

**ESCUELA NACIONAL DE INGENIEROS**

**PROYECTO DE IRRIGACIÓN DEL VALLE X**

**AUTOR: JORGE REYES**

**LIMA-PERÚ**

**-1949-**

Lima, 10 de Marzo de 1949

Señor Director de la Escuela Nacional de Ingenieros.

Ciudad.-

Señor Director:

Tengo el honor de presentar a la consideración de Ud., el adjunto Proyecto de Irrigación del Valle X, que he confeccionado para la obtención del Título de Ingeniero Civil.

Esperando merecer su aprobación quedo a las órdenes de Ud.

Jorge Reyes

Domicilio: 10 de Junio 443  
Magdalena del Mar  
Teléfono: 36507.

PROYECTO FINAL DE IRRIGACION PARA LOS ALUMNOS QUE HAN  
TERMINADO EL QUINTO AÑO DE CONSTRUCCIONES CIVILES  
EN DICIEMBRE DE 1934.

-----

Se da el plano a curvas de nivel del Valle X, a lo largo del cual corre un río cuyo estiaje mínimo es de 15 metros cúbicos por segundo.

El fondo del Río es en la parte alta de arena gruesa y cascajo fino y en la parte baja arena muy fina.

El río arrastra en tiempo de avenidas sedimento fino arenoso.

Se trata de proyectar canales de irrigación que rieguen la orilla izquierda del valle, o sea, los terrenos eriazos A-B-C-D.

Los alumnos se dividirán en tres grupos, el primer grupo estudiará la irrigación de los terrenos A y B, el segundo grupo la irrigación de los terrenos B y C, y el tercero los C y D.

proyecto comprenderá:

1º Estudios de obras de cabecera.-

- a) Presa, si fuera necesaria.
- b) Canal de limpia.
- c) Compuertas reguladoras
- d) Aliviadero.
- e) Desarenador.

Cada una de las Obras enumeradas incluirá el cálculo completo muros de sostenimiento, muros en ala, solados, presa propiamente dicha, pilares de las compuertas, hojas de las mismas, etc.

2º Estudio para la ubicación del canal en el plano a curvas de nivel, debiendo proyectarse y calcularse todas las obras estructurales que sean necesarias en la conducción, a saber:

- a) Estudios de pendientes mas convenientes teniendo cuenta la velocidad crítica.
- b) Estudio de la sección transversal mas conveniente bajo el punto de vista de mejores condiciones hidráulicas, menor filtración y menor excavación.
- c) Estudio del paso de quebradas, ya sea con puentes, solados, alfileres u otro expediente.

Estudio de ubicación de laterales, sublaterales y distributarios.

4º- Los planos y perfiles por presentarse son los siguientes:

- a) Plano General a escala no menor de 1/20,000 del canal proyectado.

- b) Perfil longitudinal del mismo a escala horizontal igual a la del plano y a escala vertical 50 o 100 veces mayor.
- c) Perfiles transversales cada 50 metros o donde la configuración del terreno lo exija.
- d) Planos y secciones transversales de todas las obras de arte a escala no menor de 1/100.

5°- Una memoria explicativa.-

Esta comprenderá una descripción y justificación de todas las soluciones adoptadas, incluyendo los cálculos que hayan sido necesarios para determinar las dimensiones de las distintas partes de la obra.

6°- Un metrado y Presupuesto de todas las obras por ejecutarse.-

7°- Justificación Económica.-

ALFREDO MENDIOLA.

IRRIGACION X

Capítulo I

Estudios de Obras de Cabecera.

## BOCA - TOMA

### Consideraciones generales.-

Siendo el caudal del Río X de 15 m<sup>3</sup> mínimo, en la época de sequía y requiriéndose de ese caudal en forma constante en todo el sistema de canales de la Irrigación, es necesario asegurar la captación total de ese caudal mínimo del Río en la época de sequía. En la época de abundancia es de gran importancia asegurar una dotación constante no expuesta a las fluctuaciones del río y que ese caudal sea derivado mediante una estructura que elimine gran parte de los sedimentos gruesos arrastrados por las avenidas y que no sea afectada por los caudales grandes que corrientemente causan deterioros a las obras provisionales.

Económicamente se justifica pues el empleo de una estructura de Toma de forma clásica provista de vertedero, compuertas de limpia y de toma y muros de encauzamiento. Su costo es superior a un millón de soles, pero en cambio la experiencia de nuestros Ríos de la costa demuestra que si un dispositivo estable de captación no es proyectado, los gastos anuales de toma en época de sequía en que la divagación de las pequeñas corrientes deben ser colectadas y obligadas a entrar en el canal y en la época de avenidas en que el gasto del río destruye todas las obras de cabecera y dificulta su toma, obligan a gastos anuales muy grandes. A estas pérdidas habrá de agregarse las que la mala o nula captación produce en el rendimiento de las cosechas. Estimamos todo esto en nuestro proyecto lo que justifica económicamente la toma escogida. Además técnicamente ella es necesaria debido al hecho de tener que captar la íntegra dotación de agua del río en una época larga del año.

El cauce del río en el lugar de la Toma es muy ancho, pero este inconveniente lo presenta el Río en casi todo su trayecto en la parte baja del valle. No se justificaba pues escoger otro lugar de toma con una variación del trazo del canal principal y de captación. El inconveniente ha sido salvado con el diseño de amplios muros de encauzamiento.

El canal de derivación comienza en la estaca 0+50 con una cota de fondo de 459.60. Desde esta estaca hasta el muro de compuertas tenemos una curva y la transición de entrada. La cota de fondo en la estaca 0+00 será de 459.65. Como el puntal de agua del canal es 1.40m la superficie del agua adquirirá la cota 461.05 en el caso que el régimen fuera normal y no ocurriera turbulencia inmediata a la transición. Prácticamente esta cota vendrá a adquirirse unos metros mas abajo del lugar teórico pero para las condiciones del diseño de la estructura que proyectamos esta consideración no tendrá mayor importancia pues solo vamos a determinar las dimensiones correctas en el caso mas desfavorable ocurrible en la práctica y premunidos de coeficientes de seguridad suficientes para equilibrar los valores prácticos de los teóricos.

Lugar de Toma.- El lugar escogido para la Bocatoma en nuestro proyecto es topográficamente igual al que se encuentra a lo largo del cauce muchos kilómetros aguas arriba y aguas abajo del señalado. No ha habido pues problema en la elección del lugar mas apropiado de toma. Las ventajas que pudieran haberse obtenido en otro lugar de este Río serían muy pequeñas comparadas con el mayor gasto de un trazo mas largo y mas costoso.

Nos encontramos pues con que el Río en el lugar de toma es muy amplio. El talveg es muy suave y casi no se nota la caja mayor del Río o espacio que ocupará en la época de avenidas. Tenemos sin embargo los datos de caudales en avenidas, máximas, medias y mínimas y unidos a la topografía del mismo hemos hecho un estudio del funcionamiento del régimen del Río X antes y después de proyectada la estructura de Toma.

La pendiente media del lecho del Río en la zona de Toma es de  $S = 0.009$ .

El plano en que se basa el proyecto ha sido levantado en la época de sequía cuando el caudal del Río es de  $15 \text{ m}^3 \text{ p. s.}$  En este caso el área media del agua en promedio de varias secciones transversales levantadas en el río es de  $17 \text{ m}^2$  y la velocidad media del mismo será:

$$V = Q/A = 15/17 = 0.88 \text{ m.p.s.}$$

El Río ocupa en este caso un ancho promedio de  $93.20 \text{ m.}$  y la altura de agua en promedio será de  $0.29 \text{ m}$  ocupando esta todo el ancho de la caja menor, cosa que en la práctica seguramente no ocurrirá por ser el lecho arenoso concentrándose la corriente en algunos sectores de esta caja y dejando islotes en el resto y formando a lo largo de su recorrido determinados meandros, pero es un dato práctico útil para nuestro diseño.

En avenidas medias o normales que suponemos sea de  $60 \text{ m}^3$  por segundo y que son las que ocurren con mayor probabilidad, el agua ocupará una caja mayor que la anterior y del estudio de los perfiles transversales del Río en la zona estudiada y colocados luego superpuestos y equilibrados hasta obtener una sección media que nos sirva de tipo en nuestro estudio deducimos que el ancho ocupado por el agua será de  $105.30 \text{ mts.}$  y el puntal o altura media del agua será  $0.76 \text{ m,}$  con una velocidad media de  $1.50 \text{ m.p.s}$

Por último en las grandes avenidas por no estar el dato de este gasto en los del proyecto hemos hecho una comparación con ríos similares de la costa deducida del aforo de muchos años y asignado el dato de  $450 \text{ m}^3 \text{ p.s.}$  En este caso el río ocupará su caja mas amplia que es casi imperceptible observando el perfil transversal promedio del que deducimos que el agua ocupará un ancho de  $230 \text{ mts}$  y un puntal de agua de  $1.05 \text{ mts.}$  Se obtiene así una sección de agua de  $115 \text{ m}^2$  y una velocidad media de  $3.90 \text{ m.p.s.}$

De este estudio deducimos que nuestro vertedero de toma ha de ser lo mas bajo posible y solo necesario para determinar un nivel constante de carga a la toma y ha de ser tambien de gran longitud. Ambas cosas con el objeto de evitar grandes y costosas obras de encauzamiento ya que siendo los terrenos ribereños muy bajos un vertedero alto y corto determinaría una gran altura de rebose y amplio remanso y por lo tanto requiere altos muros de encauzamiento. Además siendo el lugar de toma muy plano, para evitar que el río flaquee la captación determinando su fracaso sería necesario prolongar estos altos muros hasta su encuentro con niveles equivalentes y estables en las tierras colindantes. Por último es evidente que funcionando la estructura bajo cargas mayores provenientes de un vertedero alto y angosto el peligro de destrucción es mayor bajo causas imprevistas, por ser los esfuerzos mayores. La razón económica es en este caso fundamental y por ello hemos decidido a adoptar una toma de vertedero bajo y que en lo

posible mantenga el mismo ancho del cauce actual para así no producir estrechamientos y consiguiente remanso y se conduzca el agua de abundancia con la menor altura de rebose. El estudio de la curva de remanso también es útil en esta solución pues los terrenos que son ocupados con la solución escogida son pequeños y de poco valor siendo por tanto el gasto de indemnización y expropiación casi nulo.

De estas consideraciones hemos decidido que la Toma tenga un ancho de 130 mts. El lecho del río posee siempre una cota variable debido a la erosión y sedimentación sucesiva ocasionada por los caudales que lo recorren. Es por esto que teniendo el Río una cota de fondo de fondo en el sitio de captación, según el plano general, de 460.47 hemos definido el nivel del solado con la cota exacta de 460.00.

Altura del vertedero- Umbral de toma y Fondo de limpia.-

habiendo definido la cota del fondo del Río como + 460.00, el umbral de captación estará más alto que este nivel para evitar la entrada del sedimento pesado y mediano al canal. Dicho desnivel según la experiencia americana debe ser de 3 a 5 pies. En nuestro caso adoptamos el valor de 1 metro exacto. Consideramos este valor seguro dado la cantidad y tipo de sedimento que contiene el río en crecientes cuya eliminación será estudiada en la del funcionamiento del canal de limpia de que estará provisto la toma y en especial de la estructura desarenadora, así como al estudiar las velocidades críticas de acarreo. En nuestro caso el umbral de toma pues tendrá una cota de 461.00 exactamente.

Con el objeto que la altura del vertedero sea lo menor posible escogeremos una altura de compuertas de captación de 0.60 mts que es la mínima aconsejable por los especialistas, lo que nos dará una cota para el dintel de toma de 461.60 y entonces la corona del vertedero que producirá la carga indispensable para que pase a través de las compuertas de toma el caudal necesario en época de sequía deberá estar por lo menos 10 cms por encima de este dintel o sea que necesita una cota de 461.70.

Altura de los muros.-

En máximas avenidas el río arrastra un caudal de 450 m<sup>3</sup> p.s. y en este caso estudiando los gastos sobre el vertedero vemos que ello ocurrirá con una carga de agua máxima que nunca será excedida de 1.60 mts y por lo tanto el agua adquirirá un nivel máximo de 463.30 y adoptando un freeboard de 0.70m para los muros de encauzamiento, la cota de la corona de los mismos deberá ser de 464.00.

Canal de limpia.-

El objeto de este canal es evitar la entrada de sedimento pesado y mediano al canal de derivación, al producir una mayor velocidad en el cauce que colecte y evacúe el sedimento que corre por su fondo. Con este objeto la velocidad de limpia que se produce en este canal de limpia es alta. El fondo de este canal es además más bajo que el umbral de toma. Por ser este además un canal perfectamente formado y uniforme dentro del río y ser el nivel más bajo a través de él, por él pasará íntegramente la corriente del río hasta que sea sobrepasada su capacidad en cuyo caso será rebosado el vertedero que funcionará así como aliviadero del canal de limpia y pudiéndose así regular la altura de agua del río casi



voluntad. Con esta disposición la captación se reduce a un simple juego de las compuertas de limpia y de toma. 4

### Capacidad.-

Una serie de reglas empíricas deducidas de la experiencia americana e inglesa sirven para esta determinación por estar influenciada en gran parte por el estudio de coeficientes. Particularmente la experiencia inglesa de obras en la India tienen importancia en nuestro caso por su semejanza al nuestro.

Elas son:

1º- La capacidad del canal de limpia debe ser igual por lo menos a la descarga del río en la estación de irrigación y de preferencia igual a las avenidas normales pequeñas que con mas frecuencia se producen en él.

Suponiendo que se levante la compuerta de limpia totalmente, entonces el cauce de limpia trabajará como un canal de régimen uniforme ya que su pendiente es igual a la del río y aunque se producirá un estrechamiento y consiguiente contracción a su entrada en cambio su longitud permite que se normalice el régimen antes de su paso frente a las compuertas. En este caso de avenidas normales pequeñas ya sabemos que se estiman para el río X en 60 m<sup>3</sup> p.s. y entonces como la altura del canal de limpia es de 1.70 m y suponiendo un ancho de 6 mts el gasto será de:

$$S = 0.009$$

$$A = 10.20 \text{ m}^2$$

$$R = 1.03$$

$$n = 0.016$$

Aplicando la fórmula de Manning

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2} = 6.25 \text{ m.p.s}$$

$$Q = 63 \text{ m}^3 \text{ p.s.}$$

Con lo que la primera regla queda satisfecha con un cauce de 6 mts de ancho por 1.70 m de alto.

2º- La sección transversal del canal superior de limpia, que es la parte de ese canal que queda aguas arriba de la compuerta de limpia, debe ser de 25 a 50 por ciento mayor que la sección transversal del canal principal.

La sección de agua del canal principal en nuestro caso es de 7.34 m<sup>2</sup> y habiendo adoptado por la primera regla una sección del cauce de limpia de 10.20 m<sup>2</sup> que es mas de 25% mayor que la del canal queda satisfecha la segunda regla empírica.

El objeto de esta regla es que en el caso de caudal mínimo cuando la compuerta de limpia está cerrada y todo caudal pasando por la toma, el material pesado no sea rrastrado al interior del canal principal sino depositado en el cauce de limpia. En efecto como el area de este es mayor y el gasto igual, su velocidad será menor que la del canal y el sedimento quedará en él hasta que al ser abiertas las compuertas de limpia sea evacuado. En la práctica en época de sequía no arrastran sedimento. Sin embargo puede adaptarse esta disposición para el funcionamiento en avenidas pues la misma proporción subsiste en el caso que por cerrarse las compuertas de limpia, parte del caudal del río sobrepase el vertedero y entonces esta regla empírica tiene un gran valor práctico pues establece que la mínima velocidad ocurrirá en el cauce de limpia y por lo tanto sedimentará el material pesado en él, que es el objeto de su existencia.

3°- Tener aberturas de compuertas de limpia de suficiente area para dar una velocidad en el canal de limpia mayor que la obtenida en el mismo en la época de depósito, o sea cuando las compuertas reguladoras están abiertas y las de limpia cerradas.

La velocidad de limpia recomendable varía por lo general entre 1.50 m a 3.00 mts por segundo dependiendo del tipo de sedimento.

Esta 3a regla es fácil y ampliamente satisfecha en nuestro caso pues, como veremos al estudiar el funcionamiento del cauce de limpia en todas las circunstancias, la velocidad a travez de las compuertas de limpia es mayor que el mínimo recomendado.

Funcionamiento del canal de limpia.-

Estudiamos como trabaja el cauce de limpia en tres momentos importantes que son: en época de sequía en avenidas medias y en máximas avenidas.

1°- En época de sequía con un caudal medio de 15 m<sup>3</sup> p.s.

En este caso todo el caudal del Río puede ser tomado a travez de las compuertas de toma pues con el se satisface integralmente las necesidades de la irrigación. Ya que se trata de agua limpia y sin sedimento, tal como ocurre en el régimen de los ríos de la costa peruana, no existe el problema del sedimento en la captación ni en la limpia. El estudio de las velocidades en este caso es pues innecesario ya que no habiendo sedimento ni grande ni pequeño la velocidad no producirá ni sedimentación ni limpia.

Como ilustración tendremos que la velocidad que se produce en el cauce limpia será:

$$V = Q/A = 15/10.2 = 1.47 \text{ m.p.s.}$$

2°- En avenidas normales pequeñas que son las que con mas frecuencia ocurren en el régimen del río ya sabemos que el gasto se aprecia en 60 m<sup>3</sup>p.s en el río X. En este caso el cauce de limpia puede funcionar de dos modos: Una forma sería abrir totalmente la compuerta de limpia y como la capacidad del cauce la hemos calculado justamente igual a 60m<sup>3</sup>, todo el caudal pasará a lo largo de los cauces superior e inferior de limpia con una velocidad de 6.20 m.p.s no produciéndose ninguna sedimentación a tan alta velocidad. Esto ocurrirá con una altura de agua de 1.70 m igual a la del vertedero, la que da por otro lado suficiente carga para la captación por la compuerta de Toma del caudal requerido para la irrigación.

La otra forma de funcionar sería obligando la sedimentación del material pesado en el cauce superior de limpia por medio de la calusura total o parcial de la compuerta de limpia con lo que el exceso del gasto del río sobre el caudal captado por las compuertas de toma, pasará sobre el vertedero, produciéndose en el canal de limpia una velocidad pequeña que ocasionará su sedimentación. Mediante aperturas periódicas de la compuerta de limpia será evacuado rápidamente el caudal sólido depositado. Estudiemos varias situaciones en este caso.

A- Si la compuerta de limpia es cerrada en parte, sea a una altura de 1.60 m, que sería lo máximo que puede ser abierta sin que pase agua por el vertedero. En este caso su gasto será:

$$Q = C a \sqrt{2gh}$$

Procediendo por tanteos vemos que un gasto de 41 m<sup>3</sup> sería el límite de esta situación y que en este caso 26 m<sup>3</sup> siguen por el cauce inferior de limpia, habiéndose captado 15 por las compuertas de toma y que para que esta situación ocurra se necesita una carga h. de 0.73 m a travez de la compuerta de limpia, debiendo seguir el cauce inferior

de limpia con 0.92 m (Fig 1). En este caso tendremos el gasto en el cauce inferior de limpia así:

$$\begin{aligned} s &= 0.009 \\ n &= 0.016 \\ A &= 6 \times 0.92 = 5.52 \text{ m}^2 \\ R &= 7.84 \\ R &= 5.52/7.84 = 0.705 \\ V &= 1/nR^{2/3}S^{1/2} = 4.63 \text{ mps} \\ Q &= 26 \text{ m}^3\text{ps} \end{aligned}$$

Y en la compuerta de limpia:

$$\begin{aligned} h &= 1.70 - 0.92 = 0.78 \text{ m} \\ V &= C\sqrt{2gh} = 0.70\sqrt{2 \times 9.81 \times 0.78} = 2.70 \text{ mps} \\ Q &= V \times A = 26 \text{ m}^3 \text{ p. s.} \end{aligned}$$

Quiere decir pues que viniendo por el río algo mas de 41 m<sup>3</sup> y manteniendo la compuerta de limpia por debajo de la altura del vertedero, el exceso pasará sobre él. Luego en el caso que el gasto sea de 60 m<sup>3</sup> tendremos como primera aproximación que 19 m<sup>3</sup> rebozarán por el vertedero y si despreciamos la velocidad de aproximación por ser de pequeña influencia en estas consideraciones, y aplicamos la fórmula de Francis para vertederos libres y sin contracción, tendremos:

$$Q = 1.84 L H^{3/2}$$

Veamos ahora que carga es necesaria para hacer pasar 19 m<sup>3</sup> por el vertedero:

$$\begin{aligned} 19 &= 1.84 \times 122.50 \times H^{3/2} \\ H &= 0.19 \text{ m} \end{aligned}$$

Habría que considerar esta sobrecarga en el cálculo del gasto a través de la compuerta de limpia. En realidad esto va a variar muy poco muestra primera apreciación y teniendo en cuenta que no hemos considerado la velocidad de aproximación y el efecto de contracción parcial y otras circunstancias derivadas de la forma torrencial de la corriente y otras consideraciones prácticas, podríamos considerar los valores obtenidos en este caso como suficientes para una primera aproximación y deducir que el Río X con 60 m<sup>3</sup> de caudal y la compuerta de limpia abierta en 1.60 m, pasará con una altura sobre el fondo del cauce de limpia de 1.90 m y que 41 m<sup>3</sup> correrán por el cauce de limpia superior de los 15 m<sup>3</sup> entrarán a la toma y 26 seguirán al canal de limpia inferior y que por último 19 m<sup>3</sup> rebozarán por el vertedero.

Ahora bien si queremos mas exactitud el gasto en este caso será :

$$\begin{aligned} Q &= CA\sqrt{2gh} \\ h &= 1.90 - 0.92 = 0.98 \text{ m} \\ Q &= 0.70 \times 9.60\sqrt{2 \times 9.81 \times 0.98} = 29 \text{ m}^3 \text{ p.s.} \end{aligned}$$

Es decir 3 m<sup>3</sup> mas que el gasto obtenido en la primera aproximación, con lo que se comprueba que es exacto para los fines de diseño que perseguimos.

Solo nos resta obtener un valor aproximado para las velocidades de sedimentación y limpia:

$$\begin{aligned} \text{Velocid. sed.} &= 41/11 = 3.70 \text{ mps} \\ \text{Velocid. limpia} &= 2.74 \text{ mps} \end{aligned}$$

Como se ve no es esta la forma correcta como debe funcionar el cauce de limpia, pues la velocidad de limpia es pequeña comparada con la de sedimentación. La forma mas apropiada será procurar la sedimentación mediante la obturación completa de la compuerta de limpia para su subsiguiente evacuación mediante su apertura total o bien mantenerla constantemente abierta con lo que se producirá una velocidad de limpia a través de ella de 6.20 mps y como el cauce de limpia es del mismo ancho que la compuerta de limpia, esta velocidad se prolongará a lo largo de él. Esta última forma de funcionar es además la mas económica y la mas práctica ya que graduada la compuerta de limpia no requiere mayor cuidado y tiene la ventaja de establecer además un régimen uniforme entre la toma, la limpia y el gasto del río que es mas fácil de controlar. En otra forma la operación constante de las compuertas irroga costo mayor y trabajo con el consiguiente mayor desgaste.

Veamos ahora como funcionaría el cauce con 60 m<sup>3</sup> y operado el cauce de limpia en forma de desarenador al ser obligado a colmarse para ser evacuado luego.

Para ello debe cerrarse completamente la compuerta de limpia y obligar a todo el caudal del río a pasar sobre el vertedero con excepción tan solo del caudal captado por la toma. En este caso la carga necesaria para hacer pasar el caudal sobrante al captado sobre el vertedero será:

Aplicando la fórmula de Francis sin velocidad de aproximación para primera apreciación:

$$Q = 1.84 L H^{3/2}$$

Como el río trae 60 m<sup>3</sup> y son derivados 15 m<sup>3</sup> solo pasarán 45 m<sup>3</sup> por el vertedero

$$45 = 1.84 \times 122.50 \times H^{3/2}$$

$$H = 0.34 \text{ m}$$

Hemos despreciado la velocidad de aproximación por ser pequeña y solo obtenemos por ilustración:

$$A = (1.70 + 0.34) 122.50 = 249.90 \text{ m}^2$$

$$V = Q/A = 45/249.90 = 0.18 \text{ m.p.s.}$$

La altura debida a la velocidad será teóricamente:

$$h = v^2/2g$$

Y en la práctica:

$$h = C v^2/2g = 1.40 \times 0.18^2/2 \times 9.81 = 0.002 \text{ mts.}$$

Como se ve es de solo 2 milímetros y su influencia en la fórmula de Francis considerando este término que es:

$$Q = 1.84 L \left[ (H + h)^{3/2} - h^{3/2} \right]$$

se puede pues despreciar la velocidad de aproximación.

El agua adquirirá en el cauce superior de limpia en este caso pues una altura sobre el fondo 2.04 m y sobre los 6 m de ancho que tiene dicho cauce será 12.24 m<sup>2</sup> de sección y la velocidad de sedimentación será aproximadamente de :

$$V = Q/A = 15/12 = 1.25 \text{ m.p.s.}$$

Esta velocidad es superior a la crítica y por lo tanto no produce sedimentación del cauce. En efecto asemejando nuestro río a los que han servido para las experiencias de Kennedy en el Punjab-India, por acarrear sedimento ligero arenoso. Para el estudio de las velocidades críticas del río adoptamos la fórmula:

$$V_0 = 0.84 D^{0.64} \text{ en pies y reducida a metros}$$

$$V_0 = 0.53 d^{0.64} \text{ mps}$$

Aplicando esa fórmula al caso particular presente da:

$$V_0 = 0.53 \times 2.04^{0.64} = 0.33 \text{ mps}$$

que es la velocidad que producirá sedimentación al bajar de este valor límite y como ya hemos visto que nuestra velocidad es 1.25 mps quiere decir que el sedimento ligero arenoso no se detendrá en el cauce superior de limpia sino que seguirá en suspensión.

