m}^2 \end{aligned}$$

$$P_u = 2,283 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Valor de "m"} = 3.50 \div 5.05 = 0.7$$

$$\begin{aligned} \text{Valor de "C"} (*) &= 0.055 \text{ para } M(-) \\ &= 0.041 \text{ para } M(+) \end{aligned}$$

$$M = P_u \times C \times S^2$$

$$M(-) = 2283 \times 0.055 \times 5.05^2 = 3,202 \text{ Kg-mt.}$$

$$M(+) = 2283 \times 0.041 \times 5.05^2 = 2,387 \text{ "}$$

$$A_s = \frac{M}{\phi f_y (d - a/2)}$$

$$A_s(-) = 3.6 \text{ cm}^2$$

$$A_s(\text{min.}) = 0.0033 \times 100 \times 26 = 8.67 \text{ cm}^2$$

$$A_s(1 \text{ } \emptyset \text{ } 1/2") = 1.29 \text{ cm}$$

de donde se obtiene 7 \emptyset 1/2" por mt.

Luego la armadura en ambos sentidos será de \emptyset 1/2" a .15 en -
ambos sentidos tanto en la capa inferior como en la superior.

^(*) Vigas y losas por Carlos Labarthe R. pag. 257 lamina 6.9.a.

CONCLUSIONES

En el diseño de bocatoma de este proyecto no hemos partido de una demanda de agua, motivado por un plan de cultivo y riego como es lo usual; sino más bien de los caudales que puedan captarse del río descontando los derechos de terceros; debido a que el río Pativilca ha sido declarado en estado agotado.

El cauce matriz Barranca - Supe - San Nicolás tiene actualmente unas 7,850 Has. aproximadamente de tierras de cultivo con dotación permanente de agua a veces insuficiente y existen cerca de 1,500 Has. de terrenos que no se cultivan por falta de dotación de agua, es decir no tienen dotación permanente, y solo son cultivados parcialmente en algunos casos, en épocas de abundancia o avenidas en que dada el gran caudal que posee el río en esta época permite una máxima captación. Este principal cauce Matriz del valle de Pativilca no tiene revestimiento, ni pendiente ni secciones uniformes en casi la totalidad de su recorrido, siendo considerables las pérdidas por filtraciones, rugosidad, etc. lo que disminuye más aun el hectareaje bajo riego.

Con el fin de conocer el máximo caudal que podría captarse en épocas de estiaje (Julio, Agosto y Septiembre), hemos hecho un estudio hidrológico de las descargas del río en estos meses; es así como se han trazado hidrogramas y curvas de duración de caudales con el fin de obtener el caudal derivable y bajo estas condiciones de captación diseñar la bocatoma.

Creemos que estas infraestructuras de captación así como uniformizar pendientes y secciones mediante un revestimiento de canales principales, además

de desarenadores y medidores de flujo son sumamente necesarios para la agricultura del país, ya que permiten técnicamente una mejor y más exacta distribución del riego, con mejores logros.