Veamos que ocurre con el sedimento grueso.

En este caso la fórmula es:

$$V_0 = 0.69 \times 2.04^{0.64} = 1.09 \text{ mps}$$

Que es todavía menor que la tenemos nosotros lo que quiere decir que tampoco sedimentará sedimento arenoso grueso.

En cambio el sedimento pesado que es acarreado por el fondo y a lo largo de la corriente si será detenido en él.

Al abrir la compuerta de limpia totalmente ya hemos visto que se produce una velocidad a través de ella de 6.20 mps que no da duda respecto a su poder de transporte y por consiguiente de limpia.

3°- Veamos ahora como funciona nuestro canal de limpia en las grandes avenidas. Ya sabemos que el gasto máximo del río X es de 450 m<sup>3</sup>/ps. En este caso se abrirá totalmente la compuerta de limpia si no se quiere hacer el cauce sedimentador. Es decir que en este caso también hay dos modos de hacer funcionar el cauce de limpia. Un modo sería abrir totalmente la compuerta de limpia creándose una alta velocidad en el canal de limpia que arrastraría por su fondo el material sedimentario que interesa eliminar y siendo el umbral de toma más alto que este fondo no entrará este material al canal principal. La otra forma de funcionamiento ya hemos visto que es cerrar la compuerta de limpia y obligar a toda la creciente a pasar sobre el vertedero, creándose una pequeña velocidad en el cauce limpia y consiguiente sedimentación que será eliminada luego mediante aperturas intermitentes de la compuerta de limpia. Ambos medios tienen ventajas e inconvenientes que analizamos. Pero para fines prácticos el primer sistema es el más conveniente aunque no se realice en una forma tan definitiva pues en realidad se admite cierta elasticidad. El inconveniente del primer método es el régimen turbulento que se produce en el canal debido a alta velocidad el que remueve cierta cantidad del sedimento grueso de su fondo. El resultado de esto será que un porcentaje de este sedimento podrá pasar sobre el umbral de captación apesar de su altura sobre el fondo de limpia que es natural que sea limitada. En cambio este sistema tiene la ventaja de su fácil manejo y funcionamiento de la captación. Bastará en efecto levantar la compuerta de limpia en época de avenidas que es cosa sencilla y tener el gasto del canal perfectamente medido a través de las compuertas de toma. Además la toma trabajará en mejores condiciones bajo cargas menores y como en avenidas el agua viene generalmente cargada de suciedad, ramazones y palizadas habrá menor posibilidad de que obstruyan el mecanismo de captación o entren al canal principal ya que la alta velocidad del canal de limpia obligará su paso rápido a través de él. El segundo método de funcionamiento tiene el inconveniente que dada la gran cantidad de sedimento que arrastran generalmente los ríos en abundancia se colmatará rápidamente el canal de limpia. Aunque un dato exacto sobre la cantidad de sedimento arrastrado por un río no podrá ser encontrado sin una experimentación larga y cuidadosa ya que dicho dato varía de segundo en segundo y de año en año, sin embargo para

ilustración tomaremos un promedio de lo experimentado en la India que es lo que mas se asemeja a lo nuestro. De una experiencia de R.B. Buckley deducimos que el porcentaje de sedimento de un río de la India se puede tomar como 1:1000 de su caudal. Este dato naturalmente que hay que tomarlo con reserva y solo por información. En nuestro caso pues tendríamos:

Sedimento transportado por el  
Río X..... =  $450 \times 0.001 = 0.45 \text{ m}^3\text{ps.}$

Como nos interesa el sedimento pesado transportado a lo largo de la corriente, recurrimos a una experiencia de A.P. Davis que establece que la cantidad de sedimento pesado es en promedio de 5% de la cantidad total de sedimento transportado o sea:

$$0.45 \times 0.05 = 0.02 \text{ m}^3\text{ps.}$$

Y como nuestro cauce de limpia tiene una capacidad de  $142 \text{ m}^3$  hasta la altura del umbral de toma, quiere decir que se llenará en un tiempo de :

$$t = e/v = 142/0.02 = 7,100 \text{ segundos} = 2 \text{ horas practic.}$$

Es decir que bajo el segundo método habría que abrir la compuerta de toma cada dos horas pues en caso contrario el sedimento entraría libremente al canal y sería nulo el cauce de limpia. En cambio este sistema tendría la ventaja que la captación se hace en un régimen casi tranquilo y que hasta que no se produzca la colmatación de que hemos tratado no habrá posibilidad de entrada de sedimento pesado al canal

Vea mos ahora el cálculo en ambas circunstancias.

1º libre.- La compuerta de limpia debe tener un juego de  $1.30 \text{ m}$  sobre la corona del vertedero y en este caso la suponemos levantada. Entonces el cauce de limpia trabajará libre como un canal corriente con una altura de agua total de  $2.95 \text{ m}$  y su gasto será:

$$\begin{aligned} S &= 0.009 \\ n &= 0.016 \\ A &= 2.95 \times 6 = 17.70 \text{ m}^2 \\ P &= 11.90 \\ R &= 1.437 \\ V &= 7.72 \text{ mps} \\ Q &= 137 \text{ m}^3 \text{ p.s.} \end{aligned}$$

La diferencia pasará sobre el vertedero o sea:

$$450 - 137 = 313 \text{ m}^3$$

Y lo hará con una carga de.

$$\begin{aligned} Q &= 1.84 L H^{3/2} \\ 313 &= 1.84 \times 122.50 \times H^{3/2} \\ H &= 1.25 \text{ mts} \end{aligned}$$

Como el vertedero está  $1.70 \text{ m}$  sobre el fondo del cauce, el nivel del agua será

$$1.70 + 1.25 = 2.95 \text{ mts}$$

que es como hemos supuesto trabajando el canal de limpia.

Como se ve la velocidad es bien alta y el sedimento será arrastrado fácilmente.

2º- Cerrado.- En este caso se cierra totalmente la compuerta de limpia y todo el volumen de avenidas pasará por sobre el vertedero a excepción de los  $15 \text{ m}^3$  de vivados por el canal principal. En este caso y aumentando algo la altura de agua sobre el vertedero por las contracciones que se produzcan a su paso y el pequeño represado ocasionado por la compuerta de limpia obturada y despreciando la velocidad de aproxi-

mación sobre el vertedero, tendremos según Francis:

$$Q = 1.84 L H^{3/2}$$

En este caso:

$$H = 1.60 \text{ m}$$

Entonces el agua adquirirá una altura sobre el cauce de limpia de:

$$1.70 + 1.60 = 3.30 \text{ m}$$

Y la sección de agua del canal de limpia será:

$$3.30 \times 6.00 = 19.80 \text{ m}^2$$

Como el ancho total del cauce aguas arriba del vertedero es 130 m y la altura de 1.60 m sobre el vertedero, aguas arriba de él, podemos suponer que sea 1.70 m aumentando al valor anterior un porcentaje por represado, contracción y velocidad de aproximación que no es exagerado tendremos un área de agua de 220 m<sup>2</sup>.

Si suponemos un régimen uniforme aguas arriba del vertedero tendremos que el gasto por metro lineal de ancho del cauce será:

$$450/130 = 3.46 \text{ m}^3$$

Entonces por el cauce superior de limpia podemos suponer que pasen:

$$3.46 \times 6.00 = 20.64 \text{ m}^3$$

Y como la sección de agua del cauce superior ya hemos visto que es 19.80 m<sup>2</sup>, la velocidad de sedimentación será en este caso:

$$V = Q/A = 20.6/19.8 = 1.04 \text{ mps}$$

Que es una velocidad tan pequeña que podrá producir la sedimentación no solo del material pesado sino aun del ligero. Estudiemos por ello la velocidad crítica correspondiente.

$$\text{Sedimento ligero } V_0 = 0.53 d^{0.64}$$

$$\text{Sedimento pesado } V_0 = 0.69 d^{0.64}$$

Aplicando ambas formulas a nuestro caso en que el puntal de agua es de 3.30 m tenemos:

$$\text{Sedimento ligero } V_0 = 1.14 \text{ mps}$$

$$\text{Sedimento pesado } V_0 = 1.40 \text{ mps}$$

Comparando estos valores vemos que en nuestro caso hay sedimentación del material pesado y del ligero que es mas abundante y entonces la colmatación se hará mas pronto, es decir que habrá que abrir la compuerta de limpia en espacios de tiempo de:

$$t = e/v = 14.2/0.45 = 310 \text{ seg} = 5 \text{ minutos}$$

Y funcionaría así como un desarenador intermitente pero muy inconveniente dado el gran trabajo que arrigaría ese movimiento constante de las compuertas en tiempo de avenidas. Este sistema no será pues aplicado en la práctica

### Longitud del canal de limpia.-

Ya hemos visto el ancho, altura, capacidad y hemos estudiado el funcionamiento completo de este canal. Veamos ahora el largo que debe tener. Como el objeto de este canal es concentrar el sedimento en él para ser evacuado mediante el juego de la compuerta de limpia o bien para evitar que ese sedimento se acumule y sea constantemente evacuado, hay que disponer este canal para que su acción domine todo el frente de las compuertas de toma y para ello es necesario que se prolongue mas arriba que ellas. Hay una regla empírica que seguimos en este caso y es "el canal superior de limpia debe extenderse aguas arriba de las compuertas de toma en una longitud igual al ancho total de las aberturas de compuertas de toma".

En nuestro caso el ancho total de las aberturas de Toma es de 12 mts por lo que nuestro canal de limpia superior deberá tener 2¼ mts de largo.

La determinación del largo del canal de limpia inferior depende del diseño de la estructura de toma pues en su determinación entra la consideración de la longitud del camino de percolación necesario. En cuanto a su funcionamiento es de evacuación y queda llenado con cualquier longitud. Lo que interesa es estar seguro contra cualquier erosión producida por la alta velocidad que se produce a su salida.

Del diseño de toma se aprecia que el canal de limpia inferior tiene 1¼ mts aparte del ancho del vertedero.

#### Conclusión.-

Nuestro canal de limpia tiene todas las características recomendadas por la práctica. Tiene suficiente capacidad, velocidad de limpia o acarreo y de depósito. Su funcionamiento debe ser con cierta elasticidad como el estudiado en la forma libre.

#### Compuerta de Toma.-

Para calcular la abertura necesaria de esta compuerta pongámonos en el caso más desfavorable que es el de caudal mínimo en el río y caudal máximo en el canal. Supongamos que en época de sequía en que el río trae solo 15 m<sup>3</sup> tengamos que captar íntegramente este caudal, como sucederá en la práctica de esta irrigación. En este caso se cerrará íntegramente la compuerta de limpia y se abrirán las de toma en toda su amplitud. Obligamos así a que el nivel de agua del río llegue a la corona del vertedero sin ser rebalsado. En estas condiciones la compuerta de toma trabajará como un orificio parcialmente sumergido. Sobre este tipo de orificios existe experiencia sobre coeficientes de gasto. Se considera su descarga como la combinación del gasto de la parte superior de la vena que funciona como orificio libre y de la parte inferior considerado como orificio sumergido. La fórmula en este caso:

$$Q = Q' + Q'' = L\sqrt{2g} \left[ \frac{2}{3} C' (z-h_1)^{3/2} + C'' D \sqrt{z} \right]$$

Aplicando a  $L = 1$ , y teniendo en cuenta que:

$$\begin{aligned} h_1 &= 0.10 \\ h_2 &= 0.70 \\ z^2 &= 0.62 \\ D &= 0.03 \\ C' &= 0.70 \\ C'' &= 0.80 \end{aligned}$$

Tenemos:

$Q = 1.29$  m<sup>3</sup> por m.l. de abertura de compuerta. Como la altura de las aberturas ya está determinada y es 0.60m tendremos que la velocidad de entrada por metro lineal de abertura será:

$$V = Q/A = 1.29/0.60 = 2.15 \text{ mps}$$

Como entran 1.29m<sup>3</sup> por metro lineal se necesitarán un mínimo de 11.62 mts lineales de abertura para conseguir el gasto de 15 m<sup>3</sup> necesario. Hagamos esa longitud de 12mts.



Como las compuertas son bajas se podrá darles un ancho de 3.00m siendo necesarias cuatro para el ancho de 12m adoptado. Las haremos pues de 3.00x0.60 que son dimensiones prácticas por su fácil manejo y poco peso y ser económicas además.

Veamos cual sería el gasto y la velocidad a través de la compuerta bajo condiciones de trabajo diferentes: como orificio libre y como orificio sumergido.

Como orificio sumergido:

$$V = C \sqrt{2gh}$$

$$= 0.70 \times \sqrt{2 \times 9.81 \times 0.62} = 2.43 \text{ mps}$$

Como orificio libre:

$$V = C \sqrt{2gh}$$

$$= 0.70 \times \sqrt{2 \times 9.81 \times 0.40} = 1.96 \text{ mps}$$

En nuestro caso ya hemos visto que la velocidad de captación es de 2.15 mps que es casi un promedio de las anteriores. Veros pues que el caso mas desfavorable para la captación sería como orificio libre que bien podría ocurrir en nuestro proyecto si por circunstancia excepcional el caudal del río bajara a cifra inferior a 15m<sup>3</sup> hasta producir un nivel en la superficie del agua del canal inferior al del umbral de toma. En este caso tan desfavorable tendríamos un gasto en la captación de :

$$Q = A \times V = 7.20 \times 1.96 = 14.11 \text{ m}^3\text{ps}$$

Que aun está dentro de las necesidades de nuestra irrigación. Nuestra toma trabajará pues bien aun en las condiciones mas desfavorables.

En avenidas medias estimadas en un gasto de 60m<sup>3</sup>ps.-

Si se abre la compuerta de limpia a una altura de 1.60m ya hemos visto que pasa entonces sobre el vertedero una altura de 0.20m aproximadamente por lo que en el canal de limpia el agua adquirirá una altura de 1.90m sobre su fondo. Considerando el gasto de un orificio parcialmente sumergido, como es nuestro caso, ya hemos visto tambien que el error es pequeño considerándolo como orificio libre o sumergido pero sometido a una carga promedio de 0.60 y 0.82 que corresponden a estos dos tipos de orificio e n nuestro caso respectivamente. La carga media será 0.71m y la velocidad de captación será:

$$V = C \sqrt{2gh}$$

$$= 0.72 \sqrt{2 \times 9.81 \times 0.71} = 2.60 \text{ mps}$$

Será pues necesario abrir las compuertas de toma una altura de 0.48m para obtener el gasto máximo necesario de 15m<sup>3</sup>

$$A = 0.48 \times 12 = 5.76 \text{ m}^2$$

$$Q = A \times V = 5.76 \times 2.60 = 15 \text{ m}^3\text{ps}$$

Si la compuerta se abre totalmente (la de limpia) la altura de agua en el cauce superior de limpia será 1.70m y el gasto a través de las compuertas de toma ya hemos visto que con esa altura y aplicando la fórmula exacta tenemos 1.29m<sup>3</sup> por metro lineal de abertura y para los doce metros de abertura total de las cuatro compuertas teníamos 15m<sup>3</sup> de gasto que es el requerido.

En este caso la velocidad de captación ya hemos visto tambien que es de 2.15 mps y en el cauce de limpia la velocidad es de 6.20 mps que es muy superior y no habrá así peligro de entrada de sedimento pesado que seguirá arrastrado por el fondo del cauce de limpia.

Si se obligara la sedimentación en el cauce de limpia obligando a pasar el agua del río sobre el vertedero, esta adquirirá una altura de 2.04m sobre el fondo del canal de limpia pasando 0.34m de carga sobre el vertedero. En este caso las cargas sobre la compuerta de toma ya sea en el caso que funcione como orificio libre o sumergido serán respectivamente 0.74m y 0.96m y tomando el promedio será de 0.85 y la velocidad será:

$$V = C \sqrt{2gh} = 0.70 \sqrt{2 \times 9.81 \times 0.85} = 2.85 \text{ mps}$$

Con esta velocidad a través de la compuerta de toma se tendrá el gasto de 15m<sup>3</sup> requerido levantando las compuertas en 0.44m pues darán un área de :

$$A = 0.44 \times 12 = 5.24 \text{ m}^2$$

$$y \quad Q = 5.24 \times 2.85 = 15 \text{ m}^3$$

En las grandes avenidas.-

Ya sabemos que en las máximas avenidas el gasto del río se estima en 450 m<sup>3</sup>ps.

En este caso ya hemos visto que sobre el vertedero pasa 1.25 m de agua y que el nivel de la superficie del agua en el canal de limpia adquiere una altura de 2.95m sobre su fondo. Las cargas que se producirán en la captación por la compuerta de toma será ya sea que se considere como orificio libre o sumergido de 1.65 y 1.87 mts respectivamente. Tomando el promedio será 1.76m.

La velocidad de captación será pues:

$$V = C \sqrt{2gh} = 0.7 \sqrt{2 \times 9.81 \times 1.76} = 4.11 \text{ mps}$$

Levantando las compuertas de toma en 0.30m de altura darán un área de 3.60m<sup>2</sup> y con la velocidad obtenida tendremos el gasto requerido de 15m<sup>3</sup>ps. Esta suposición corresponde al funcionamiento con compuerta de limpia abierta totalmente. En el otro caso improbable en que la captación se produzca con compuerta de limpia cerrada ya sabemos que la creciente pasará sobre el vertedero con altura de 1.60m. En este cálculo despreciamos la velocidad de aproximación y la contracción pues ello nos dará valores mas seguros. En efecto el gasto real será un poco mayor considerando estos factores, que los 450 m<sup>3</sup> supu es tos como repunta máxima, dando mas seguridad al diseño.

Como ilustración vamos a calcular el gasto máximo que podrá pasar por el vertedero con 1.60 m de carga que es el caso de que la compuerta de limpia esté clausurada y toda la creciente pase sobre el vertedero.

$$\text{Sección de agua} = (1.60 + 1.70) 122.50 = 404.25 \text{ m}^2$$

$$\text{Velocidad} = 450 / 404.25 = 1.11 \text{ m.p.s.}$$

La altura debida a la velocidad será teóricamente:

$$h' = v^2 / 2g = 1.11^2 / 2 \times 9.81 = 0.056 \text{ mts.}$$

La velocidad media supuesta es a toda la altura del caudal de agua siendo la parte superior la que rebalsa y en que la velocidad es un poco mayor que la media por lo que la altura debida a la velocidad en la práctica es poco mayor que el valor teórico obtenido debiendo modificarse por un coeficiente que se recomienda sea 1.4.

$$\text{Luego} \quad h = 1.4 \times 0.056 = 0.078 \text{ mts}$$

Aplicamos ahora la fórmula de Francis que considera la velocidad de aproximación:

$$Q = 1.84 L \left[ (H+h)^{3/2} - h^{3/2} \right]$$

$$Q = 1.84 \times 122.50 \left[ (1.60 + 0.078)^{3/2} - 0.078^{3/2} \right] = 405 \text{ m}^3/\text{s}$$

Teniendo en cuenta que el gasto teórico es siempre mayor que el verdadero y que siempre se producirá pequeña contracción al lado del pilar que forma la compuerta de limpia, seguramente que el gasto obtenido será aún un poco mayor, pero siempre con seguridad será un poco mayor que el límite señalado de 450 m<sup>3</sup>. La altura de 1.60m considerada máxima, es segura pues ella permite el paso de avenidas en las peores condiciones de caudales un poco mayores que el máximo ocurrible. Además la poca experiencia que hay sobre los coeficientes de gasto sobre vertederos de grandes dimensiones impide una exactitud mayor, que por lo demás es suficiente para los fines prácticos de diseño que discutimos en este estudio.

Estudiamos ahora el efecto de la contracción solo como ilustración. Ya hemos dicho que esta se produce al lado izquierdo del vertedero al cerrarse la compuerta de limpia. Hay poca experimentación sobre este punto pero conocemos la fórmula del gasto de vertederos sometidos a contracción lateral que es:

$$Q = 1.34 (L - 0.2 H) H^{3/2}$$

Y la aplicamos:

$$Q = 1.34 (112.50 - 0.32) 1.60^{3/2} = 454 \text{ m}^3$$

Esto es sin considerar la velocidad de aproximación y no se encuentra diferencia en el gasto de vertedero de constracción suprimida con el que tiene contracción como se ve.

Consideremos ahora el gasto del vertedero considerando la contracción lateral y la velocidad de aproximación.

En este caso la fórmula es:

$$Q = 1.34 (L - 0.2H) (H + h)^{3/2}$$

Aplicándola:

$$Q = 1.34 (122.50 - 0.32) (1.60 + 0.078)^{3/2} = 435 \text{ m}^3 \text{ps}$$

Como vemos no hay casi diferencia fundamental en los tres casos de modo que para los fines prácticos de diseño se puede despreciar los factores de contracción y velocidad de aproximación.

Por último veamos como funciona la toma con una altura de agua de 1.60m sobre el vertedero. En este caso el nivel de agua en el cauce de limpia adquirirá una altura de 3.30m sobre el fondo y las cargas sobre la compuerta de toma serán, ya sea supuesta trabajando como orificio libre o sumergido, 2.00 y 2.22mts respectivamente y como ya hemos dicho que en realidad trabaja la compuerta en todos los estados como un orificio parcialmente sumergido y solo se incurre en pequeño error despreciabile para los fines prácticos el considerarla como orificio libre o sumergido pero sometido a una carga promedio a ambos funcionamientos, tendremos:

$$y \quad h = \frac{2.11}{V} = C \sqrt{2gh} = 0.70 \sqrt{2 \times 9.81 \times 2.11} = 4.50 \text{ mps}$$

Con esta velocidad atravez de las compuertas de toma habrá que levantarlas a una altura de 0.23m para captar los 15m<sup>3</sup> requeridos.

### Conclusión.-

Hemos estudiado y discutido el funcionamiento de las estructuras de captación en diferentes estados frecuentes del río X para justificar las dimensiones acordadas en el diseño a todas las secciones de la toma, que quedan así perfectamente justificadas.

## Cálculo de las estructuras de la Boca-Toma.

### Vertedero.-

El vertedero, barrage o presa de derivación tiene por objeto crear una carga fija sobre las compuertas de toma y asegurar así la captación del agua necesaria para la irrigación en la estación mas desfavorable, que es la de sequía. En época de abundancias el vertedero servirá de rebosadero aliviadero de la carga de agua mantenida por el canal de limpia que es donde se hace la medida de las captaciones.

Dado el régimen torrencial del río X y en general de todos los ríos de la costa del Perú, el tipo de toma llamado abierto no se recomienda por la dificultad que irrogaría su obstrucción con las ramas y palizadas que arrastra la corriente del río. Por eso hemos proyectado el tipo llamado ~~abierto~~ *cerrado* que tiene además la ventaja de trabajar automáticamente sin requerir la operación de compuertas ya sea definitivas o provisionales con el defecto de obstrucción ya mencionado y la dificultad de operarlas en plena creciente.

### Cálculo del vertedero.-

El terreno de cimentación sobre el que se apoya el vertedero proyectado es enteramente permeable como ocurre en todos los ríos de lecho arenoso de la costa peruana y en este caso el diseño del mismo no se puede ajustar al procedimiento expedito ya que la fuerza de subpresión encontrada determina un caso especial en nuestro diseño.

Las fuerzas estáticas que hay que considerar son:

- 1°- Presión normal del agua sobre la cara de aguas arriba de la presa.
- 2°- Presión normal del agua sobre la cara de aguas abajo de la presa.
- 3°- Peso del agua sobre la coronación.
- 4°- Subpresión del agua subterránea sobre la base de la presa.
- 5°- Presión del sedimento sobre la cara de aguas arriba de la presa.
- 6°- Efecto del vacío entre la lámina de agua y la cara de la presa.
- 7°- Erosión, frotamiento e impacto sobre el lado de aguas abajo de la presa por la velocidad del agua que cae rebosando la presa.
- 8°- El choque de los cuerpos flotantes que arrastra el agua contra la corona de la presa.
- 9°- La fuerza de erosión y transporte debida a la corriente subterránea que corre bajo el piso de la presa.

### Condiciones de estabilidad.-

La presa de derivación difiere de la de embalse en que el agua pasa sobre su cresta de modo que a las condiciones de seguridad de las segundas hay que añadir las que se derivan del agua que las rebalsa que es el caso nuestro. Las presas de derivación son sin embargo bajas por lo que están sometidas a esfuerzos menores que las de embalse. Su diseño es pues sencillo. Las condiciones de estabilidad que deben tenerse en cuenta son:

- 1°- No deben producirse tensiones en ninguna junta de la presa bajo ninguna hipótesis de carga; a este fin la resultante de todas las fuerzas que actúan sobre la junta considerada debe quedar dentro del núcleo central. Esta condición debe

llenarse en la unión de la presa con la cimentación.

2°- No debe haber posibilidad de derribo de la presa. Para ello el momento de derribo de todas las fuerzas que actúan sobre la presa debe ser inferior al momento estable. El cociente de estos momentos es el coeficiente de estabilidad al vuelco que debe ser mayor que la unidad.

3°- No debe haber posibilidad de resbalamiento, para ello la presión máxima sobre la pared anterior de la presa debe ser menor que la componente vertical de la resultante de las presiones en una cantidad determinada por el cociente de ambas fuerzas que viene a ser la tangente del ángulo que forman y que se denomina coeficiente de rozamiento, cuyo valor se estima de 0.65 a 0.85 dependiendo de la clase de terreno y forma de empotramiento.

4°- La presión máxima sobre cualquier punto del terreno en que se apoya la presa o en cualquier junta de la fábrica debe ser menor que el límite de seguridad previsto. Esos valores límites seguros dependen de la clase de material en que se apoyan y de que se fabrica las presas.

Cálculo de la presa.-

Consideremos las fuerzas estáticas que actúan sobre ella para calcular el perfil de la presa, ya que las fuerzas dinámicas no influyen sobre sus dimensiones sino sobre la forma del perfil como veremos oportunamente.

Como tenemos el caso de una fuerte subpresión, necesitamos de primera intención un perfil muy robusto y de mayores dimensiones de las que dan las fórmulas empíricas para un primer perfil de ensayo, que se comprueba después. Estas fórmulas son:

$$b = h + D/\sqrt{d}$$

$$B = H + D + h/\sqrt{d}$$

deducidas de un perfil ideal y

$$b = \sqrt{H} + \sqrt{D}$$

de W.G. Bligh, empírica también y que dan los valores de b y B fig 1.

En nuestro caso tenemos aplicándolas

$$b = 1.62 \text{ y } B = 3.00$$

Estos valores de un primer perfil de ensayo se comprobaron como insuficientes por la razón expuesta anteriormente, por lo que los valores del primer perfil de estudio serán

$$b = 2.00$$

$$B = 5.00$$

Hemos proyectado el perfil empotrado dentro del lecho del río a una profundidad de 1.30 m bajo el nivel del canal de limpieza para asegurar la estabilidad. Con esto la altura total de la presa de derivación será de 3.00 mts..

Para el cálculo de la estabilidad seguimos dos métodos el gráfico y el analítico.

Primer perfil de ensayo.- Método analítico.-

1-Empuje del agua-

$$E = 1,600 + 4,600 / 2 \times 3.00 = 9,300 \text{ Kgmts.}$$

La altura del agua de 1.60 m que se derrama por el vertedero en realidad es menor ya que dicha altura se supone medida

a cierta distancia aguas arriba del vertedero antes de que se produzca la depresión de la napa al pasar sobre él. Si llamamos D la altura medida inmediatamente encima del vertedero y H la altura dada en el cálculo del gasto o sea a una distancia aguas arriba del vertedero tenemos que la relación práctica de ambos valores se estima en la práctica entre 0.72 y 0.79 o sea:

$$D/H = 0.75 \text{ en promedio}$$

En nuestro caso

$$D = 0.75 \times H = 0.75 \times 1.60 = 1.20 \text{ mts}$$

Sin embargo mayor seguridad introducimos en el diseño de las presiones que soporta la toma aceptando el valor de 1.60m que no es real pero que compensa por otro lado el efecto dinámico de la corriente que en nuestro cálculo solo consideramos como fuerza estática. Para los cálculos la altura de agua sobre el vertedero será pues de 1.60 mts.

Por tratarse de una presa tan baja no seguimos el método de división en fajas que será práctico y seguro en presas de mayor altura sometidas a esfuerzos mas complejos.

## 2.-Presión de los sedimentos.-

En la práctica el vertedero se colmatará seguramente hasta su coronación de modo que prácticamente el empuje que soportará la presa será solo de sedimento, pero como este está constituido por arena, lo mismo que el lecho del río, y siendo este material permeable y embebido de agua consideramos el esfuerzo separado y adicional de este sobre el del agua sola. Aplicamos la fórmula de Rankine para medir este esfuerzo del sedimento y tenemos:

$$E' = g h^2 / 2 \left\{ \frac{1 - \text{sen } a}{1 + \text{sen } a} \right\}$$

En la que:

a - ángulo de reposo del sedimento

g = peso del m<sup>3</sup> de sedimento

h - altura del sedimento

Hemos escogido los valores de arena y grava que son:

$$a = 30^\circ \text{ y } g = 1.77 \text{ Ton}$$

En realidad la acumulación de sedimentos delante de la presa disminuye la fuerza de subpresión por impermeabilizar en parte el camino seguido por el agua de filtración y por otra parte la presión del agua podría considerarse solo hasta la altura de sedimentos por estar el resto considerada al valorizar el empuje del sedimento. Pero con ambas consideraciones colocamos la presa en mejores condiciones de cálculo al considerar estas fuerzas con el exceso considerado concientemente.

Tenemos pues el empuje del sedimento E':

$$E' = 1.770 \times 3^2 / 2 \times 0.333 = 2,652 \text{ Kgs.}$$

## 3.-Peso propio.-

Conviene adoptar la fábrica mas pesada por ser esta una fuerza favorable. En nuestro caso adoptamos un macizo ciclópeo de concreto con grandes pedrones embutidos en su masa en proporción de agregados de 1:3:5 y 50% de piedra grande, con lo que el peso específico de este material alcanza un valor de 2,400 Kilos por metro cúbico. Así el peso propio del macizo del vertedero será:

$$P = ( 2.00 + 5.00 / 2 ) 3.00 \times 2,400 = 25,200 \text{ Kilos}$$

#### 4.- Subpresión.-

Es la presión hidráulica de abajo hacia arriba sobre la base de apoyo. En general esta fuerza es máxima al pié del paramento de aguas arriba y es igual a la máxima altura de agua sobre la base de la presa y es menor en el paramento de aguas abajo e igual a la altura de agua sobre ese pié. Se supone la variación de la presión como función lineal por lo que la subpresión está representada por un prisma líquido de base trapezoidal y cuyo valor será en nuestro caso:

$$\text{Subp.} = (4,600 + 2,150 / 2) \times 5.00 = 16,875 \text{ Kgs.}$$

El punto de aplicación de este empuje pasará por el centro de gravedad del trapecio de fuerzas cuya distancia a la base del mismo está dado por la fórmula de Mecánica:

$$z = a/3 (c + 2b) / c + b \quad \text{Figura 2}$$

Aplicando esta fórmula al trapecio de fuerzas constituidas por las subpresiones en ambos pies de la presa tenemos:

$$z = 5/3 (2.30 + 2.15) / (2.30 + 1.075) = 2.18 \text{ m.}$$

Como la distancia z es medida a partir de la base mayor del trapecio y para el cálculo de momentos nos interesa la distancia al pié de aguas abajo de la presa o base menor del trapecio de fuerzas, la hallamos:

$$5.00 - 2.18 = 2.82 \text{ mts.}$$

#### Punto de aplicación del empuje del agua y sedimentos.-

La fórmula del empuje de sedimentos de Rankine nos da un valor total de este empuje por metro lineal de represa y el punto de aplicación de esta fuerza es el centro de presión que cae a  $1/3$  de la altura de la presa contando de supié hacia arriba.

Para hallar el empuje del agua hemos partido del empuje por metro cuadrado en la corona y el pié de la represa y luego el empuje total por metro lineal de represa que consideramos. El punto de aplicación de este empuje queda en el centro de presión de la cara de aguas arriba de la presa que por no estar al nivel de agua en su corona no toma un valor tan sencillo como el  $1/3$  de su altura contada a partir de su base sino por otra fórmula mecánica la distancia del punto de aplicación de este empuje contado a partir de la superficie del agua es:

$$x = y + a^2 / 12y \quad \text{Figura 3}$$

en la que y es la distancia del centro de gravedad de la superficie considerada a partir de la superficie del agua, a es la altura de esa superficie y x es la distancia del centro de presión a la superficie libre. En nuestro caso esta distancia es pues:

$$x = 3.10 + 3.00^2 / 12 \times 3.10 = 3.34 \text{ mts.}$$

La distancia de este centro de presión a la superficie libre. La distancia de este centro de presión al pié de la presa será:

$$4.60 - 3.34 = 1.26 \text{ mts}$$

#### Comprobación analítica.-

Fuerzas verticales- Dividimos el perfil en un cuadrilátero y un triángulo para hallar su peso y momentos respectivos con respecto al pié de aguas abajo de la presa. Numerando y valorizando todas las fuerzas que intervienen y tomando momentos con respecto a A, tenemos:

$$Fv1 = 2.00 \times 3.00 \times 2,400 = 14,400 \text{ Kg.}$$

$$MFv1 = 14,400 \times 4.00 = 57,600 \text{ Kg.}$$

$$Fv2 = 1/2 \times 3.00 \times 3.00 \times 2,400 = 10,800 \text{ Kg}$$

$$MFv2 = 10,800 \times 2.00 = 21,600 \text{ Kg}$$

Peso del agua sobre la coronación-

$$Fv3 = 1.20 \times 2.00 \times 1,000 = 2,400 \text{ Kg.}$$

$$MFv3 = 2,400 \times 4.00 = 9,600 \text{ Kg.}$$

Subpresión-

$$Fv4 = 16,375 \text{ Kg}$$

$$MFv4 = 16,375 \times 2.82 = 47,587 \text{ Kg.}$$

Fuerzas Horizontales.-

Estas son las de empuje del agua y sedimento, que sumamos y tomamos el momento de la resultante con respecto al pié de volteo de la presa que es el de aguas abajo o sea A.

$$\text{Empuje hidrostático} = 9,300 \text{ Kg.}$$

$$\text{Empuje de sedimento} = 2,652 \text{ Kg.}$$

$$Fh1 = 11,952 \text{ Kg.}$$

El momento será:

$$M Fh1 = 11,952 \times 1.26 = 15,059 \text{ Kg}$$

Condiciones de estabilidad.-

Ya tenemos todas las fuerzas y momentos que actúan en la presa, veamos ahora si se cumplen las condiciones de estabilidad que ya sabemos que son cuatro.

la Condición.-

No debe haber fuerzas de tensión para lo que la resultante debe pasar dentro del tercio central de apoyo.

Como la resultante de las fuerzas verticales es favorable, la condición de equilibrio para determinar la excentricidad de la resultante será: el momento de la reacción equivalente a todas las cargas verticales que actúan en la presa con respecto a su pié inferior debe ser igual al momento resultante de todas las fuerzas horizontales y verticales que actúan en la misma:

$$\sum MFv + \sum MFh = \sum Fv \cdot x$$

o bien:

$$x = \frac{\sum MFv + \sum MFh}{\sum Fv}$$

Obtengamos el momento resultante de todos:

$$\sum MFv + \sum MFh = MFv1 + MFv2 + MFv3 - MFv4 - MFh1 =$$

$$= 57,600 + 21,600 + 9,600 - 47,587 - 15,059 = 26,154 \text{ Kg.}$$

$$Fv = Fv1 + Fv2 + Fv3 - Fv4 = 14,400 + 10,800 + 2,400 - 16,375 = 10,725 \text{ Kg.}$$

$$x = 26,154 / 10,725 = 2.43 \text{ mts.}$$

Como el tercio central está entre 1.66m y 3.32 m, en nuestro caso la resultante cae muy adentro y no hay tensión absoluta en la obra. Esto comprueba lo apreciado ya en el método gráfico.



## 2a-Condición.-

No debe haber probabilidades de derribo de la estructura. Para esto escogemos un coeficiente de seguridad de 1.5 ya que el vertedero no estará aislado sino sólidamente unido al solado de catorce metros aguas abajo.

Momento de derribo: es el momento resultante de todas las fuerzas horizontales y verticales que tiendan a volcar la presa sobre su arista de aguas abajo, luego es:

$$M_d = M_{Fh1} + M_{Fv4} = 15,059 + 47,587 = 62,646 \text{ Kgs.}$$

Momento de estabilidad: es el momento resultante de todas las fuerzas favorables que contribuyen a la estabilidad, en este caso las verticales debidas al peso propio y al peso del agua o sea:

$$M_e = M_{Fv1} + M_{Fv2} + M_{Fv3} = 57,600 + 21,600 + 9,600 = 88,800 \text{ Kgs.}$$

Coeficiente de estabilidad: Es el cociente entre los momentos de estabilidad y derribo, luego:

$$\text{Coef. est.} = M_e / M_d = 88,800 / 62,646 = 1.42$$

Por resultar un coeficiente inferior al aceptado debe rechazarse este primer perfil de ensayo. Como ilustración continuamos determinando como se porta con las demás condiciones.

## 3a. Condición.-

No debe haber resbalamiento.

Para ello la tangente del ángulo que forma la resultante con la componente vertical que se denomina "coeficiente de fricción" no debe ser inferior a 0.35, ya que la presa está bastante encajada en el terreno y con las cortinas que dispone y el perfil irregular de que la hemos dispuesto en su asiento, será muy difícil que ocurra resbalamiento sobre su base. Además el vertedero debe considerarse como un todo con el solado que ya hemos visto se halla muy por debajo del nivel del lecho del río. En nuestro caso:

$$\text{Tang } a = \frac{\sum F_h}{\sum F_v} = 11,952 / 10,725 = 1.11$$

que es muy superior al valor límite adoptado por lo que debe rechazarse el perfil nuevamente.

## 4a. Condición.-

No debe excederse la fatiga sobre el terreno a la resistencia segura del mismo.

Las fórmulas que dan la fatiga máxima y mínima son:

$$P_1 = (4L - 6a) F / L^2$$

$$P_2 = (6a - 2L) F / L^2$$

En las que L es el ancho total de la base, a es la excentricidad o distancia de la resultante al pie de la presa y F es la magnitud de la componente vertical de la resultante. Aplicándolas:

$$P_1 = (4 \times 5 - 6 \times 2.43) 10,725 / 5^2 = 2,325 \text{ Kg.p.m}^2$$

$$P_2 = (6 \times 2.43 - 2 \times 5) 10,725 / 5^2 = 1,965 \text{ Kg.p.m}^2$$

Como la resistencia a la compresión del terreno en que se asienta la represa en nuestro caso es de arena cuyo valor seguro es  $3 \text{ Kg.p.cm}^2$  que equivale a  $3,000 \text{ Kg.p.m}^2$ , valor que en realidad es mayor ya que la carga segura recomendada asciende hasta  $5 \text{ Kg.p.cm}^2$ , se cumple esta 4a condición ampliamente.

Presión del agua sobre la cara de aguas abajo de la presa.-

Como aguas abajo esta altura de agua es de solo 1.05 m y solo actúa la componente vertical de este empuje por ser la cara inclinada y teniendo en cuenta que hemos despreciado la acción dinámica de la corriente, la fuerza en cuestión también la despreciamos por ser pequeña y compensar aproximadamente la fuerza desfavorable mencionada. Además la altura de 1.05 m de agua que teóricamente debía haber aguas abajo de la presa se deprime por la acción de la velocidad del agua que cae sobre el vertedero formándose en realidad una ola y corrientes turbulentas cargadas de aire por lo que la presión mencionada no podría valorizarse exactamente. Se puede asegurar que esa depresión se produce al pie de la presa porque según Gibson (Curso de Hidráulica) para que el nivel de aguas abajo correspondiente al calado (1.05 m) acometa al talud o cara inferior de la presa y no se forme la depresión u ola estacionaria que indica la Figura # 4, es necesario que:

h sea igual o mayor que  $\sqrt{2hv^2/g + h'^2/4} - h/2$

Aplicándola a nuestro caso:

$$h = \sqrt{2 \times 0.45 \times 8.76^2 / 9.81 + 0.45^2 / 4} - 0.45 / 2 = 2.52 \text{ mts.}$$

Como este valor es mayor que 1.05m que es el de h en la fórmula se producirá la depresión u ola que indica Gibson y la presión será casi nula. Los valores de v y h' adoptados son los obtenidos en el cálculo de la napa por el procedimiento de Ogee que dan el espesor y la velocidad de la napa al pie de la presa y que estudiamos en otro lugar.

Efecto del vacío entre la lámina de agua y la cara de la presa.-

Este efecto sería de succión al producirse el vacío entre la lámina de agua y la cara inferior del vertedero o presa al derramarse sobre él. Para evitar esta fuerza y también la de impacto que se produciría en el solado inmediato se aconseja y nosotros lo adoptamos, hacer la cara de aguas abajo de la presa en la forma parabólica de la napa vertiente y gradualmente dentro de ella. Esta deducción por el procedimiento de Ogee la hacemos en otro lugar en el perfil definitivo.

Fuerza de erosión, frotamiento e impacto.-sobre la cara inferior de la presa.-

Como esta cara se amolda aproximadamente a la forma de la lámina vertiente el rozamiento es muy pequeño. Es una fuerza dinámica cuya importancia con respecto a las otras fuerzas que actúan en el diseño de la presa es escasa y no se tiene en cuenta. Solo se considera al determinar la forma del perfil que haremos aparte. Un cambio si se debe tener en cuenta para el diseño la citada fuerza en lo que respecta a su acción posterior a la presa y para ello se recomiendan seis formas de estructura que pueden emplearse solas o combinadas y que son:

1-La forma ideada por Ogee para la cara de aguas abajo de la presa que previene el impacto de la lámina sobre el solado que se construye

a continuación de la presa, pero que no destruye la velocidad del agua por lo que hay que usar esta estructura combinada con alguna de las siguientes. Esta forma también impide la fuerza de succión.

2- Disponer la cara de aguas abajo de la presa con un talud de suave inclinación que es una solución equivalente a la anterior pero de resultados menos perfectos.

3- Disponer la cara inferior de la presa en forma escalonada con lo que disminuyen ambas fuerzas de erosión e impacto.

4- Proveer la presa de un solado consistente que resista el impacto y destruya la velocidad mediante una longitud conveniente.

5- Construir aguas abajo de la presa un colchón de agua que absorba ambas fuerzas de erosión e impacto y aliviando con este método los esfuerzos a que se sometería la estructura.

En nuestro caso hemos adoptado el dispositivo 5 de colchón de agua acompañado del dispositivo 1. Es decir que adoptamos el perfil Ogee por su economía y conveniencia y como se recomienda otra estructura que absorba la velocidad, adoptamos la del colchón de agua para ello, teniendo en cuenta que en nuestro caso se produce fuerte depresión y ola alpié de la presa por lo que siempre se produce impacto debido a la alta velocidad de caída, la que será absorbida por el colchón. El impacto a que se refiere la explicación es el de caída libre naturalmente, que en nuestro caso no lo hay.

Choque de los cuerpos flotantes.-

Esta, como la anterior, es otra de las fuerzas dinámicas que hay que estudiar. Esta fuerza solo aumenta en mínima proporción el efecto dinámico del empuje del agua. En realidad no entra en los cálculos por la dificultad de medir su importancia y como en nuestro caso hemos en muchas condiciones exceso de seguridad a las fuerzas desfavorables que actúan, podemos despreciar la presente con mucha razón. En la práctica este choque es soportado por la coronación del vertedero por lo que se sigue la recomendación de hacer el filo de esta coronación redondeado y al construirlo se recomienda hacer su ejecución cuidadosa y que resulte monolítica con el resto de la presa. Al estudiar el perfil Ogee damos la forma que más conviene a esta coronación.

Fuerza de erosión y transporte debida a la corriente subterránea que corre bajo la presa.-

Esta fuerza dinámica tendría como efecto la socavación de la cimentación de la presa al tomar un valor alto. No se puede determinar exactamente esta fuerza que depende de la clase de material en que se asienta la presa. Tampoco entra en los cálculos de estabilidad pues se contrarresta con la forma del perfil y principalmente con la dimensión del solado que se construye a continuación de él. Sin embargo existe la fórmula empírica de Pfligh y se puede seguir la experiencia del mismo en la India, quien recomienda que:

"El camino de percolación bajo la presa debe ser de suficiente longitud para que la velocidad del agua no sea capaz de arrastrar el material sobre el que ella descansa"

La deducción de esta dimensión la hacemos aparte. Pasemos ahora a estudiar otro perfil que reúna las condiciones de seguridad necesarias.

Perfil definitivo del vertedero.-

Debido a la alta subpresión que se produce en nuestro caso, debemos adoptar un perfil extremadamente fuerte. Es así como por deducción hemos llegado a elegir el siguiente:

- ancho en la coronación = 2.50 m
- ancho en la base = 6.00 m
- altura = 3.00 m.

Método analítico.-

1º Fuerzas.

a- Empuje del agua =  $(1,600 + 4,600/2) \cdot 3.00 = 9,300$  Kgs.

b- Empuje de sedimentos:

$$E' = a \cdot h^2 / 2 (1 - \text{sen} b / 1 + \text{sen} b)$$

$$= 1,770 \cdot 3^2 / 2 (1 - \text{sen } 30^\circ / 1 + \text{sen } 30^\circ) = 2,652 \text{ Kgs.}$$

c- Peso propio:

Dividamos el perfil que es un trapecio en un cuadrilátero y un triángulo para facilitar la toma de momentos que sigue:

Cuadrilátero :  $2.50 \times 3.00 \times 2,400 = 18,000$  kg

Triángulo :  $\frac{1}{2} \times 3.50 \times 3 \times 2,400 = 12,600$  kg

Peso total del perfil =  $30,600$  kg. p.met.lin.

d- Peso del agua sobre la coronación:

$$2.50 \times 1.60 \times 1,000 = 4,000 \text{ Kgs.}$$

e- Subpresión:

En la cara de aguas arriba de la presa la subpresión es:  
 $s_1 = 4,600$  Kgs por met. cuad.

En la cara de aguas abajo la subpresión es:  
 $s_2 = 2,150$  Kgs. por met. cuad.

La subpresión total sobre la base de la presa en el caso mas desfavorable que es en máximas avenidas, ya que entonces el desnivel entre aguas arriba y aguas abajo es mayor, será el equivalente al area del trapecio de fuerzas y aplicado a su centro de gravedad o sea:

$$S = (s_1 + s_2 / 2) \cdot L$$

$$S = (4,600 + 2,150 / 2) \cdot 6.00 = 20,250 \text{ Kgs.}$$

Va que los empujes son tomados al pié de aguas arriba y al pié de aguas abajo equivalentes a las columnas de agua respectivas sobre una superficie de un metro cuadrado que es la unidad, hemos tenido que multiplicar el valor de la presión media por la magnitud de la base.

Para hallar el punto de aplicación de esta fuerza de subpresión dibujemos el trapecio de fuerzas haciendo estas proporcionales a unidades métricas de modo de poder aplicar la fórmula corriente que da la distancia del centro de gravedad de un trapecio a su base que es:

$$z = a / 3 (c + 2b / c + b) = 6.00 / 3 (2.30 + 2 \times 1.075 / 2.30 + 1.075)$$

$$= 2.626 \text{ mts}$$

Como nos interesa la distancia a la base menor del mismo trapecio, restamos del ancho de la presa:

$$6.00 - 2.626 = 3.37 \text{ mts.}$$

El punto de aplicación del empuje del agua queda en el centro de presión de la cara de aguas arriba de la presa que está dado por la fórmula de Hidráulica:

$$x = y + a^2 / 12 y$$

En la que x es la distancia de la superficie del agua al centro de presión y s es la distancia de la superficie del agua al

centro de gravedad de la superficie o cara que se considera y a es la altura de la presa. Luego:

$$x = 3.10 + 3.00^2 / 12 \times 3.10 = 3.34 \text{ mts}$$

Como nos interesa la distancia del centro de presión a la cara de asiento o base de la presa y no a la superficie del agua, restamos de la altura total del agua sobre esta base que es:

$$4.60 - 3.34 = 1.26 \text{ mts.}$$

El punto de aplicación del empuje de sedimentos queda a  $1/3$  de la altura total de la presa contado apartar de la base y queda muy cerca del centro de presión, aunque mas bajo, por lo que introducimos cierta seguridad simplificando y haciendo ambos puntos de aplicación iguales al del agua.

#### Comprobación analítica.-

Tomemos momentos respecto al pié de aguas abajo de la presa, punto sobre el que giraría esta al producirse su vuelco hipotético.

En este caso numerando las fuerzas y los momentos tendremos:

$$\begin{aligned} Fv1 &= 13,000 \text{ kgs.} \\ MFv1 &= 13,000 \times 4.75 = 85,500 \text{ Kgmts.} \\ Fv2 &= 12,600 \text{ kgs.} \\ MFv2 &= 12,600 \times 2.33 = 29,358 \text{ Kgmts.} \\ Fv3 &= 4,000 \text{ kgs.} \\ MFv3 &= 4,000 \times 4.75 = 19,000 \text{ Kgmts.} \\ Fv4 &= 20,250 \text{ kgs.} \\ MFv4 &= 20,250 \times 3.37 = 68,242 \text{ Kgmts.} \\ \\ Fh1 &= 9,300 \text{ kgs} \\ Fh2 &= 2,652 \text{ kgs} \\ FH &= 11,952 \text{ kgs.} \\ MFH &= 11,952 \times 1.26 = 15,059 \text{ Kgmts.} \end{aligned}$$

Teniendo las fuerzas que actúan y los momentos de las mismas tomados respecto al mismo punto veamos si se cumplen las condiciones de estabilidad que ya hemos enunciado y discutido en el perfil de ensayo y que en este caso son:

#### Condiciones de estabilidad.-

##### la condición:

Comprobar la no existencia de esfuerzos de tensión en la albañilería o maza de la presa. Para ello ya sabemos que es suficiente que la resultante pase dentro del tercio central de la base o junta que se considera. En el punto mencionado el momento de la componente vertical debe ser igual a la suma de los momentos de todas las fuerzas que actúan, que es el momento de la resultante, o sea:

$$\sum FV \cdot x = \sum MFv + \sum MFh$$

de donde:

$$x = \frac{\sum MFv + \sum MFh}{\sum FV}$$

reemplazando:

$$x = \frac{85,500 + 29,358 + 19,000 + 68,242 + 15,059}{13,000 + 12,600 + 4,000 + 20,250} = 3.52 \text{ mts.}$$

Como el tercio central de nuestro perfil está entre 2 y 4 metros, por ser 6 el ancho de la base, la primera condición está satisfecha.

2a Condición-

Veamos la posibilidad de derribo de la presa. Ya hemos visto que la seguridad contra esta contingencia depende del mayor valor del momento estable favorable sobre el momento desfavorable de derribo y cuyo cociente se llama coeficiente de seguridad.

El momento estable será:

$$\begin{aligned}
 M_e &= MFv1 + MFv2 + MFv3 = 85,500 + 29,358 + 19,000 \\
 &= 133,858 \text{ Kgmts.} \\
 M_d &= MFh1 + MFv4 = 15,059 + 68,242 \\
 &= 83,301 \text{ Kgmts.} \\
 \text{Coef. de estabilidad} &= 133,858 / 83,301 \\
 &= 1.61
 \end{aligned}$$

Este valor es superior al mínimo aceptado de 1.5 en vista de las consideraciones expuestas en el primer perfil de ensayo. En efecto examinando el perfil total del vertedero y solado se nota su excesiva robustez, ya que estando unidos, con espesores capaces de soportar la fuerte subpresión, en realidad la presa no trabaja como estructura independiente como la estamos calculando y por esta condición el coeficiente de estabilidad al derribo no debe exigirse sea mayor que ese valor mínimo de 1.5 que hemos aceptado en nuestro caso como seguro.

4a-Condición-

Comprobemos la posibilidad de resbalamiento de la presa. Para ello ya hemos visto que la suma de las fuerzas horizontales que tienden a hacerla resbalar sobre su base deben ser menores que las verticales que contribuyen a su estabilidad en una cierta proporción, cuyo cociente de ambas resultantes se denomina el coeficiente de seguridad al resbalamiento y que en nuestro caso será:

$$\begin{aligned}
 f &= \text{tang } a = F_h / F_v \\
 &= 11,952 / 18,000 + 12,600 + 4,000 = 20,250 \\
 &= 0.83
 \end{aligned}$$

Como este valor es inferior al de 0.85 que habíamos aceptado como mínimo, consideramos esta condición como asegurada. Ya hemos considerado este valor del coeficiente de seguridad contra resbalamiento como suficiente, aunque es menor que el recomendado en la práctica, debido al caso particular en que nos encontramos. En efecto en nuestro caso la presa y el solado forman una sola pieza y su fondo tiene un perfil irregular que asegura su adherencia al terreno contra resbalamiento. Además tenemos la presa sólidamente empotrada en el terreno ya que solo emerge 1.70 m quedando 1.30 m bajo del lecho del río. Por último para asegurar que esta condición quede completamente satisfecha hemos dispuesto colocar dos filas de tablas de acero hincadas en el lecho a profundidad de tres metros aguas arriba y de dos metros treinta centímetros aguas abajo y empotradas en el concreto del vertedero y solado respectivamente, con lo que el coeficiente de seguridad aceptado resulta perfectamente aceptable.

4a condición.-

No debe excederse la fatiga del terreno a la resistencia segura del mismo.

En nuestro caso como la resultante cae dentro del núcleo central con cierta holgura, las fórmulas que dan los esfuerzos máximos y mínimos son:

$$P_1 = (4b-6e)F/L^2$$

$$P_2 = (6e-2b)F/L^2$$

Figura # 5

En que  $P_1$  y  $P_2$  son los esfuerzos en kilos por metro cuadrado,  $b$  es el ancho de la base en metros y  $e$  es la excentricidad de la resultante o sea la distancia del punto de corte de ella con la base al pié de aguas abajo de la base de la presa y  $F$  por último es el valor de la componente vertical de la resultante.

Aplicando las fórmulas:

$$P_1 = (4 \times 6.00 - 6 \times 3.52) 11,350 / 6.00^2 = 1,137.80 \text{ Kg/m}^2$$

$$P_2 = (6 \times 3.52 - 2 \times 6.00) 11,350 / 6.00^2 = 3,634.00 \text{ Kg/m}^2$$

Como el terreno en que se asienta la presa es de arena y cascajo cuya resistencia a la compresión es de 3 a 5 Kgs. por centímetro cuadrado, o bien de 30,000 a 50,000 Kgs. por metro cuadrado, la condición de seguridad por resistencia del terreno está cumplida con gran exceso.

Otras fuerzas actúan sobre la presa y que no se han considerado en la discusión precedente por ser su acción de otro efecto y son las que ya hemos tratado en la discusión del primer perfil de ensayo. Dichas fuerzas son: La presión del agua sobre la cara de aguas abajo de la presa, que hemos despreciado. El efecto del vacío entre la lámina de agua vertiente y la cara de aguas abajo de la presa, cuyo efecto lo consideraremos en el párrafo siguiente. La fuerza dinámica del frotamiento e impacto sobre la cara de aguas abajo de la presa y solado. El choque de los cuerpos flotantes contra la presa. Por último la fuerza de erosión y transporte debido a la corriente subterránea bajo la presa. Los efectos de estas fuerzas ya han sido estudiados anteriormente.

Forma definitiva del perfil de la presa.-

Con el objeto de evitar que se produzcan: la fuerza de volcamiento, no considerada en los cálculos, debida a la succión que produciría el vacío entre la lámina vertiente y la cara inferior de la presa y la fuerza dinámica de erosión sobre esa misma cara de la presa por la velocidad del agua vertiente, adoptamos un perfil de la presa, que calcularemos luego, en forma tal que la cara inferior se adapte suavemente a la forma de la lámina vertiente y siguiendo la forma curva ideada por Ogee.

En esta forma se elimina la fuerza del impacto del agua sobre la parte inferior de la presa, pero la velocidad del agua no se destruye por lo que hemos proyectado un Colchón de Agua que absorba dicha fuerza de erosión que por ser dinámica siempre conserva cierto valor de impacto.

Cuando la cara de aguas arriba de la presa es vertical la arista de la unión de esta con la coronación produce cierta contracción de la vena que también puede ser la causa de la formación de vacío y consiguiente succión. Además el choque de los cuerpos flotantes contra esta arista además de su destrucción puede ocasionar obstrucciones y mayor presión contra la presa. Con el objeto de evitar estos inconvenientes se aconseja redondear esta arista o cortarla en chaflán. Nosotros seguimos aquí el consejo de Ogee que recomienda se le inscriba una curva de radio igual a  $1/3$  de la

altura total de la presa:

$$r = 1/8 \times 3.00 = 0.37 \text{ mts.}$$

Como este valor recomendado es empírico y deducido solo de la experiencia, puede ser redondeado a 0.40 mts.

Estudio del perfil de Ogee para el paramento inferior de la presa.-

La lámina vertical adopta la forma parabólica y de acuerdo con las experiencias de Bazin se puede determinar los puntos del filete líquido de velocidad media que unidos dan el parámetro de la parábola que forma dicho filete líquido y la posición de su vértice. Luego se fija la posición de los filetes superior e inferior de dicha lámina considerando que el filete de velocidad media queda, según datos experimentales, a 1/3 del filete líquido inferior. Si hacemos pasar un sistema de coordenadas y llamamos  $v$  la velocidad del filete líquido de velocidad media resultante, siendo  $v_h$  la componente horizontal de la velocidad o velocidad inicial y  $v_v$  la componente vertical de la misma que equivale a la velocidad adquirida por un cuerpo que cae libremente bajo una carga  $y$  o sea:

$$v_v = \sqrt{2gy}$$

La resultante  $V$  será entonces según fig. # 6:

$$v^2 = v_h^2 + v_v^2$$

$$\text{ó } v = \sqrt{v_h^2 + 2gy}$$

Conociendo este valor de la velocidad en cada punto de la parábola se puede encontrar el espesor de la lámina en el mismo pues:

$$A = Q / v = e$$

En que  $Q$  es conocido y constante por unidad de longitud de vertedero y  $A$  siendo el área o sección por unidad de longitud es evidentemente el espesor de la lámina.

Para determinar la ecuación de la parábola dibujemos el sistema de coordenadas teórico (Figura # 7) y tomemos un punto de la curva cuyas coordenadas sean  $x$  e  $y$ . Siendo  $x$  un espacio recorrido con velocidad  $v$  según leyes de la Física:

$$x = vt$$

El espacio vertical  $y$  será, siguiendo la Ley de la caída de los cuerpos:

$$y = \frac{1}{2}gt^2$$

Eliminando  $t$  de ambas ecuaciones:

$$x^2 = 2v^2y/g$$

o bien:

$$y = gx^2/2v^2 \quad (a)$$

Que es la ecuación de la parábola del filete de velocidad media que ya sabemos se encuentra a 1/3 del filete inferior de la lámina.

En nuestro caso el vertedero tiene 122.50 mts de longitud y el gasto en máximas avenidas, que por ser mas desfavorable condición es cuando se considera el diseño, es de 436 m<sup>3</sup>.p.s., por lo que el gasto por metro lineal de presa será:

$$436/122.50 = 3.57 \text{ m}^3 \text{ p. s.}$$



y ya sabemos que el espesor de la lámina vertical es de 1.20 m por lo que la velocidad inicial en la parábola será:

$$V = Q/A = 3.97/1.20 = 3.30 \text{ m.p.s.}$$

y la ecuación de la parábola será:

$$y = gx^2/2v^2 = 9.81 x^2/2 \times 3.30^2 = 0.45 x^2$$

$$y = 0.45 x^2$$

Construcción de la parábola.-

Con la ecuación deducida tenemos:

para $x = 0.50$	$y = 0.45 \times 0.50^2 = 0.11$
para $x = 1.00$	$y = 0.45 \times 1.00^2 = 0.45$
para $x = 1.50$	$y = 0.45 \times 1.50^2 = 1.01$
para $x = 2.00$	$y = 0.45 \times 2.00^2 = 1.80$
para $x = 2.50$	$y = 0.45 \times 2.50^2 = 2.81$

Velocidades medias.-

En cada uno de los puntos considerados en el filete medio, las velocidades medias se encuentran mediante la fórmula:

$$V = \sqrt{v^2 + 2gy}$$

que fué deducida anteriormente y tenemos:

para $y = 0.11$	$V_1 = \sqrt{3.30^2 + 2 \times 9.81 \times 0.11} = 3.61 \text{ m.p.s.}$
para $y = 0.45$	$V_2 = \sqrt{3.61^2 + 2 \times 9.81 \times 0.45} = 4.67 \text{ m.p.s.}$
para $y = 1.01$	$V_3 = \sqrt{4.67^2 + 2 \times 9.81 \times 1.01} = 6.45 \text{ m.p.s.}$
para $y = 1.80$	$V_4 = \sqrt{6.45^2 + 2 \times 9.81 \times 1.80} = 8.76 \text{ m.p.s.}$
para $y = 2.81$	$V_5 = \sqrt{8.76^2 + 2 \times 9.81 \times 2.81} = 9.21 \text{ m.p.s.}$

Espesores de la lámina vertical.-

En cada uno de los puntos en los que se ha obtenido las velocidades medias, los espesores serán:

$$e_1 = Q/V = 3.967/3.610 = 1.098 \text{ m}$$

$$e_2 = 3.967/4.670 = 0.849 \text{ m}$$

$$e_3 = 3.967/6.450 = 0.615 \text{ m}$$

$$e_4 = 3.967/8.760 = 0.452 \text{ m}$$

$$e_5 = 3.967/9.210 = 0.437 \text{ m}$$

Este espesor se cuenta  $1/3$  hacia abajo del filete medio y  $2/3$  hacia arriba del mismo.

La línea de paramento estará íntegramente adentro de la línea del filete líquido inferior de modo de no producir vacío y amoldarse así a la forma de la lámina evitando el impacto sobre la cara de aguas abajo del vertedero.

Hemos seguido la recomendación de Ogee de convertir la parte inferior de la presa no ya en perfil parabólico, que sería innecesario, sino introducir una curva circular de enlace con el solado cuyo radio según la recomendación aludida deberá ser de  $1/2$  a  $2/3$  de la altura total del vertedero y que nosotros hemos hecho igual a este o sea :

$$R_1 = H = 3.00 \text{ mts.}$$

ya que hay ejemplos innumerables de presas que se han diseñado con radios mayores con buenos resultados y en nuestro caso por encuadrar mejor en el perfil suavizando las líneas.

Hemos diseñado pues el perfil de la presa de acuerdo con las dimensiones encontradas introduciendo suavemente la parábola del paramento dentro de la vena de agua, hasta alcanzarla con una curva circular inversa, tal como se ve en el gráfico correspondiente

#### Camino de percolación.-

Hemos visto que las fuerzas que actúan en una presa construida sobre terreno permeable son estáticas y dinámicas. Vamos a estudiar ahora la fuerza de erosión del lecho en que se asienta la presa, que es una de las fuerzas más importantes y peligrosas por ser desfavorable, pero que no entra en el estudio de la estabilidad por ser su efecto de erosión y socavación de la base, el que puede neutralizarse con el adecuado diseño de la base de cimentación tanto de la presa como del solado que se construye a continuación, el que no solo sirve para absorber el impacto y erosión del agua que vierte la presa sobre su pie, sino también para defender la socavación mencionada. En efecto dicha fuerza es proporcional a la velocidad con que dicha agua subterránea corre por el terreno en que se cimenta la presa y solado, y solo cuando dicha velocidad sea suficientemente alta adquirirá el efecto peligroso de erosión ya mencionado.

- Para evitar esta alta velocidad es suficiente hacer este recorrido de longitud necesaria para que con el rozamiento que sufre en su camino, que retarda su flujo, no llegue su velocidad a un valor peligroso. Esta velocidad y este camino no se pueden determinar en una forma matemática, por influenciar en sus resultados muchos coeficientes y consideraciones empíricas. Se sabe que este camino que recorre el agua, es inmediato a la cara de la presa y solado, por lo que una forma de ampliarlo es dando al perfil de ambos una forma irregular y proviendo incluso cortinas transversales en él.

La experiencia obtenida en la India es de gran valor para este estudio de presas construidas sobre terreno permeable

y quien ha estudiado este asunto con gran sencillez es Mr. W.G. Bligh, Ingeniero retirado del departamento de Trabajos Públicos de la India. El da con suficiente exactitud la longitud de este camino de percolación considerando las diferentes clases de material que forma el lecho del río. La fórmula es:

$$L = C H$$

en la que:

- L - longitud del camino de percolación en mts.  
 C - coeficiente que depende de la clase de terreno  
 H - máxima diferencia de nivel de aguas arriba y aguas abajo de la presa.

En nuestro caso consideramos el lecho del río constituido por arena fina para mayor seguridad, aunque lo probable es que a la profundidad de cimentación se encuentre arena y cascajo que requieren un valor menor. Entonces:

$$L = 15 \times 2.25 = 33.75 \text{ mts}$$

prácticamente 34.00 mts

La cota máxima del nivel de agua, aguas arribade la presa es de 463.30 y la del nivel de aguas abajo 461.05. La diferencia máxima es pues: 2.25 mts.

Este camino encostrado debe repartirse entre solado y cortinas. En realidad el solado solo debería tener la longitud suficiente para absorber la velocidad de salida del agua del vertedero al lecho del río y como transición de arbos para evitar la erosión en su pié, pero como tiene dos objetos y es difícil determinar exactamente la longitud necesaria para ambas, Mr. Bligh ayuda grandemente en esta deducción mediante una fórmula empírica.

Longitud del solado.-

La fórmula de Bligh antes mencionada es:

$$L_s = 4C \sqrt{H/43} \text{ mts.}$$

En la que C es el mismo coeficiente empleado en la fórmula del camino L y H la misma diferencia máxima de niveles de agua, aguas arriba y aguas abajo de la presa. Aplicándola:

$$L_s = 4 \times 15 \times 2.25 / 43 = 13.68 \text{ mts}$$

prácticamente 14 mts

Longitud de cortinas.-

Como sabemos la longitud necesaria de solado y el total camino de percolación, no habrá mas que restar ambas para tener la longitud que ha repartirse en cortinas:

$$L_c = L - L_s$$

$$= 34 - 14 = 20 \text{ mts.}$$

Naturalmente esta longitud comprende no solo la longitud de las cortinas propiamente dichas sino que considera el perímetro del fondo de la loza o asiento de la misma en medidas verticales e inclinadas necesarias para totalizar la longitud del camino de percolación requerido aparte del largo de la loza horizontal o de suave pendiente.

Longitud de Riprap-

En construcciones sobre terreno permeable se producen altas velocidades a la salida del solado de concreto o albañi-

lería que se construye a continuación de la presa. Esta alta velocidad al producir erosión del lecho, ocasionaría peligro a la estructura, que debe evitarse, por lo que se aconseja construir una escollera en el lecho mencionado a continuación del solado y por cierta longitud horizontal que depende de la clase de material del fondo del río, de la altura del vertedero y del volumen de agua vertida. Mr. Bligh ha deducido una fórmula empírica que determina la longitud total necesaria a dar al solado y al pavimento, escollera o riprap y como por otra fórmula conocemos la longitud de solado necesario, restándolas tendremos la longitud requerida de este riprap. La fórmula total es:

$$L_t = C \cdot 0.64 \sqrt{H_v \cdot q}$$

En la que  $H_v$  es el desnivel entre el agua de aguas abajo de la presa y la corona del vertedero y  $q$  es el gasto por metro lineal de vertedero.

En nuestro caso  $H_v = 2.25$  mts

$q = 3.97$  mts

$C = 15$  como anteriormente.

$$L_t = 15 \times 0.64 \sqrt{2.25 \times 3.97} = 28.60 \text{ m}$$

prácticamente 29 mts.

Por último la longitud del riprap será :

$$L_p = L_t - L_s = 29 - 14 = 15.00 \text{ mts}$$

Quiere decir esto que se construirá dicha longitud de pavimento de piedra de un espesor mínimo, según lo recomienda el mismo Bligh, de 0.60 mts ya todo lo ancho del solado.

En la zona inmediata a la salida del canal de limpia la velocidad es mucho mayor y debe tomarse otra providencia que esto sea una escollera mas sólida y de mayor longitud.

#### Espesores del solado.-

En el diseño adjunto (gráfico N) hemos representado la presa y solado con las dimensiones obtenidas en los cálculos. Luego de algunos tanteos hemos encontrado el espesor del solado que se indica y comprobamos en seguida. La intensidad de la subpresión ya hemos visto que en un punto depende de la relativa elevación de los niveles de agua en los lugares de aguas arriba y aguas abajo de la presa y de la posición del punto considerado en el camino de percolación. Cuando el solado es sumergido, como en nuestro caso, la subpresión es en parte balanceada por el peso del agua sobre el solado en el punto y la resultante, que viene a ser la diferencia, es la fuerza hacia arriba que el piso debe soportar únicamente por su peso a no ser que se disponga de algún medio de anclaje. Para el cálculo de la presa consideramos que la subpresión era igual a la altura de agua sobre el asiento, medida tanto aguas arriba como aguas abajo de la presa.

La intensidad de la subpresión sobre un punto del asiento del solado es mejor obtenido mediante un estudio gráfico de las presiones hidráulicas sobre el perfil de presa y solado juntos. Dibujada la línea de gradiente hidráulica será fácil encontrar la fuerza hacia arriba en cualquier punto.

Las condiciones mas desfavorables deben ser consideradas en este caso y esto es cuando la diferencia de niveles de agua, aguas arriba y aguas abajo de la estructura es máxima que en nuestro caso sucede en las máximas avenidas.

Suponemos que la pérdida de carga sea constante o sea que el terreno sea de consistencia uniforme, entonces la total subpresión tanto aguas arriba como aguas abajo debe repartirse sobre el total camino de percolación. Haciendo el desarrollo de este camino e inscribiendo las presiones para su repartición según se indica en el gráfico, tenemos dibujada la Línea de Gradiente Hidráulica, llamada así por ser la pendiente o gradiente de esta línea la que determina la velocidad del agua subterránea que corre según el camino de percolación. Según G. Navarro (Saltos de agua) dicha velocidad es proporcional a la raíz cuadrada de dicha pendiente hidráulica. Pero como de esta velocidad ya nos hemos ocupado y está ya estudiada con la teoría de Bligh, solo nos interesa la distribución de las presiones hacia arriba que se obtendrán midiendo en cada punto la distancia de la cara interior del solado a la línea de Gradiente Hidráulica.

El espesor del solado debe considerarse  $1/3$  del valor teórico calculado. O mejor: el espesor del solado por su peso unitario debe equilibrar a los  $1/3$  de la subpresión resultante. Entonces llamando  $e$  al espesor del solado tendremos la ecuación de equilibrio:

$$e = \frac{1}{3} H_p / w$$

En la que  $H_p$  es el valor de la subpresión resultante en el punto considerado, es decir descontando de la subpresión total el peso del agua favorable que actúa sobre el solado en ese punto y  $w$  es el peso en toneladas del m<sup>3</sup> de material que constituye el solado.

Simplificando en nuestro caso tenemos:

$$e = \frac{1}{3} \times 2.4 \times H_p = 0.555 H_p$$

Aplicando esta fórmula en los puntos indicados en el diseño tenemos:

En 1.-	$H_p = 2.90 - 1.05 = 1.85$	$e_1 = 0.5 \times 1.85 = 1.00$ mts.
En 2.-	$H_p = 3.80 - 1.05 = 2.75$	$e_2 = 0.5 \times 2.75 = 1.50$ m.
En 3.-	$H_p = 5.10 - 2.15 = 2.95$	$e_3 = 0.5 \times 2.95 = 1.62$ m.
En 4.-	$H_p = 5.50 - 2.05 = 3.45$	$e_4 = 0.5 \times 3.45 = 1.90$ m.

Como se nota los espesores son altos debido a la fuerte subpresión que resisten.

Hemos dibujado la línea de gradiente hidráulica en caso de embalse vacío para comparar las condiciones de la presa y solado en dicho caso y, como ya habíamos supuesto, las fuerzas de subpresión son menores en el caso de sequía de modo que las condiciones de cálculo han sido las más desfavorables y está por tanto la estructura en segura condición con exceso para casos intermedios.

#### Colchón de agua.-

Su objeto es proteger el solado del impacto del agua que cae rebalsando el vertedero y disminuir en lo posible la velocidad del agua que cae a él.

La longitud del colchón debe ser suficiente para recibir el chorro de agua en la parte anterior a su centro. Se puede deducir una fórmula que determine esta longitud mediante la consideración hecha al estudiar el perfil Ogee en que encontramos la ecuación de la parábola del chorro.

En efecto dicha ecuación era:

$$y = gx^2/2v^2$$

Si consideramos que x e y son las coordenadas del eje del chorro al llegar al colchón y ponemos la fórmula en términos del gasto del vertedero la podemos escribir:

$$v = Q/A = CLH^{3/2}/0.65HL = 1.55 CH^{1/2}$$

Reemplazando este valor de la velocidad inicial en función de H que es la carga de agua que determina el gasto del vertedero, que es mayor en 65% al espesor de la lámina vertiente inmediatamente encima del vertedero, tendremos:

$$y = gx^2 / 2v^2 = 2.06 x^2 / C^2 H$$

$$x = 0.70 C\sqrt{Hy}$$

El coeficiente C es el mismo de la fórmula del gasto de vertederos que en unidades métricas corresponde a  $C = 1.35$ .

La ordenada y máxima al llegar la napa al nivel del agua del colchón, aguas abajo del vertedero, equivale al desnivel de aguas arriba y aguas abajo de la presa que denominamos H. Luego reemplazando:

$$x = 1.30\sqrt{HF}$$

Y como la longitud del colchón debe ser por lo menos doble de esta abscisa, tenemos:

$$L = 2x = 2.60\sqrt{HF}$$

Como este valor es el mínimo recomendable y la velocidad de salida en él, que interesa disminuir en lo posible, es aun considerable, podremos redondear la fórmula a un valor práctico de:

$$L = 3\sqrt{HF}$$

Que aplicada a nuestro caso da:

$$L = 3\sqrt{2.25 \times 1.60} = 5.67 \text{ m}$$

prácticamente 6.00 mts.

Que es la longitud requerida para nuestro colchón.

#### Altura del colchón.-

No hay una regla matemática para determinar la profundidad a dar al colchón de agua. Pero hay disposiciones empíricas deducidas de la experiencia que aconsejan hacer dicha hondura equivalente a 1/3 de la altura de caída. La regla mas lógica es la que toma en consideración no solo la altura de caída sino tambien la descarga, haciendo entonces la altura del colchón igual a 1/6 de la longitud dada por la fórmula pertinente o sea:

$$h = L/6 (3\sqrt{HF})$$

que en nuestro caso da:

$$h = 1/6 \times 6.00 = 1.00 \text{ mts.}$$

El colchón no debe terminar con paredes verticales, pues en este caso se producirán remolinos de fondo y corrientes

adicionales que impedirán la obtención de un régimen regular a la salida del colchón.

Naturalmente, por otro lado, la deducción de la fórmula que nos ha servido para determinar el diseño del colchón de nuestra toma ha partido de la suposición de caída libre de un vertedero al colchón lo que en nuestro caso no se realiza pues el perfil Ogee está diseñado para que la lámina vertiente se adapte a él y en este caso las dimensiones acordadas dan un exceso de seguridad de funcionamiento. Pero además como uno de los objetos del colchón es disminuir la velocidad con que el agua que sale de la presa acomete al solado y riprap, con las dimensiones acordadas damos un margen de seguridad mayor que asegure un buen funcionamiento y gran seguridad a la estructura, lo que en construcciones hidráulicas tiene un gran valor dado la irregularidad de las fuerzas que la acometen.

-----

## Cálculo de las estructuras de la Boca-Toma

### Muro de compuertas de Toma-

Las compuertas de toma en este proyecto son cuatro teniendo tres metros de luz por sesenta centímetros de altura cada una. Están incrustadas en una estructura de toma que se compone de las siguientes partes: cimientos, pilares y loza o muro que une a estos.

El terreno sobre el que se cimentará esta estructura es un poco más firme que el lecho del centro del río pues está constituido exclusivamente por cascajo, piedras y arena cementada y consolidada por antiguas avenidas.

Las fuerzas que actúan en una estructura de este tipo son:

Empuje del agua  
Subpresión del agua  
Peso propio de la estructura  
Fuerza de erosión subterránea

Las tres primeras fuerzas que son estáticas, intervienen en el cálculo de la estabilidad de la estructura. La cuarta fuerza es dinámica y determina el diseño del solado o parte principal de la subestructura.

### Camino de percolación.-

Con el objeto de disminuir a un valor seguro la velocidad del agua que corre bajo la estructura se da a la parte inferior de esta un perfil rugoso y una longitud suficiente para que por rozamientos, impactos, y cambios de dirección en su recorrido determinado, pierda cierta velocidad la corriente mencionada. Por ser el lecho permeable y debido a la presión del agua ya sabemos que la corriente subterránea sigue un camino inmediato a la cara inferior de la estructura. Esa longitud que se denomina "camino de percolación" se determina por la fórmula de Bligh, como hemos visto al calcular el vertedero. En este caso por ser el material del lecho un poco más compacto el coeficiente  $C$  que escogemos será el que corresponde a grava y arena que varía entre 4 y 8. Para ponernos en el caso siempre más desfavorable en el diseño de estructuras hidráulicas, escogemos el valor de 8 para el coeficiente  $C$ . Entonces:

$$L = CH = 8 H = 8 \times 3.30 = 26.40 \text{ mts}$$

En nuestro caso tenemos un muro de compuertas que está a  $90^\circ$  con la dirección de la corriente principal que es el río. En general en todas las estructuras laterales que no están expuestas a las mismas fuerzas dinámicas de erosión sino de menor intensidad, se aconseja dar al camino de percolación necesario un valor igual al 75% del obtenido por la fórmula de Bligh y aplicado a estructuras principales. Entonces tenemos:

$$L = 19.30 \text{ mts}$$

En este caso hemos diseñado el fondo del canal de limpia, que es una loza de 60 cms de espesor, como formando parte del muro de compuertas por estar unido a él. Por esto el camino de percolación comienza en él y como el canal es revestido en sus primeros kilómetros tendríamos de un camino amplio. Sin embargo debido a la fuerza de subpresión lo hemos limitado a aguas abajo a 10 mts de la toma disponiendo allí conductos que eliminen la pequeña fuerza de subpresión que podría dañar el revestimiento.



### Subestructura.-

Está diseñada especialmente contra la fuerza de subpresión para lo que hemos dibujado la línea de gradiente hidráulica correspondiente. La subpresión principal entra en el diseño de la estabilidad y solo nos restaría aquí calcular los espesores de la loza de la rápida que une la toma con el canal.

Empleamos la fórmula conocida ya, que indica que el espesor de un solado expuesto a la fuerza de subpresión debe ser  $\frac{4}{3}$  mayor que el que se necesitaría para que su solo peso equilibre a la resultante del empuje vertical, o sea:

$$e = \frac{4}{3} h_p / w$$

El caso mas desfavorable para este cálculo sería cuando se cierren las compuertas de toma en época de máximas avenidas por lo que la resultante vertical será igual a la subpresión sin descontar el peso propio del agua sobre el solado. Hemos calculado así medidas sobre el gráfico de la línea de gradiente hidráulica las subpresiones en tres puntos y obtenido:

En 1	$H_p = 0.70 \text{ T}$	$e_1 = 0.35 \text{ m.}$
En 2	$h_p = 0.92 \text{ T}$	$e_2 = 0.43$
En 3	$h_p = 1.06 \text{ T}$	$e_3 = 0.60 \text{ m.}$

### Pilares.-

Constituyen la parte principal de la estructura. Los tres pilares que componen el muro de compuertas reciben el empuje y la subpresión correspondiente a la mitad de la luz de las compuertas de cada lado ó sea de un ancho de cuatro metros.

Como no intervienen mas que tres fuerzas en el cálculo de la estabilidad de los pilares es un caso muy sencillo y seguimos para resolverlo el método gráfico únicamente que se puede apreciar en el dibujo correspondiente y cuyo desarrollo ya ha sido discutido al diseñar la presa.

El valor de las fuerzas se calcula a continuación:

### Empuje del agua.-

El empuje total sobre un pilar en las peores condiciones de cálculo será cuando en máximas avenidas estén cerradas las compuertas de toma y corresponde al empuje sobre un pared de cuatro metros de ancho por 3.30 mts de altura, que es la máxima altura sobre el fondo del canal de limpia. El empuje correspondiente a este nivel de agua será:

$$E = 4.00 \times 3.30 \times 1.65 \times 1,000 = 21,730 \text{ Kgs.}$$

### Centro de presión.-

Este empuje se ejercerá a  $\frac{1}{3}$  de la altura total de agua que actúa en el empuje, contando a partir del fondo, o sea:

$$\frac{1}{3} \times 3.30 = 1.10 \text{ mts.}$$

### Peso propio.-

Como los pilares son de concreto ciclópeo de buena calidad y con 30% de piedras grandes, tendrá con este objeto el mayor peso

propio que favorece la estabilidad y que suponemos sea de 2,400 kgs. por m<sup>3</sup>. El peso total será:

$$P_1 = (2.00 + 3.40/2) 4.60 \times 2,400 = 29,303 \text{ Kgs.}$$

Y en los cuatro metros de ancho que consideramos, añadamos la parte correspondiente a la subestructura, que es:

$$P_2 = 1.60 \times 3.40 \times 3.00 \times 2,400 = 39,168 \text{ Kgs.}$$

El peso total será:

$$P = P_1 + P_2 = 29,303 + 39,168 = 68,471 \text{ Kgs.}$$

#### Subpresión.-

El gráfico dá valores de la subpresión por metro cuadrado en toneladas. La intensidad de la subpresión se mide pues gráficamente.

El area que recibe esta subpresión es:

$$4.00 \times 3.40 = 13.60 \text{ m}^2$$

La subpresión bajo el centro de gravedad del pilar es de 2,430 Kg. p. m<sup>2</sup>.

La subpresión total sobre el mismo será:

$$S = 2,430 \times 13.60 = 33,048 \text{ Kgs.}$$

#### Comprobación de la estabilidad del pilar.-

Para esto debe llenar las condiciones de estabilidad que ya conocemos de la discusión de la presa.

la condición: No debe haber esfuerzos de tensión en la estructura para lo que la resultante de todas las fuerzas que actúan sobre ella debe pasar por el tercio central de la base. En nuestro caso esta condición está satisfecha pues en el gráfico se puede apreciar la forma de composición de fuerzas por el polígono de equilibrio y su ubicación en el perfil.

2a-Condición.-No debe haber posibilidad de derribo, para lo que el momento de la estabilidad debe ser mayor que el de derribo en proporción de 2 para el caso general.

Valoremos ambos momentos:

$$M_e = (68,476 - 33,048) 2.22 = 79,760 \text{ Kgnts.}$$

$$M_d = 21,780 \times 1.70 = 37,026 \text{ Kgnts.}$$

$$\text{Coef. estabilidad} = 79,760/37,026 = 2.15$$

Luego esta condición está satisfecha con toda seguridad.

3a-Condición.- No debe haber posibilidad de resbalamiento. Para ello la suma de las fuerzas horizontales debe ser menor que las verticales o sea:

$$\text{Tang } a = F_h/F_v = 21,780/35,923 = 0.606$$

El coeficiente recomendado en casos generales es de 0.75 como máximo. En nuestro caso queda el perfil en muy buenas condiciones con el valor obtenido.

4a-Condición.- La fatiga sobre el terreno de cimentación no debe exceder el valor límite recomendado.  
 En nuestro caso el terreno de cascajo y arena tiene una resistencia de 5Kg por cm<sup>2</sup>, o sea 50,000 kg. por metro cuadrado.

Las fatigas son:

$$P_1 = (1b-6e)F/b^2 = (1 \times 3.60 - 6 \times 1.22) 35,928 / 3.6^2 = 19,625 \text{ kpm}^2$$

$$P_2 = (6e-2b)F/b^2 = (6 \times 1.22 - 2 \times 3.60) 35,928 / 3.6^2 = 332 \text{ Kpm}^2$$

Estamos pues dentro de los límites permitidos con gran seguridad y por lo tanto el perfil adoptado siendo el más económico es completamente seguro por llenar todas las condiciones de estabilidad.

#### Loza vertical.-

Es la que une los pilares cerrando esos espacios completamente hasta el umbral de las aberturas de toma. Debe ser una superficie libre para que permita el paso de los cuerpos flotantes en época de avenidas siguiendo la dirección de la corriente.

La supondremos armada esta loza con el objeto de hacerla delgada. Solo soportará los empujes del agua ya que el peso del puente de operaciones quedará apoyado sobre los pilares y solo en su horde conecta con esta.

El empuje en un paño es de:

$$P = 3.00 \times 3.30 \times 1.65 \times 1,000 = 16,335 \text{ Kgs}$$

Lo supondremos uniformemente repartido y será una carga por metro lineal de:

$$P = 16,335 / 3.00 = 5,445 \text{ Kg.p.m.l.}$$

Estamos calculando la presión con exceso ya que no descontamos las aberturas, pero como se trata de rios torrentosos el margen de seguridad que setome en el cálculo de estructuras hidráulicas expuestas a ellos debe ser holgado, por lo que no es exagerado el nuestro. Además como la loza tiene solo 1.70 m de alto que es muy poco, no es necesario dividirla en secciones de 1.00 m para su cálculo por el método general, sino que simplificamos el cálculo en uno solo.

Consideremos la loza empotrada y calculemos los momentos máximos positivo y negativo que se producen en ella:

$$+ M_1 = 1/24 G L^2 = 5,445 \times 9 / 24 = 2,041.87 \text{ Kg.}$$

$$- M_2 = 1/12 G L^2 = 5,445 \times 9 / 12 = 4,083.75 \text{ Kg.}$$

Sea:  $n = E_e/E_b = 10$  el coeficiente de los módulos de elasticidad del hierro entre el del hormigón.

db- Fatiga del hormigón - 40 Kg.p.cm<sup>2</sup>

de- Fatiga del hierro - 1,000 Kg.p.cm<sup>2</sup>

$h' = r \sqrt{M/b} = 0.438 \sqrt{M/b} = 19.75 \text{ cms.}$

Se-  $0.25 \sqrt{Mb} = 11.3 \text{ cm}^2$  - sección de hierro

X -  $0.286 h' = 5.65 \text{ cm}$  distancia del eje neutro a la fibra.

Para resistir el momento negativo en los apoyos se necesitará una sección de:

$$h' = 0.438 \sqrt{M/b} = 27.9 \text{ cms}$$

$$Se = 0.25 \sqrt{Mb} = 15.95 \text{ cms}^2$$

$$X = 0.286 h' = 7.99 \text{ cms}$$

Comprobemos si las fatigas son admisibles:

$$\begin{aligned} X &= nSe/b \left[ \sqrt{1 + 2bh/nSe} - 1 \right] \\ &= 10 \times 11.3 / 10 \left[ \sqrt{1 + 2 \times 100 \times 20 / 10 \times 11.3} - 1 \right] \\ &= 5.5 \text{ cms.} \end{aligned}$$

La fatiga máxima del hormigón es:

$$\begin{aligned} db &= 2M/bX(h-x/3) = 2 \times 2,042 / 100 \times 5.5 (20 - 5.5/3) \\ &= 41.2 \text{ Kg. p. cm}^2 \end{aligned}$$

La fatiga máxima del hierro será:

$$\begin{aligned} de &= M/Se(h-x/3) = 2,042 / 11.3 \times 18.2 \\ &= 927 \text{ Kg.p.cm}^2 \end{aligned}$$

que son valores admisibles.

De igual modo encontramos las fatigas del hierro y del hormigón en los apoyos de la loza:

$$\begin{aligned} X &= 7.99 \text{ cms.} \\ db &= 39.99 \text{ Kg.p.cm}^2 \\ de &= 1,001 \text{ Kg.p.cm}^2 \end{aligned}$$

La sección calculada es pues segura y podemos distribuir los fierros en la forma:

$$\begin{aligned} \text{Para M1 -Se} &= 11.3, \text{ 5 fierros redondos de } 1/2'' \text{ p.m.l.} \\ \text{Para M2 -Se} &= 15.9, \text{ 6 fierros redondos de } 1/2'' \text{ p.m.l.} \end{aligned}$$

-----

MURO DE COMPUERTAS DE LIMPIA

Está constituida esta estructura por dos pilares que sostienen la plataforma de operaciones, con el mecanismo de izaje de una hoja de seis metros de luz, que es el ancho del canal de limpia proyectado y cuya compuerta puede levantarse mas alto que las mayores avenidas con el objeto de que los cuerpos flotantes pasen libremente.

Fuerzas que actúan en la estructura.-

Son las ya conocidas en la discusión de las anteriores estructuras de toma, a saber: empuje del agua, subpresión de la misma, el peso propio de la estructura y la fuerza de erosión de la corriente subterránea.

Camino de percolación.-

El lecho del río ya sabemos que es de arena y cascajo y el coeficiente que se aconseja en este caso es de 3 a 10. Adoptamos este último para mas seguridad y tenemos;

$$L - C H \quad - \quad 10 \times 2.25 \quad 22.50 \text{ mts}$$

Aumentaremos este valor para tener simetría con el vertedero inmediato y daremos a este camino una longitud de:

$$L - 24.00 \text{ mts.}$$

Ya sabemos que el objeto de esta longitud es tener un valor seguro contra la fuerza dinámica de erosión subterránea bajo el solado.

Subestructura.-

Constituye la cimentación de los pilares y está considerada en el cálculo de estabilidad correspondiente. Se puede considerar aquí la loza que constituye el fondo del canal de limpia inferior o aguas abajo del vertedero y que debe soportar exclusivamente la fuerza de subpresión en el caso mas desfavorable. En cuanto a la erosión que tambien soporta debido a la alta velocidad de salida del agua a través de las compuertas de limpia, ella estará contrarrestada por la buena calidad del piso o acabado de la loza que cubriremos en nuestro caso con piedra de 40 cms de espesor asentada con mortero de cemento fuerte.

Calculemos los espesores de la loza en referencia. Dibujemos para ello la línea de gradiente hidráulica para máximas avenidas y sobre ella medimos los valores de subpresión en toneladas por metro cuadrado y el espesor de la loza será capaz de equilibrar este empuje con su propio peso con un exceso como ya sabemos debe ser de 1/4 mayor, o sea:

$$e = 3/4 h_p / w$$

Por ser la variación de presiones uniforme, calculemos solo en dos puntos el espesor, así:

$$\begin{array}{l} \text{En 1} \quad h_p = 3.00 \quad e = 1.65 \text{ m.} \\ \text{En 2} \quad h_p = 1.70 - 0.50 = 1.20 \quad e = 0.60 \text{ m.} \end{array}$$

Debido a la alta velocidad de salida del agua por la compuerta de limpia, consideremos nula la altura de aguas abajo de esta estructura, para estar dentro de la seguridad aconsejada y solo consideremos una altura de agua de 0.50 m al nivel del canal al producirse la ola o salto hidráulico de llegada a la corriente del río.

### Pilares.-

Constituyen la parte principal de la estructura. Ellos soportan el empuje del agua y la subpresión correspondiente a la mitad de la luz de la compuerta. Hemos considerado cada pilar como independiente en su trabajo resistente y como solo intervienen tres fuerzas en su cálculo, esto resulta sumamente sencillo por lo que nos remitimos al método gráfico ilustrado en la figura correspondiente.

El cálculo de las fuerzas que intervienen es el siguiente:

### Empuje del agua-

$$E = 1 \times 3.30 \times 1.65 \times 1,000 + 3 \times 1.70 \times 2.45 \times 1,000 \\ = 17,940 \text{ Kgs.}$$

### Centro de presión.-

Esta fuerza sabemos que se ejerce a  $1/3$  de la altura total de agua contada a partir del fondo o sea  $3.30/3 = 1.10$  mts.

### Peso propio.-

Supondremos el peso propio de la masa resistente construida con materiales de buena calidad igual a  $2,400 \text{ Kgs.p.m}^3$ . El peso total de la estructura está compuesto de un rectángulo y un trapecio o sea:

$$P = 2 \times 2 \times 2 / 400 + (2+5/2) \times 3.60 \times 2,400 \\ = 9,600 + 30,240 = 39,840 \text{ Kgs.}$$

### Subpresión.-

El gráfico que acompañamos muestra la línea de gradiente hidráulica debida a la subpresión que da valores de toneladas por metro cuadrado. Bajo la resultante del peso propio el valor de la subpresión es de  $3.57 \text{ Ton. p.m}^2$  y como el pilar tiene  $5.00$  mts de ancho en la base, la subpresión total será:

$$3.57 \times 5.00 = 17,850 \text{ Kgs.}$$

### Comprobación de la estabilidad del pilar.-

Para esto debe llenarse las condiciones de estabilidad ya establecidas, que son cuatro.

### 1a condición-

Para que no haya tensión en la masa del pilar la resultante de las fuerzas que actúan sobre él debe pasar por el tercio central de la base, lo que se realiza completamente en nuestro caso según se puede apreciar en el gráfico correspondiente.

### 2a Condición.-

Debe haber seguridad contra el derribo. Para ello el momento estable debe ser doble que el de derribo, o sea:

$$M_e = 21,990 \times 3.35 = 73,666 \text{ Kgmts.} \\ M_d = 17,940 \times 1.70 = 30,498 \text{ "}$$

$$\text{Coeficiente de seguridad} = M_e/M_d = 2.41$$

Este coeficiente es superior al normal exigido por la condición queda satisfecha muy bien.

### 3a condición.-

Debe haber seguridad contra el resbalamiento.

Para ello la tangente del ángulo que forma la componente vertical de la resultante y esta misma resultante no debe pasar de un valor máximo de 0.85.

$$\text{Tang } \alpha = \frac{F_h}{F_v} = \frac{17,940}{21,990} = 0.81$$

El valor de este coeficiente, como en el caso del vertedero, es un poco alto pero si se tiene en cuenta que la estructura del pilar está adherida al solado que forma el fondo del canal de limpia que posee un gran espesor y que soporta solo la fuerza de subpresión, se debe establecer que el resbalamiento de la estructura es imposible.

#### 4a Condición.-

No debe excederse el valor seguro de fatiga del terreno de cimentación. Calculemos para ello las fatigas máximas y mínimas sobre la base de cimentación:

$$\begin{aligned} P_1 &= (4b-6e)F/b^2 = (4 \times 5 - 6 \times 1.95) 21,990 / 25 \\ &= 7,300 \text{ Kg. p. m}^2 \\ P_2 &= (6e-2b)F/b^2 = (6 \times 1.95 - 2 \times 5) 21,990 / 25 \\ &= 1,495 \text{ Kg. p. m}^2 \end{aligned}$$

Como la resistencia del terreno de cascajo y arena es de 5 Kg.p.cm<sup>2</sup> con toda seguridad, lo que equivale a 50,000 Kg. por metro cuadrado, existe plena seguridad contra hundimiento de la estructura.

El perfil calculado es pues seguro.

-----

## MUROS DE ENCAUZAMIENTO DE LA TOMA

Estos son del tipo simple de concreto ciclópeo. Han tenido que diseñarse con un perfil robusto para contrarrestar la fuerza de subpresión y el empuje de las tierras que contienen por la cara posterior al agua y cuyo empuje resulta superior al empuje del agua en el caso más desfavorable. En efecto el relleno posterior a los muros llega hasta su coronación y el agua solo a 3.30 mts de altura.

Muros de encauzamiento de aguas arriba.-

### Camino de percolación:

Por estar cimentados los muros en terreno de las orillas o cercano a ellas, la consistencia de ellos suponemos es mayor que la del centro del río. Consiste de cascajo, arena y arcilla de cierta consistencia. El coeficiente que podemos aceptar es de  $C = 6$  y el camino de percolación será:

$$L = C H$$

$$C = L H = 6 \times 3.33 = 19.80 \text{ mts.}$$

Como el muro no está en la corriente principal ni en las secundarias, pues aguas abajo de él no hay nivel de agua y las filtraciones se producen a 90° grados con la dirección de la corriente del Río, el camino de percolación en la práctica debe tomarse en este caso como 50% del valor teórico o sea:

$$L = 10 \text{ mts.}$$

### Peso propio.-

Consideramos un trapecio y un rectángulo en que se divide el perfil para este cálculo y tenemos:

$$P = (1.20 + 3.00 / 2) 4.00 + 4.00 \times 1.00 = 2,400 = 12,400 \text{ Kgs.}$$

### Subpresión.-

Del gráfico correspondiente bajo el centro de gravedad del perfil medimos la distancia de la base a la línea de gradiente hidráulica, teniendo:

$$s = 3.10 \text{ Ton.p.m}^2$$

Y como la base mide cuatro metros, la subpresión será:

$$S = 3.10 \times 4.00 = 12.4 \text{ Ton.} = 12,400 \text{ Kgs.}$$

### Empuje del agua.-

Este empuje es pequeño comparado con el de la tierra. Su valor es:

$$e = 1/2 \times 3.30^2 \times 1,000 = 5,445 \text{ Kgs.}$$

En el cálculo de la estabilidad lo despreciamos pues consideramos el momento que el agua por cualquier circunstancia imprevista no actúe sobre el muro, quedando solo sometido al empuje de la tierra que es mayor. Esto no implica despreciar la subpresión que por ser subterránea puede actuar sin que el agua superficial esté inmediata al muro.



Empuje de la tierra.-

Suponemos el relleno hecho con cascajo, arena y arcilla mezclados y con cierta humedad que puede ser la de lluvia. El empuje es:

- $1/2 W h^2 (1 - \text{sen } a / 1 + \text{sen } a)$
- $1/2 \times 1,770 \times 25 (1 - \text{sen } 30^\circ / 1 + \text{sen } 30^\circ)$
- 7,301 Kgs.

Comprobación de la estabilidad de la estructura.-

Analicemos las cuatro condiciones ya discutidas en discusiones anteriores y tenemos:

1a Condición.- Está satisfecha porque si se examina el gráfico correspondiente vemos que la resultante en el caso mas desfavorable pasa por el extremo del tercio central. No estará pues sometida a esfuerzos de tensión el muro.

2a Condición: Valoremos los coeficientes de estabilidad

$$\begin{aligned} M_e &= (29,760 - 12,400) 2.04 = 35,414 \text{ Kgmts.} \\ M_d &= 7,301 \times 1.66 = 12,119 \text{ "} \end{aligned}$$

$$\text{Coeficiente de estabilidad} = M_e / M_d = 2.9$$

Tenemos un coeficiente bastante alto y la condición satisfecha por tanto.

3a Condición.- Valoremos el coeficiente de seguridad al resbalamiento:

$$F_H = 7,301 \quad F_V = 17,360$$

$$\text{Coef. } F_H / F_V = 0.42$$

Que es un valor muy seguro por ser mas bajo que el máximo requerido.

4a Condición.-

Valoremos las fatigas sobre el terreno de cimentación:

$$\begin{aligned} P_1 &= (4b - 6e) W / b^2 = 8,701 \text{ Kg.p.m}^2 \\ P_2 &= (6e - 2b) W / b^2 = 1,338 \text{ " "} \end{aligned}$$

Estos valores son muy inferiores a la resistencia aceptada del terreno y la condición queda satisfecha.

-----

MURO DE ENCAUZAMIENTO  
AGUAS ABAJO DE LA  
BOCA - TOMA

En la misma forma que las estructuras anteriores procedemos al cálculo de esta cuyas conclusiones son:

Camino de percolación.-

$$L = CH = 10 \times 75 / 100 \times 1.05 = 7.87 \text{ mts}$$

o prácticamente 8.00 metros.

Empuje de las tierras.-

$$E = \frac{1}{2} wh^2 (1 - \frac{\sin a}{1 + \sin a})$$

$$= \frac{1}{2} \times 1,770 \times 9 (0.5 / 1.5) = 2,628 \text{ Kgs.}$$

Peso propio.-

$$(0.60 + 2/2) 3 \times 2,400 = 9,360 \text{ Kgs}$$

$$1 \times 0.7 \times 2,400 = 1,680 \text{ Kgs}$$

$$\underline{\hspace{10em}} 11,040 \text{ Kgs.}$$

Subpresión.-

$$S = 1,360 \text{ Kg. p. m}^2 \times 2.00 + 1,360 \times 0.70 = 3,672 \text{ Kgs}$$

Resultante:  $11,040 - 3,672 = 7,368 \text{ Kgs}$

Empuje del agua.-

$$1.05 \times 0.525 \times 1,000 = 551 \text{ Kgs.}$$

Comprobación de la estabilidad.-

1a condición.- Gráficamente se aprecia satisfecha.

2a condición.-

$$H_e / M_d = 7,368 \times 1.40 / 2,628 \times 1.00 = 4.9$$

satisfecha con exceso.

3a condición.-

$$F_h / F_v = \tan a = 2,628 / 7,368 = 0.35$$

satisfecha ampliamente.

4a Condición.-

$$P_1 = (4b - 6e) F / b^2 = (4 \times 2.70 - 6 \times 1.10) 7,368 / 2.72 = 4,214 \text{ Kgs.}$$

$$P_2 = (6e - 2b) F / b^2 = (6 \times 1.10 - 2 \times 2.70) 7,368 / 2.72 = 1,212 \text{ Kgs}$$

que son fatigas soportables con toda seguridad.

riesgos

seguros.

## DESARENADOR

### Generalidades.-

Los desarenadores tienen por objeto eliminar el sedimento que transporta el agua de un canal y que resulta perjudicial al sistema de canales de conducción y distribución del agua por la obstrucción que se puede ocasionar en ellos debido a los cambios inevitables que en su velocidad pueden ocurrir, su sedimentación y disminución de sección y capacidad.

Hay dos tipos de estructuras desarenadoras. Un tipo mejor adaptado a aguas que transportan sedimentos arenosos gruesos y pesados que se mueven atrastrándose por el fondo del canal y consiste en unos dispositivos que los colectan y expulsan de la corriente. Son prácticamente trampas de arena. El otro tipo se adapta mejor a nuestro caso y consiste en una basija en que se fomenta la sedimentación haciéndola de sección transversal suficientemente grande para tener en ella una velocidad menor que la del canal. El sedimento es luego vaciado a través de compuertas a un cauce eliminador.

El tipo de Desarenador escogido consiste esencialmente en una basija alargada en que se produce la deposición del material transportado debido a la disminución de velocidad. La cantidad de material depositado depende de la velocidad reducida y del espacio de tiempo que el agua recorre la basija que es proporcional a la longitud de la misma. El diseño de este tipo de estructura comprende una consideración del tamaño de la basija cuando esta está vacía y cuando está ocupada en parte por el sedimento y se reduce por ello su sección. La velocidad del agua en la basija debe ser inferior a la obtenida en todo el sistema de canales y cuando estos son operados en la época de máxima sedimentación.

En nuestro caso se dispone de agua en exceso para el funcionamiento continuo del Desarenador por lo que este no disminuirá de sección con la sedimentación. En efecto en la época de avenidas en que el agua contiene mayor cantidad de sedimentos, el desarenador eliminará constantemente 2 m<sup>3</sup> por segundo.

### Cálculo de la sección.-

Según Du Buat las velocidades límites por debajo de las cuales el agua cesa de arrastrar diversas materias son 0.18 m.p.s para la arena muy fina y 0.30 m.p.s para el sedimento arenoso medio. Suponemos que el sedimento arrastrado por el Río X sea de este tipo y entonces daremos a la taza del Desarenador una sección media que permita esta velocidad de depósito de 0.30 m.p.s.

$$A = Q/V = 16/0.30 = 53.30 \text{ m}^2$$

Como la eliminación se hace por la primera taza que a la vez sirve de aliviadero y evacúa también el sedimento pesado como piedras y cascajo que pudiera haber entrado al canal, la segunda taza solo tendrá una velocidad de sedimentación menor de:

$$V = Q/A = 14/53.30 = 0.27 \text{ m.p.s.}$$

Cuando el agua está cargada de materias en suspensión no se produce de repente la separación de ellas cuando la velocidad desciende al valor límite, sino que es necesario que se conserve esa velocidad un tiempo determinado. La arena fina que pretendemos separar tiene una velocidad de descenso aproximado de 0.05 m.p.s. luego 46 segundos serán suficientes para hacerla bajar:

$$46 \times 0.05 = 2.30 \text{ mts}$$

y toda la arena quedará mas bajo que el nivel de salida. Es así como hemos calculado la Longitud necesaria de las tazas, dabbdoles:

$$L - V \times t = 0.30 \times 46 = 13.80 \text{ mts.}$$

#### Talud.-

El talud de reposo de la arena es de 1x1 por lo que hacemos de esa misma inclinación todos los taludes de las tazas. Hemos adoptado tambien en lo posible taludes mayores como 1.4 en 1 y tambien menores como 1 1/4 en 1 a la entrada porque la velocidad de entrada del agua ayuda el resbalamiento del sedimento a lo largo del fondo de la transición.

#### Cimentación.-

El terreno de la clase en que irá ubicado la estructura desarenadora es de arcilla mezclada con arena y cascajo en forma de conglomerado duro y puede soportar con toda seguridad una carga de 1 Ton. por pié cuadr. o sea 10.76 Ton por m<sup>2</sup>. La mayor profundidad del agua es de 7.05 mts lo que da 7.05 Ton por m<sup>2</sup>, a esto hay que agregar el peso de la loza que es de 0.50 m de espesor y cuyo peso es:

$$0.50 \times 2,400 = 1,200 \text{ kilos.}$$

Entonces:

$$P = 7,050 + 1,200 = 8,250 \text{ Kg.}$$

El terreno puede soportar

$$10.76 \times 909 = 10,652 \text{ Kg.}$$

o sea aproximadamente 1.2 veces la carga de seguridad. En estas condiciones calculamos el refuerzo de acero solo para 1/3 de la carga total que actúa sobre cada loza. Este refuerzo servirá normalmente como refuerzo de temperatura y como refuerzo a la tensión solo en caso de producirse hundimientos del terreno.

#### Calculo de las lozas.-

Las lozas las calculamos sección por sección.

La sección de las tazas que tiene talud 1.4 x 1, tienen una carga de agua media de 6.00m. Usando unidades inglesas H = 20 pies

$$p = 20 \times 6.25 = 1,250 \text{ lbs por pié cuadr.}$$

$$\text{luz promedio} = \frac{5.4 + 1.4 + 1.0}{2} \text{ dividido todo por dos} = 3.90 \text{ m} = 12.7 \text{ pies}$$

El momento de flexión para una faja de loza de 1 pié de ancho con cuatro apoyos será:

$$M = pl^2/16 = 1,250 \times 12.8^2 / 16 = 12,800 \text{ libras pié}$$

La altura efectiva de la loza será:

$$d = (M/K)^{1/2} = (12,800/100.7)^{1/2} = 11.2 \text{ pulgadas}$$

El espesor total será:

$$e = 16 \text{ pulgadas.}$$

El coeficiente K corresponde a 650 lbs por pulg cuadr para el concreto y 13,000 lbs por pulg. cuadr. para el acero.

La sección de acero correspondiente a esta loza sería:

$$As = M / fsjd = 12,800 \times 12 / 13,000 \times 0.883 \times 11.2 = 0.856 \text{ pulg. cuadr.}$$

Como el refuerzo se ha de poner solo para 1/3 del momento

haremos  $As = 1/3 \times 0.856 = 0.29 \%$  que se obtendrá con una barra de  $5/8"$  en ambas direcciones y los pondremos también en ambos casos para los esfuerzos negativos. Las caras de las tazas perpendiculares al eje del canal son más pequeñas en área, pero les pondremos iguales refuerzos por uniformidad de diseño y facilidad de ejecución de la obra.

Los taludes laterales de  $1.4$  en  $1$  que quedan inmediatos encima de las tazas tienen una longitud de  $10.80$  mts pero la sección que corresponde a cada taza es de  $5.40$  mts; consideraremos la carga de agua que actúa a  $1/3$  de su parte más baja, entonces:

$$\begin{aligned} H &= 2/3 \times 3 + 1.5 = 3.50 \text{ m} = 11.4 \text{ pies} \\ p &= 11.4 \times 6.25 = 712 \text{ lbs} \\ l &= 5.4 \text{ m} = 17.7 \text{ pies} \\ M &= 712 \times 17.7^2 / 16 = 14,000 \text{ lb.pie} \\ d &= (14,000 / 100.7)^{1/2} = 11.8 \text{ pulg.} \\ \text{espesor total} &= 14 \text{ "} \end{aligned}$$

El área de acero será:

$$As = 1/3 \times 14,000 \times 12 / 18,000 \times 0.883 \times 11.8 = 0.295 \%$$

Se pondrá pues un fierro de  $5/8"$  redondo cada  $12"$ .

Estas barras también irán colocadas en ambas direcciones y ambas caras, pero al ir subiendo la loza no será necesario colocarlas tan juntas y así las barras horizontales las espaciaremos más hasta  $14"$  o sea  $0.35$  mts aproximadamente. Este mismo refuerzo se pondrá en los otros taludes de igual profundidad en la estructura.

Pared vertical donde van las compuertas.-

$$\text{Aquí } h = 6.00 \text{ mts } = 20 \text{ pies}$$

$$\begin{aligned} p &= 1,250 \text{ lbs.} \\ l &= 2.50 + 3.5 / 2 = 3.00 \text{ m} = 10 \text{ pies} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M &= 1,250 \times 10^2 / 16 = 7,800 \text{ lbs. pie} \\ d &= (7,800 / 100.7)^{1/2} = 8.8 \text{ "} \end{aligned}$$

Por facilidad de construcción diseñamos esta pared de  $0.60$  m  $= 24"$  aproximadamente. Entonces:

$$\begin{aligned} d &= 20 \text{ "} \\ As &= 7,800 \times 12 / 18,000 \times 0.883 \times 20 = 0.293 \%$$

O sea  $1$  fierro de  $5/8"$  en ambos sentidos, los pondremos también en ambas caras teniendo en cuenta que cuando el desrenador esté vacío podrá hacer empuje del lado de afuera. En esta parte la estructura no trabaja por cimentación y por eso no podremos considerar como en el caso de las lozas que el terreno soporta los  $2/3$ .

Paredes verticales altas.-

Estas tienen  $2$  m de altura, pero el agua llega solo a  $1.50$  m  $= 5$  pies aproximadamente. El empuje del agua es:

$$\begin{aligned} K &= 1/2 \times 6.25 \times 5^2 = 782 \text{ lb.} \\ M &= 782 \times 5/3 = 1,300 \text{ lb. pie} \\ d &= (1,300 / 100.7)^{1/2} = 3.6 \text{ "} \end{aligned}$$

Por diseño estas paredes tienen un espesor de  $0.30$  m  $= 12"$  aproximadamente, entonces diremos  $d = 9.5"$  y

$$As = 1,300 \times 12 / 18,000 \times 0.883 \times 9.5 = 0.104 \%$$

que se obtendrá poniendo una barra de  $3/8"$  cada  $12"$ .

El esfuerzo cortante es muy pequeño y no vale la pena calcularlo, porque el concreto solo puede resistirlo porque hemos hecho el valor de  $d$  casi tres veces mayor que el necesario.

El esfuerzo de agarré será ahora.

$M = 782/0.883 \times 9.5 \times 1.2 = 78$  lb. por pié cuad. que no excede al máximo de 100 lbs que se puede usar. (El factor 1.2 es el perímetro de una barra de  $3/8"$ ).

Según los cálculos de las compuertas, el esfuerzo de elevación de una de ellas mas el peso del eje y de la hoja de compuerta es de 5,000 Kg  $= 11,000$  lb; el peso de la viga mas cualquier sobrecarga que pueda haber lo consideraremos como 37,000 lb.; entonces

$$\begin{aligned} p &= 48,000 \text{ lbs.} \\ l &= 12.5 \text{ m} = 41 \text{ pies} \\ M &= 44,500 \times 41/8 = 227,000 \text{ lbpié} \\ d &= (227,000 \times 12 / 100.7 \times 20)^{1/2} = 36.5" \end{aligned}$$

Hemos considerado el ancho en 20" aun cuando la viga según diseños p puede trabajar como viga U invertida, pero hemos considerado 20" en vez de 16" que suman los dos nervios de la viga.

As  $= 227,000 \times 12 / 18,000 \times 0.883 \times 36.5 = 4.74 \%$  que se obtendrá con 6 barras de 1"; tres en cada nervio. Pero para que haya simetría en su colocación así como para mayor seguridad pondremos 4 barras de 1" en cada nervio.

Esfuerzo cortante.-

$$\text{Aquí } \bar{v} = V/jbd = \frac{48,000/2}{0.883 \times 16 \times 36.5} = 47$$

que excede en 7 libras por pulgada cuadrada el coeficiente que puede resistir el concreto solo. Este exceso de esfuerzo será en total

$$F = 7 \times 16 \times 36.5 \times 0.883 = 3,610 \text{ lb}$$

Doblando dos de las barras de 1" tendremos una resistencia 4 veces mayor y quedará bien el diseño para resistir el esfuerzo cortante.

Esfuerzo de agarre.-

$$\text{Aquí } u = 8 \times 3.14 \times 16 = 25.12 \text{ "}$$

$$y \quad u = V/jd0 = 24,000 / 0.883 \times 36.5 \times 25.12 = 29.6 \text{ lb por pulg. cuad.}$$

Este esfuerzo es muy bajo.

Según el diseño ajustado a estos cálculos, encontramos ahora que el area de la sección de la viga es 0.52 m<sup>2</sup> que da en total:

$$0.52 \times 12.5 = 6.5 \text{ m}^3 \text{ de concreto que pesará:}$$

$6.5 \times 2,400 = 15,600 \text{ Kg.} = 34,320 \text{ lb.}$  como calculamos a priori 37,000 lb, el exceso será de 2,680 lb. que puede ser una sobrecarga extra tal como por ejemplo de el peso de 18 personas con lo que el peso supuesto queda bien dentro de toda seguridad

La loza que forma el techo de la U de la viga tiene según diseño 0.20 m de espesor, entonces el peso en los 0.60 m libras - 2 pies y por pié corrido será:

$$p' = 2 \times 100 = 200 \text{ lbs.}$$

La sobrecarga la consideraremos en 140 lb por pié cuadrado. Entonces:

$$\begin{aligned} p + p' &= 200 + 280 = 480 \text{ lb} \\ M &= 480 \times 2 / 8 = 120 \text{ lb. pié} \\ d &= (120 / 100.7)^{1/2} = 1.1" \end{aligned}$$

$$\text{As} = 120 \times 12 / 18,000 \times 0.883 \times 6 = 0.015 \text{ "}$$

que no vale la pena tener en cuenta porque el refuerzo de temperatura sobra para compensar el esfuerzo que hemos calculado.

Debido a las dimensiones y forma de la viga habrá que ponerle refuerzo de temperatura en todas sus caras y longitudinal y transversalmente. Todo esto lo hacemos con barras de  $3/8"$  colocadas cada 0.30m en forma de rejilla.

### Descarga de las compuertas.-

Con la carga debida a la altura de agua de 7.05 mts en el umbral de las compuertas, la velocidad de salida será:

$$V = (2gh)^{\frac{1}{2}} = (19.6 \times 7.05)^{\frac{1}{2}} = 11.75 \text{ m. p. s.}$$

Con esta velocidad y para descargar 2 m<sup>3</sup> por las dos compuertas, el area de la abertura será:

$$\text{Siendo } C = 0.7$$

$$Q = 2 \text{ m}^3 \text{ ps}$$

$$V = 11.75 \text{ mps}$$

Y aplicando la fórmula de Kutter

$$A = Q/CV = 0.243 \text{ m}^2$$

La altura de la abertura será:

$$0.243/2 \times 1.00 = 0.125 \text{ m}$$

Esta altura será pues suficiente para descargar los sedimentos finos y gruesos que llegarán a la taza.

Esta altura deberá ser mayor cuando actúa una sola compuerta que es como funcionará en la práctica ya que la primera taza se dedicará especialmente a esta eliminación en época de avenidas y la segunda taza solo será actuada periódicamente cuando se llegue a acumular suficiente cantidad de sedimento fino.

### Cálculo del esfuerzo de elevación de las compuertas.-

La abertura de las compuertas es de 1.00 m x 0.80 m y la hoja de la misma tendrá 1.10m x 0.90 m lo quedará un area de 0.99 m<sup>2</sup>. La carga de agua al centro de la hoja será pues:

$$7.05 - 0.80/2 = 6.65 \text{ m}$$

Esta carga da una presión equivalente a 6,650 Kg por m<sup>2</sup>.

La carga total será entonces:

$$P = 6,650 \times 0.99 = 6,585 \text{ Kg.}$$

El esfuerzo de elevación debido a esta carga será:

$$E = 6,585 \times 0.7 = 4,610 \text{ Kg.}$$

A esto hay que agregar mas o menos 300 Kg del peso de la hoja y el vástago, por lo que el anterior esfuerzo se puede considerar en cigras redondas como:

$$E = 5,000 \text{ Kg.}$$

Al bajar la compuerta el esfuerzo será:

$EB = 6,585 \times 0.35 = 2,305 \text{ Kg}$  menos el peso de la hoja y vástago o sea

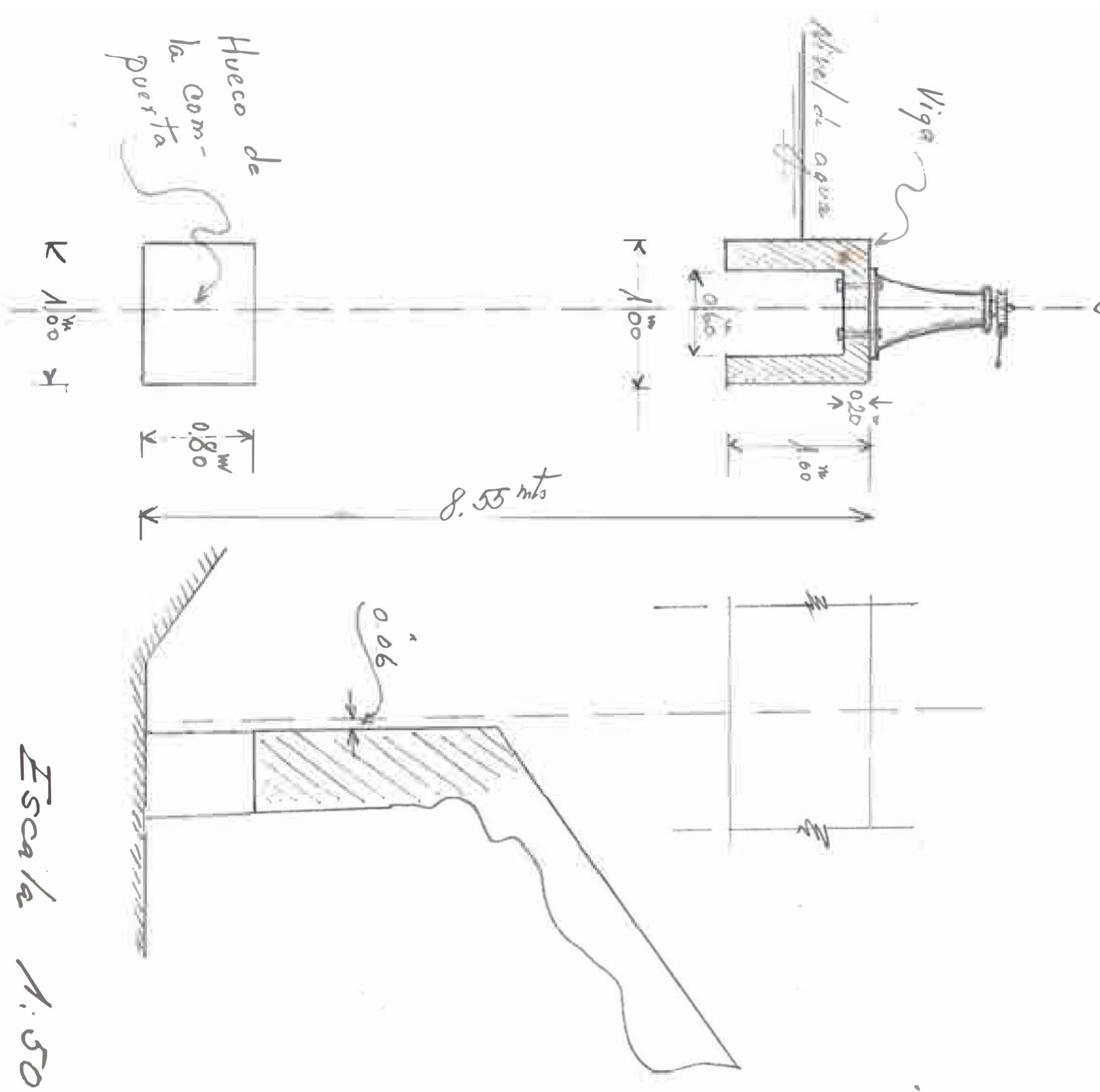
$$Eb = 2,305 - 300 = 2,005 \text{ Kg.}$$

Se ha diseñado para estas compuertas, así como las de toma un mecanismo sencillo de tornillo sin fin.

La superficie de las tazas se harán muy lisas i suaves para facilitar la eliminación del sedimento.

Vista de frente

CORTE lateral



Escala 1:50 aprox.

Esquema del mecanismo de compuertas



Tipo 2

$Vol = 13.91 \text{ m}^3$

$d = 1.70 \text{ m}$

$b = 5.15 \text{ m}$

Tipo 3

$Vol = 10.88 \text{ m}^3$

$d = 1.60 \text{ m}$

$b = 4.80 \text{ m}$

Tipo 4

$Vol = 8.55 \text{ m}^3$

$d = 1.60 \text{ m}$

$b = 4.00 \text{ m}$

Tipo 5

$Vol = 8.10 \text{ m}^3$

$d = 1.50 \text{ m}$

$b = 3.50 \text{ m}$

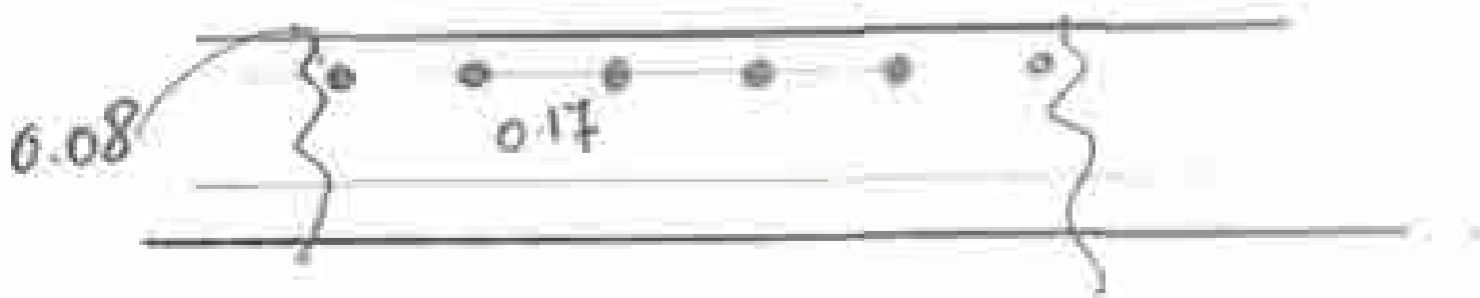
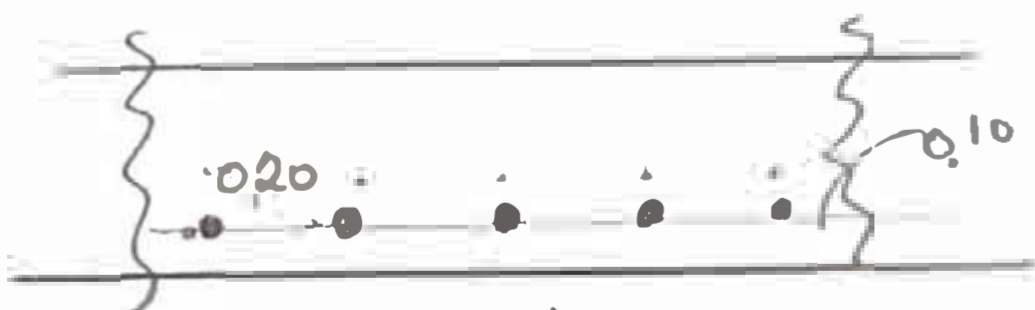
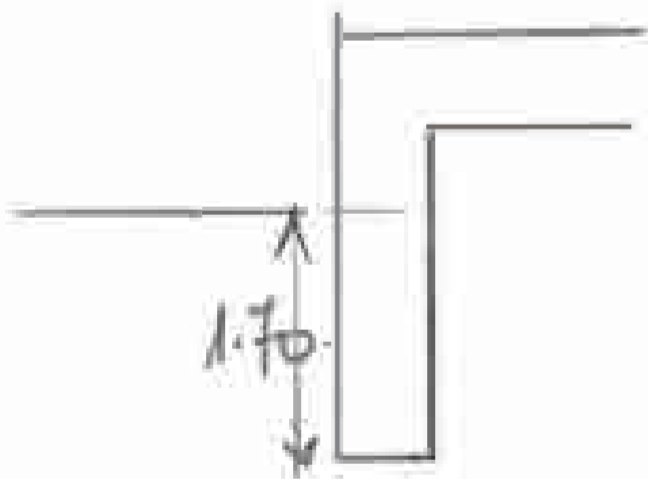
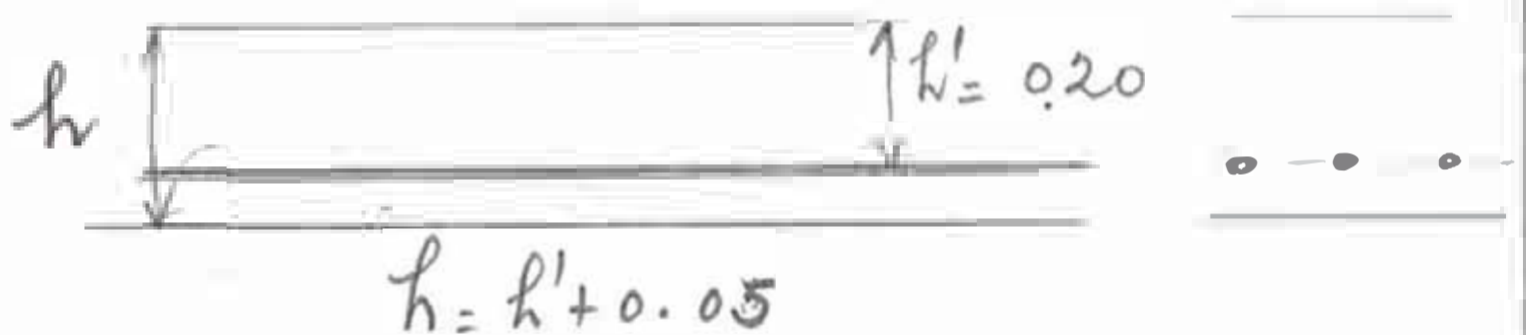
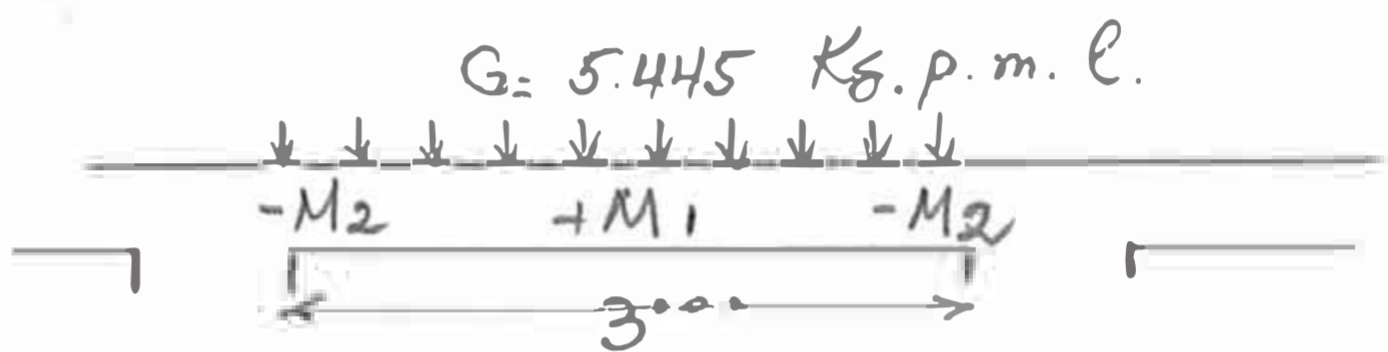
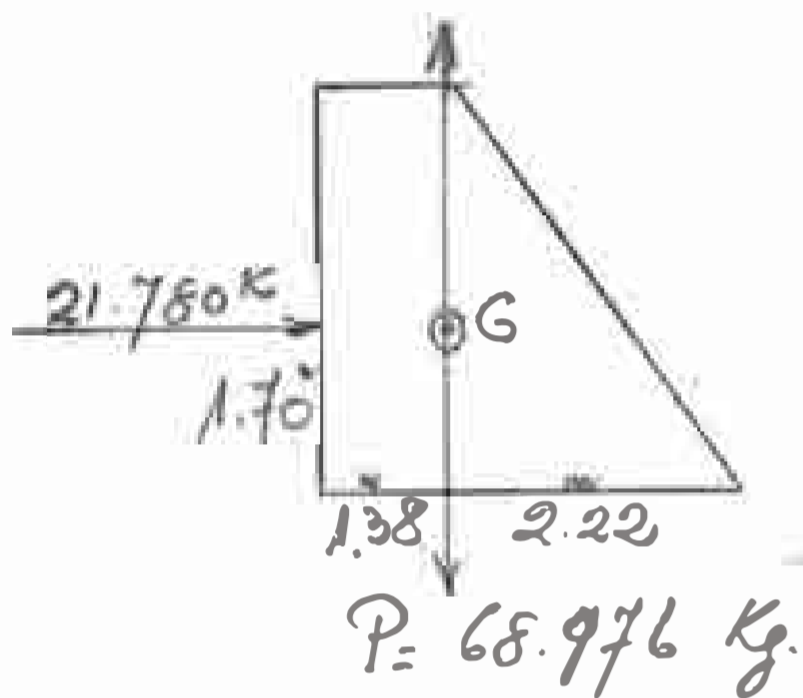
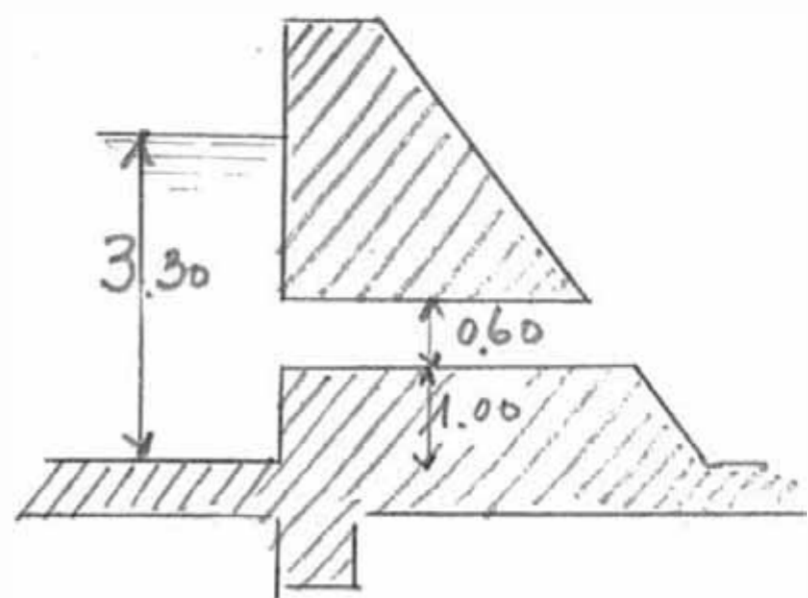
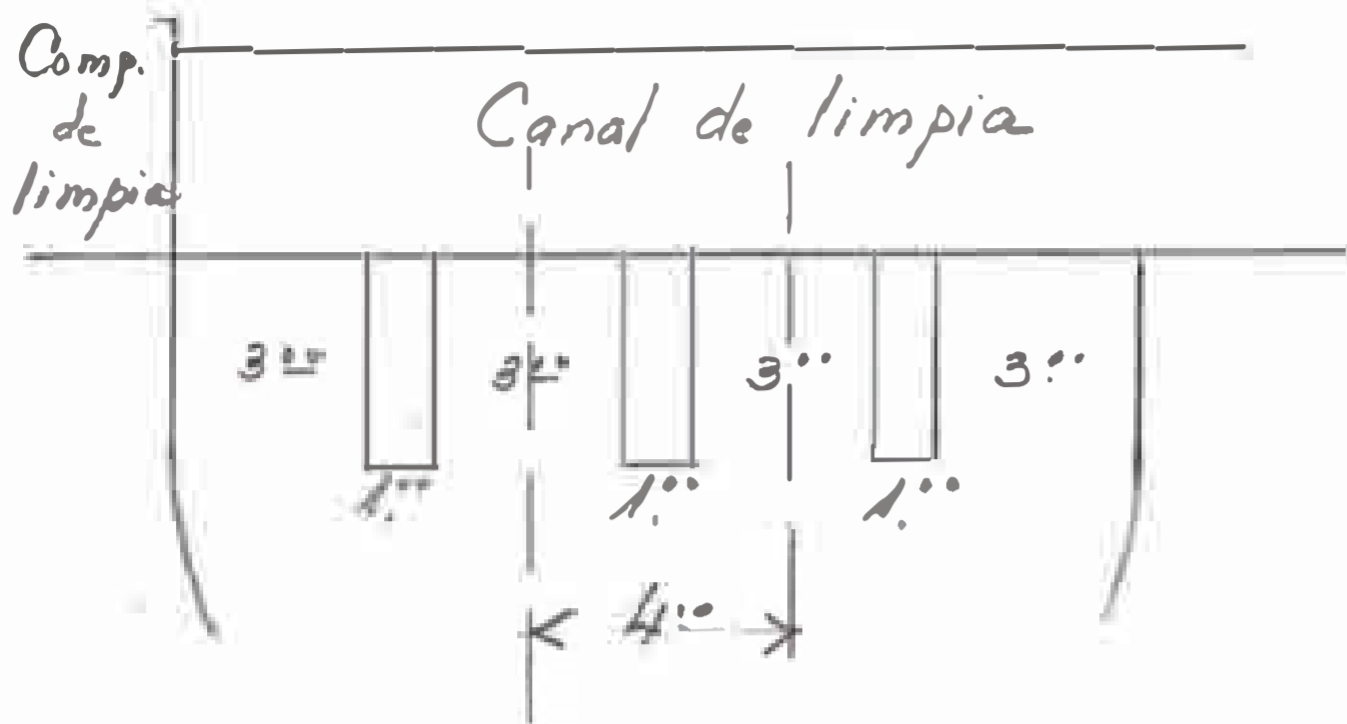
Tipo 6

$Vol = 6.75 \text{ m}^3$

$d = 1.40 \text{ m}$

$b = 3.00 \text{ m}$

# Dibujos Muro Compuertas



# Dibujos Presa

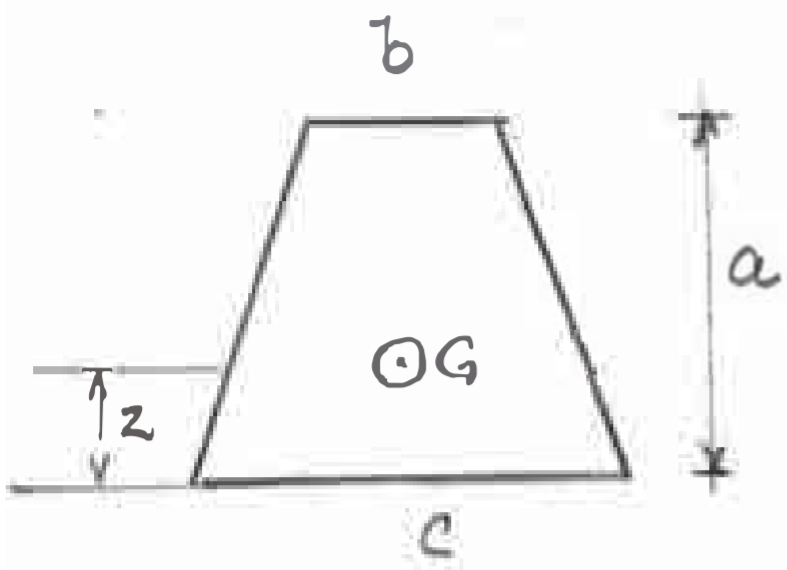


fig 2

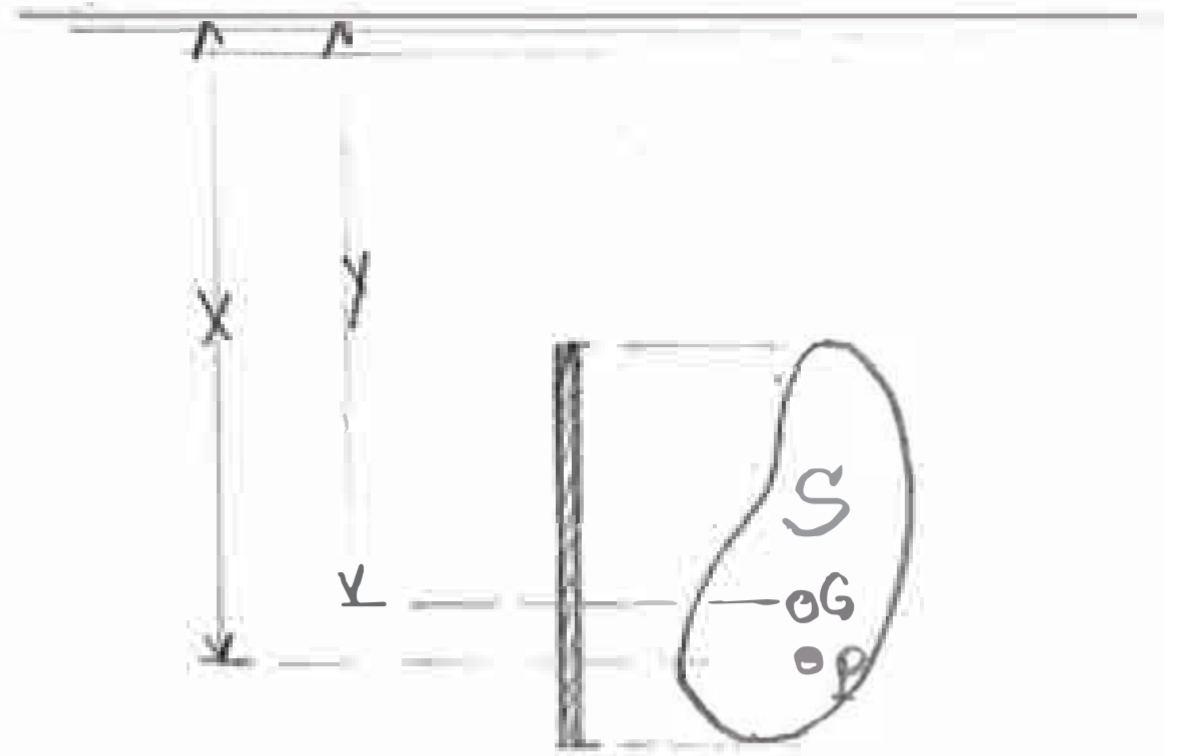


fig 3

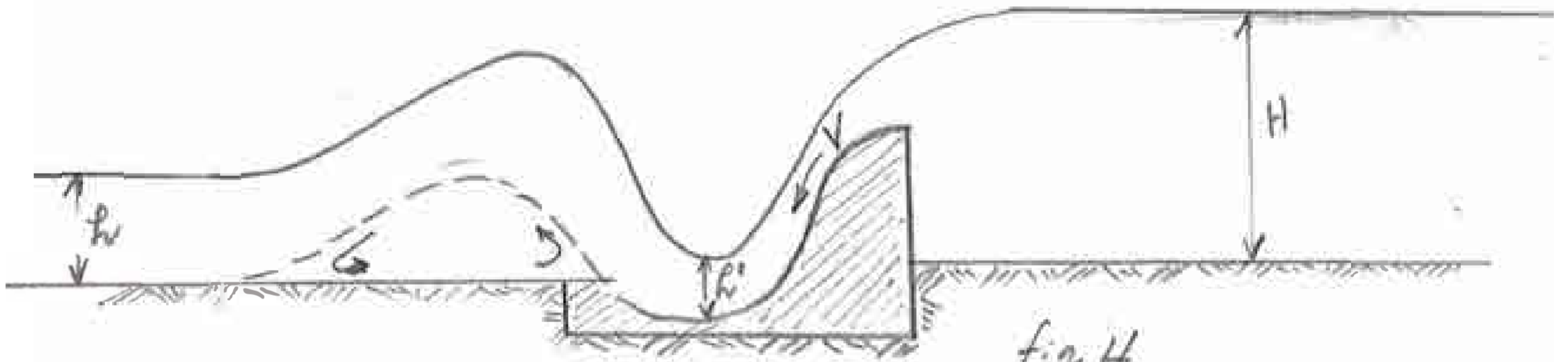


fig 4

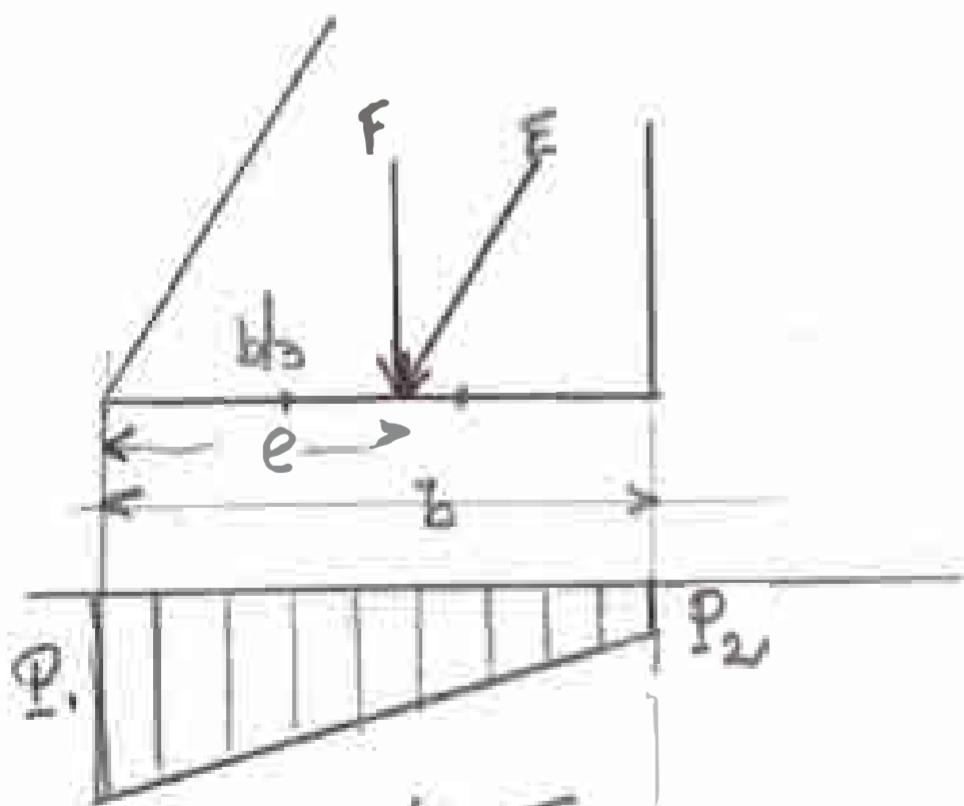


fig 5

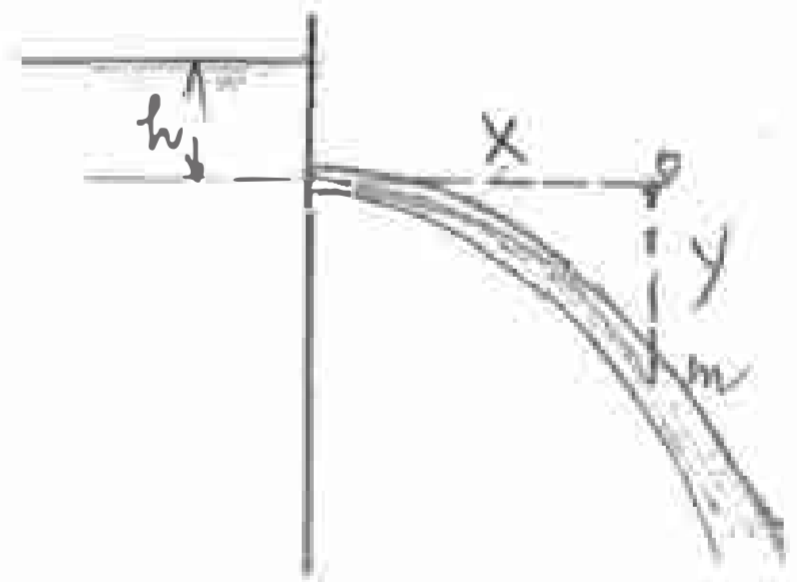
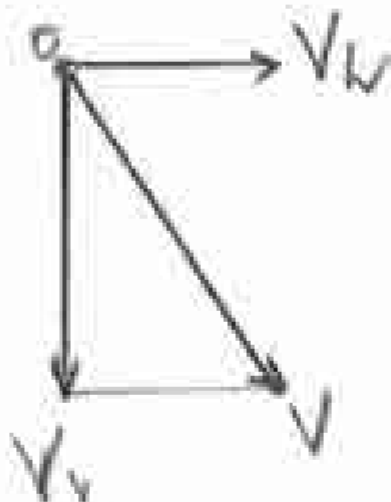
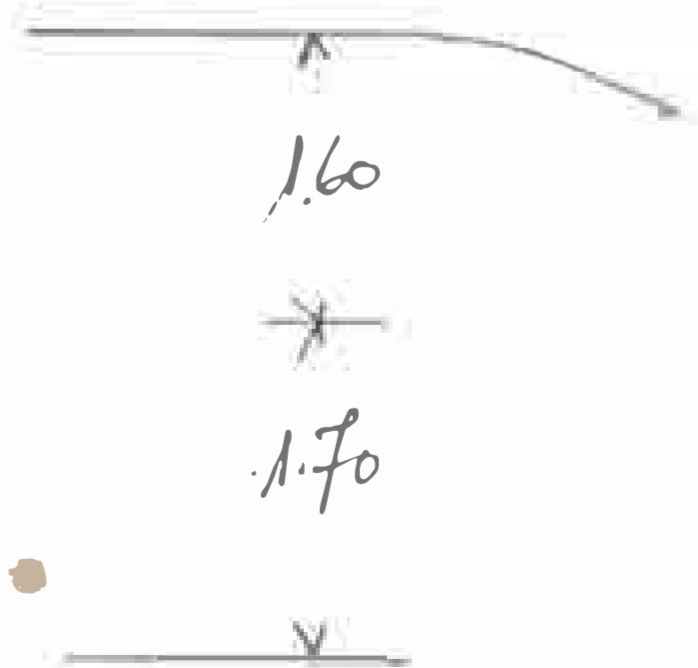
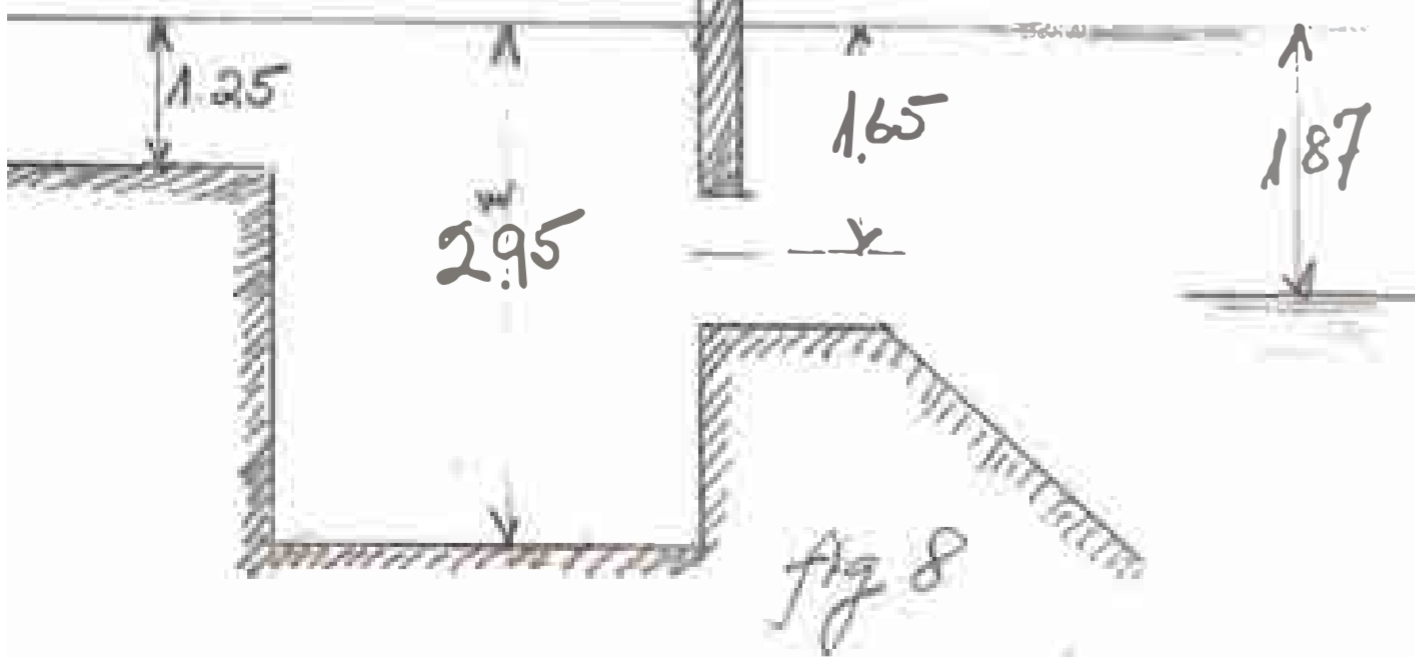
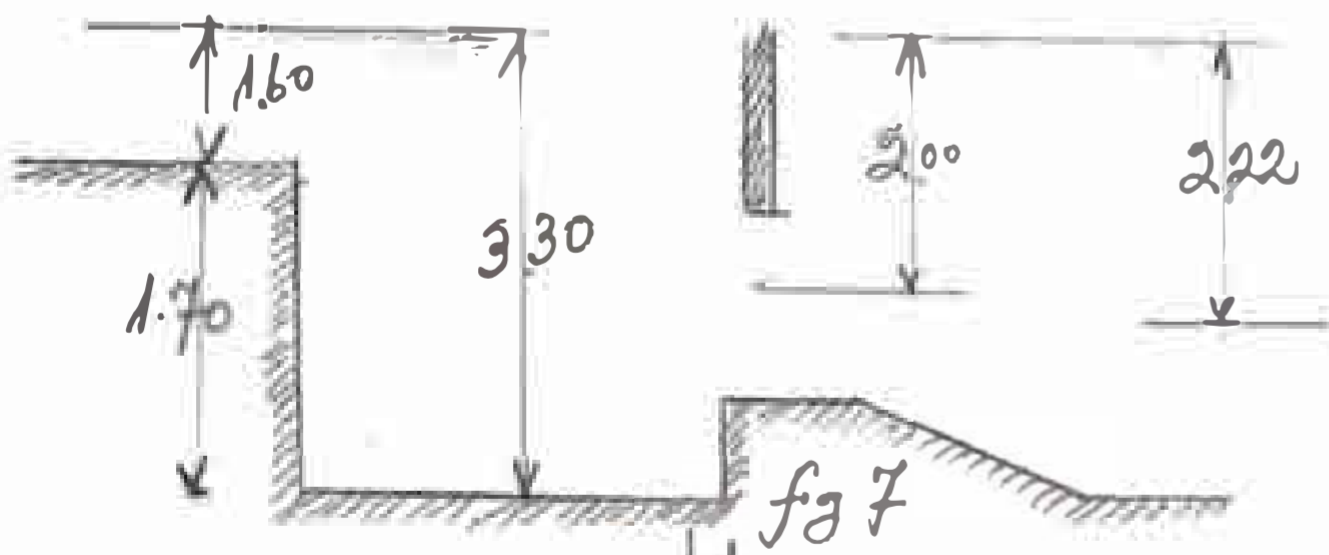
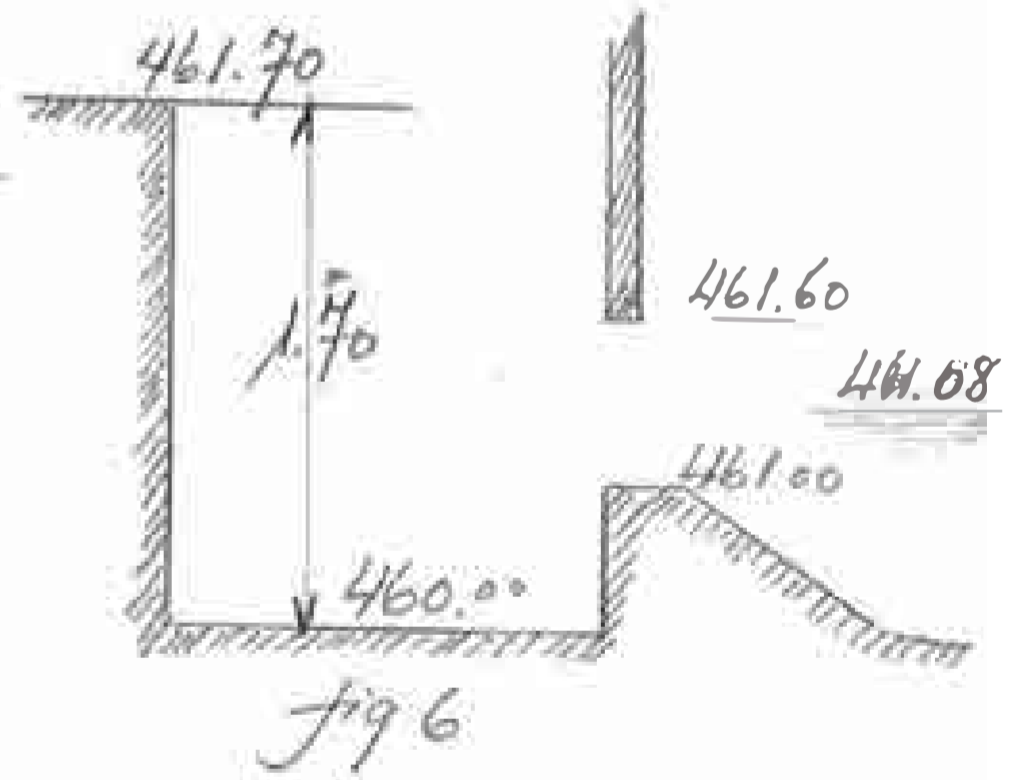
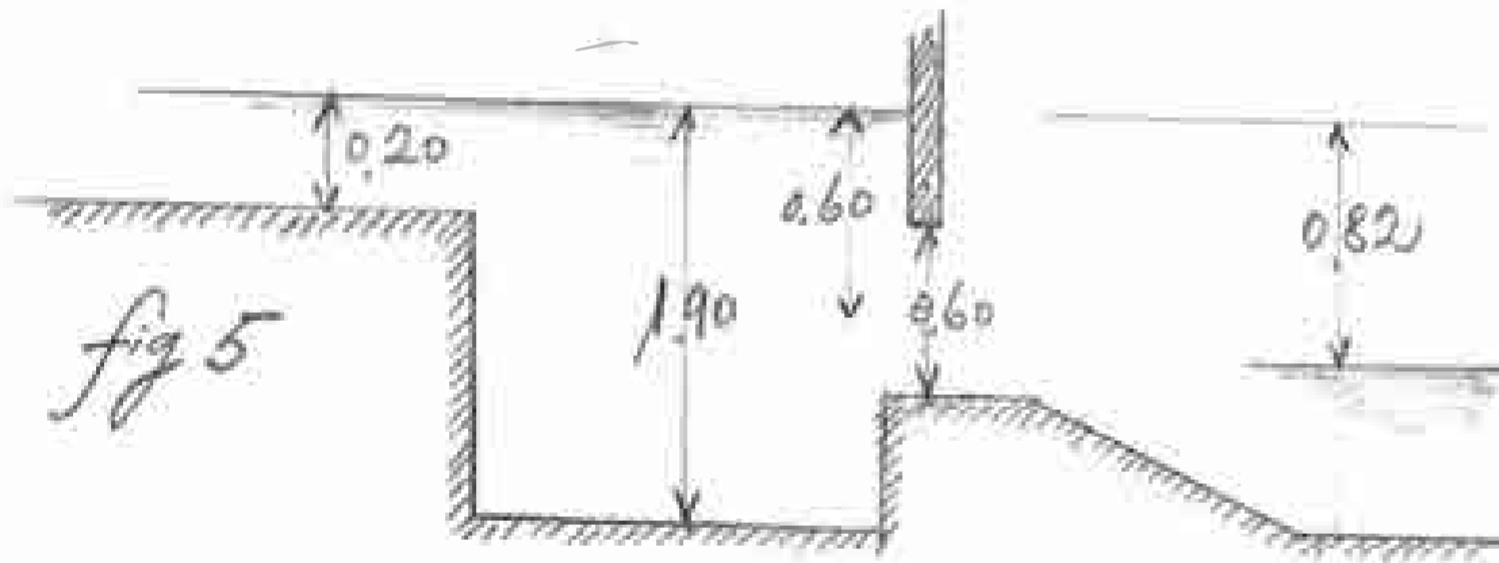
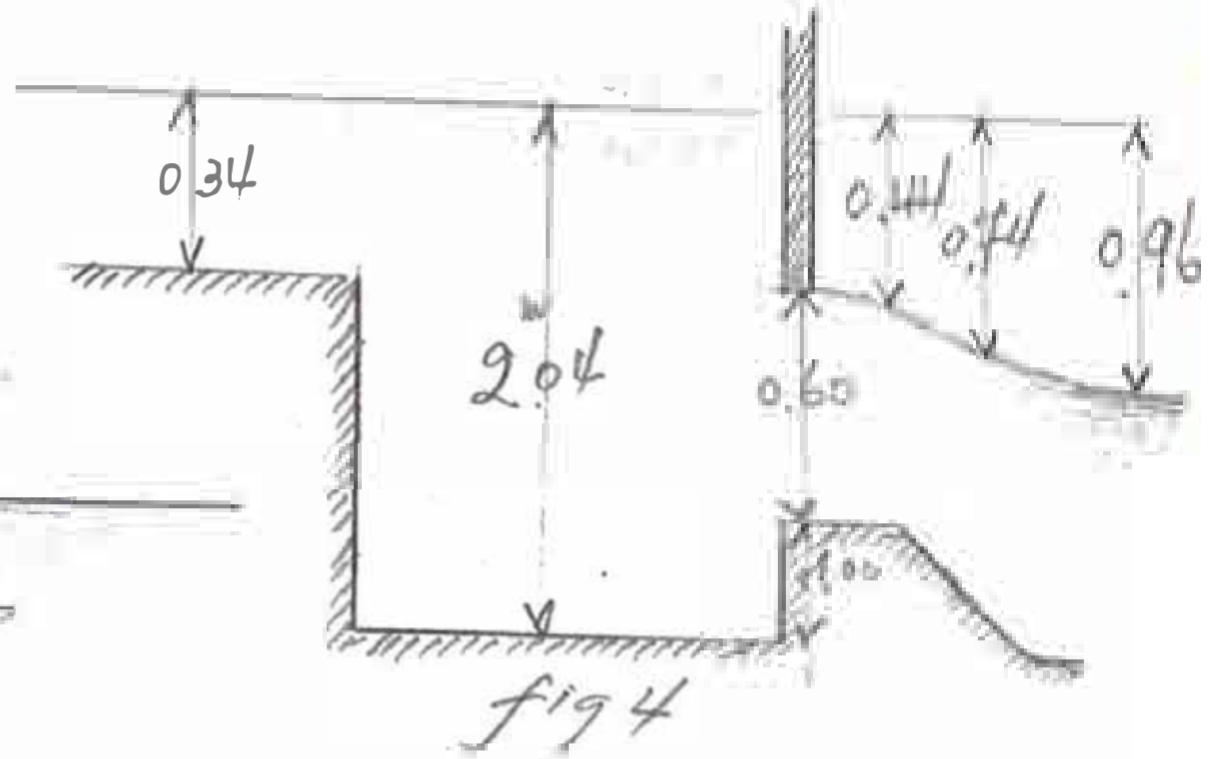
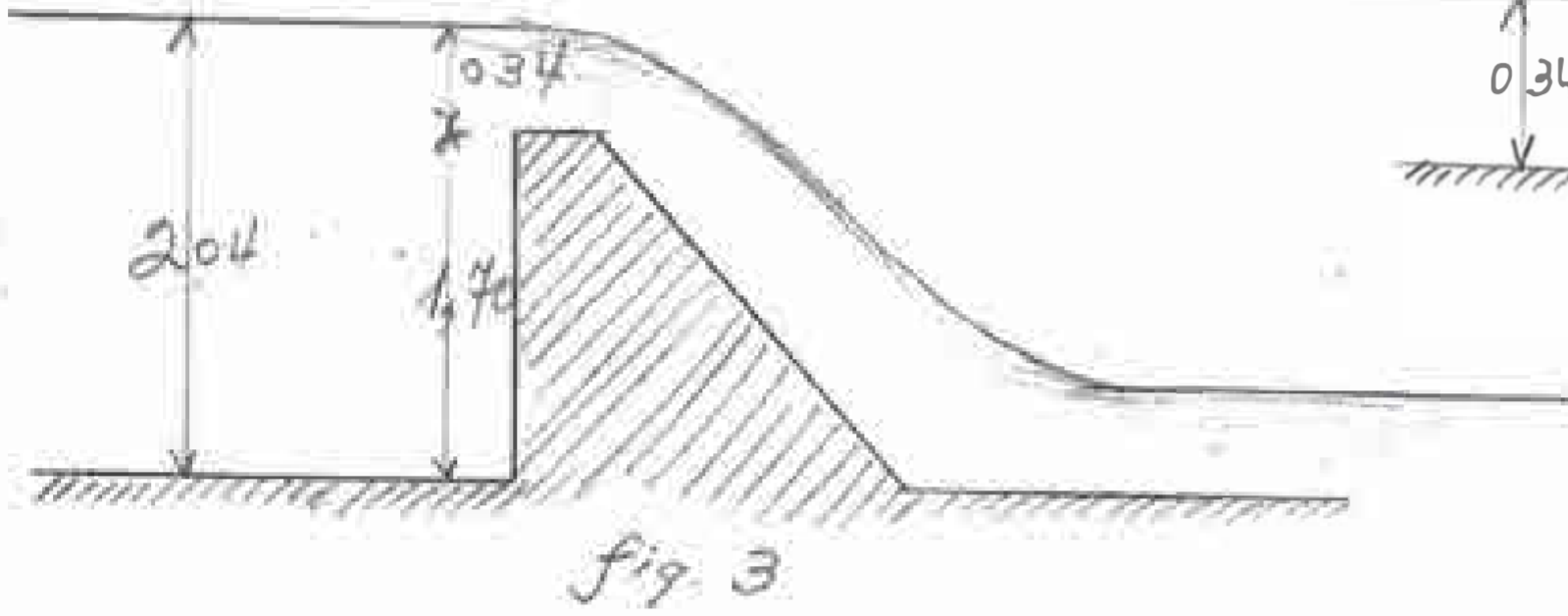
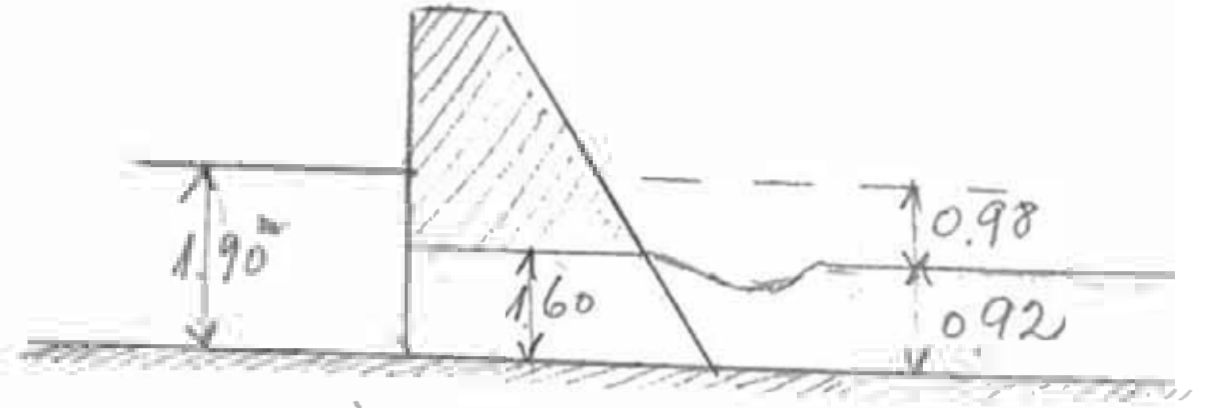
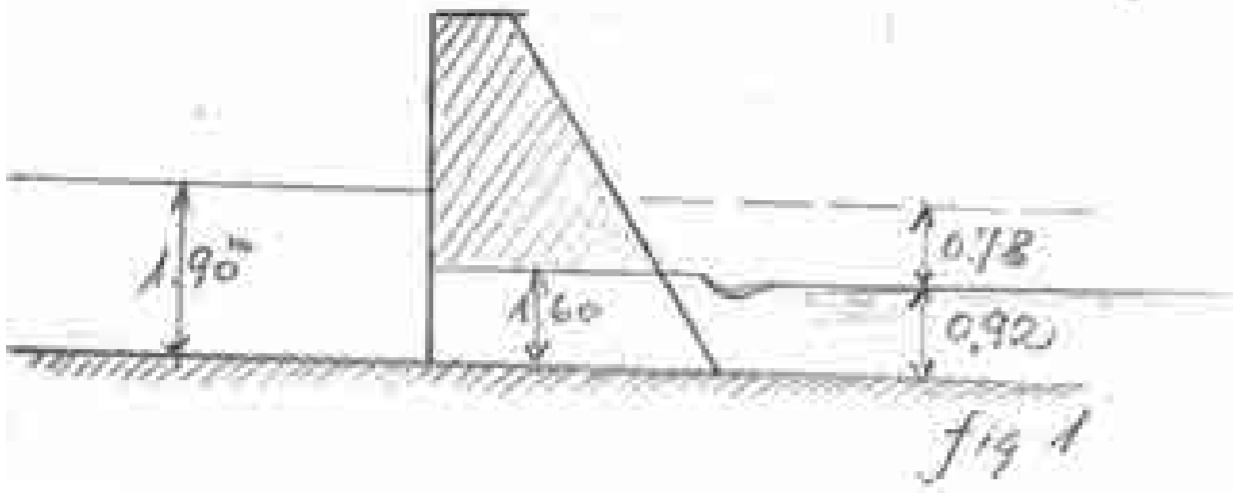


fig 6

# Figuras



IRRIGACION X

Capítulo II

Estudios para la ubicación del canal  
en el plano a curvas de nivel.

o

## 2°- ESTUDIO PARA LA UBICACION DEL CANAL EN EL PLANO

### A CURVAS NIVEL.

#### A) Estudio de las pendientes mas convenientes teniendo en cuenta la velocidad crítica.-

Las obras de cabecera del canal están diseñadas de tal manera que atajen la cantidad de sedimentos acarreados por las aguas del Río antes de entrar al canal de irrigación. Este es el sedimento pesado.

El Desarenador está diseñado para detener y eliminar la arena arrastrada a través de la captación y evitar que al sedimentarse en el canal cause su disminución de sección y consiguiente merma de capacidad. Este es el sedimento medio.

Ahora el estudio de las pendientes y secciones del canal dará las velocidades convenientes en él para que los materiales en suspensión no sean depositados en él sino arrastrados hasta las tierras que van a irrigar donde son de gran beneficio. Este es el limo en suspensión o sedimento mas fino.

#### Teoría referente a la capacidad de acarreo de sedimentos un canal.-

La experiencia obtenida en los canales de irrigación de la India es de considerable valor en este estudio por la semejanza a nuestro caso.

R.G. Kennedy, Ingeniero del Departamento de Irrigación del Punjab en la India es el autor de la teoría que aquí tratamos.

A lo largo de su extensa experimentación en las obras de irrigación llevadas a cabo en la India, Mr. Kennedy ha llegado a la conclusión que "la capacidad de transporte de sedimento de un canal varía directamente en función de su velocidad e inversamente a una función de su profundidad". Esto está de acuerdo con T. Logan en su experiencia de muchos años en Ganges y otros canales también de la India. La explicación es que en todos los canales existen remolinos y corrientes transversales que mantienen el limo en suspensión. La fuerza de estas corrientes transversales es proporcional a cierta potencia de la velocidad. Probablemente al cuadrado. Y tiene un efecto proporcionalmente mas grande en las pequeñas profundidades que en las grandes. De manera que si dos canales tienen la misma velocidad pero diferentes profundidades de agua, el que tiene menos profundidad llevará proporcionalmente mayor proporción de limo que el que tiene mayor profundidad. Como resultado de todos estos experimentos se deduce que para cada profundidad de agua existe una velocidad que justamente previene la sedimentación. A esta velocidad se le ha llamado "Velocidad Crítica" y la relación entre esta y la profundidad de agua se ha representado por la fórmula:

$$V_0 = C d^{1/3}$$

en la que:

$V_0$  = Velocidad crítica  
 $C$  = Coeficiente experimental  
 $d$  = Profundidad del agua.

La velocidad crítica es pues la mínima indispensable para mantener el sedimento en suspensión.

La fórmula anterior asume para el sedimento arenoso de los canales del Punjab, la forma:

$$= 0.53 d^{0.64} \text{ metros por segundo.}$$

Un canal bien diseñado deberá tener una velocidad superior a la crítica para que no se produzcan depósitos en él sino que el sedimento fino llevado en suspensión llegue a las tierras por irrigarse.

Esta mayor velocidad queda limitada por la de erosión de las paredes del canal. En el cálculo de un canal generalmente son conocidas la pendiente y el gasto así como la inclinación de los taludes. Sin embargo estos datos no son suficientes para determinar la sección transversal pues la relación entre el ancho de la base del canal y la profundidad del agua pueden ser muy variables, así como la velocidad obtenida; pero si el problema se circunscribe determinando previamente la velocidad crítica, entonces solo existirá una relación entre  $b$  y  $d$  satisfecha. A continuación damos una tabla que muestra la influencia de diferentes relaciones entre  $b$  y  $d$  sobre la velocidad media y la velocidad crítica. Hemos comparado así la pendiente 1:2,000 escogida con otra mayor y notar su influencia.

TABLA

Canal de capacidad de 5.30 litros por segundo, taludes de 1:1 y coeficiente de rugosidad  $n = 0.0225$ .

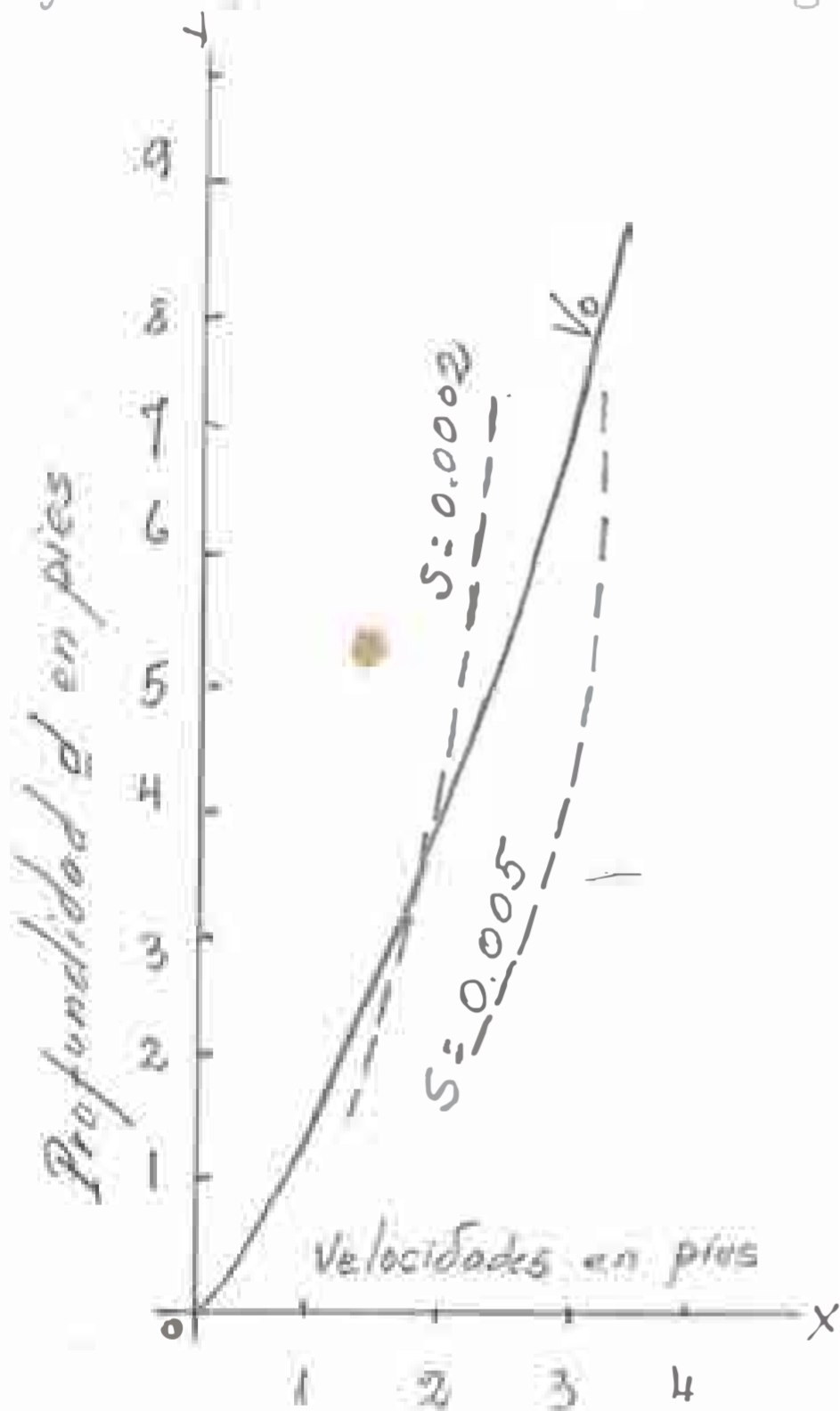
pendiente	Prof. $d$	Ancho $b$	Sección	R medio	Velocid.	$V_0$
1:2,000	0.90	6.60	5.97	0.74	0.90	0.51
1:2,000	1.20	3.94	6.37	0.94	0.88	0.61
1:2,000	1.50	2.45	6.14	0.87	0.91	0.70
1:2,000	1.80	1.87	6.09	0.90	0.915	0.79
1:2,000	2.10	0.73	6.14	0.89	0.91	0.83
1:5,000	0.90	10.50	10.55	0.73	0.53	0.51
1:5,000	1.20	6.30	9.30	0.93	0.60	0.61
1:5,000	1.50	4.35	9.07	1.02	0.62	0.70
1:5,000	1.80	2.33	8.61	1.05	0.65	0.79
1:5,000	2.10	1.33	3.54	1.06	0.65	0.83

La tabla anterior muestra que si se consideran diferentes secciones transversales para una pendiente y un gasto determinado, la máxima velocidad se obtiene con la sección que tiene el máximo radio medio. Pero en la práctica rara vez se usan secciones con

profundidad de agua tan exagerada.

Para canales con sección de profundidad mas pequeña se obtiene menores velocidades, pero se necesita mayor area en la sección Sinembargo la menor profundidad de agua tiene menor velocidad crítica.

El dibujo adjunto ha sido construido con los datos de la tabla y da idea bien clara de como se relacionan las velocidades y las profundidades de agua. La curva dibujada en linea llena repre-



senta las velocidades críticas de la ecuación  $V_c = C d^{2/3}$ . Las dos curvas en elementos corresponden a diferentes relaciones de  $b$  y  $d$ . Una curva es para  $S = 1:5,000$  y otra para  $S = 1:2,000$ . Tambien ocurre en el cálculo de un canal que se conozca el gasto de este, pero que la pendiente pueda fluctuar entre ciertos límites, como en nuestro caso. Entonces el problema es indeterminado y puede ser resuelto con distintas proporciones entre  $b$  y  $d$ , con una velocidad crítica correspondiente a la profundidad de agua que se elija. Para hacer el problema definido es necesario escoger la mejor proporción entre  $b$  y  $d$  y con esta proporción se determinará la pendiente.

Un ejemplo.-

Se trata de un canal de gasto de 2,300 litros por segundo con tauces de  $1 \times 1$  y coeficiente de aspereza de  $n = 0.0225$ . Las dimensiones para las diferentes formas de sección transversal que proporcione la velocidad crítica en cada caso se dan en la tabla adjunta:

Relación $b/d$	Sección	Ancho base $b$	Profundid. $d$	$V_c$	Pendientes
0.328	4.02	1.206	1.46	0.59	1:2,400
2.000	4.53	0.242	1.21	0.61	1:3,500
4.000	5.13	3.973	1.00	0.55	1:4,200

Esto demuestra que la sección transversal mas profunda es la que tiene mejores elementos hidráulicos, pero requiere una pendiente mayor que la menos profunda, para obtener una velocidad igual a la crítica. Los resultados anteriores indican que para una pendiente especial que sea superior a un cierto mínimo existe siempre una forma especial de sección transversal que una velocidad igual a la crítica y viceversa.



### Selección de pendientes.-

En nuestro caso las condiciones de funcionamiento obligan que el primer tramo de canal entre la toma (estaca 0+50) y el desarenador (estaca 27+00) tenga una velocidad fuerte que obligue el acarreo de sedimento grueso a las tasas del desarenador. Las condiciones topográficas son favorables y como la longitud de este tramo es pequeño comparado con el resto del canal, hemos escogido la pendiente  $S = 0.001$ , pues ella permite una velocidad de 2 m.p.s. que es suficiente para los fines enunciados.

Este tramo deberá ir revestido para soportar la velocidad obtenida y asegurar su dotación y régimen constante por ser la llave de la irrigación.

El tramo siguiente al desarenador, hasta llegar al sistema de irrigación, deberá tener una pendiente de acuerdo a las condiciones técnicas enunciadas.

Como este estudio se relaciona íntimamente con el de la forma mas conveniente de la sección del canal, que estudiamos después, expresamos aquí que habiendo seleccionado la sección baja o chata de proporción  $b = 3 d$  para nuestro canal principal por ser la más económica y necesitar menor pendiente y por ello adaptarse mejor a las favorables condiciones topográficas del terreno.

Así después de ensayar diversas pendientes hemos decidido adoptar la pendiente media  $S = 0.0005$  para todo el canal principal sin revestir, pues con ella tenemos las secciones y velocidades que se indican aparte y que comparamos en seguida con las velocidades críticas.

Las pendientes escogidas están de acuerdo con la teoría de la velocidad crítica y además reúnen las condiciones que se estudian en el capítulo siguiente.

### Velocidades críticas.-

La fórmula adoptada es:  
 $V_0 = 0.53 d^{0.64}$

### Canal principal de 0+50 a 27+00.-

$d = 1.70$  m  
 $V_0 = 0.66$  m.p.s.  
 $V = 2.04$  m.p.s.  
 Canal revestido.

### 27+50 a 134+50-

$d = 1.70$  m  
 $V_0 = 0.74$  m.p.s.  
 $V = 1.24$  m.p.s.  
 Canal sin revestir.

### 134+50 a 190+00

$d = 1.70$  m  
 $V_0 = 0.74$  m.p.s.  
 $V = 1.24$  m.p.s.  
 Canal sin revestir

130+00 a 213+00.-

d = 1.60 m  
 $V_0 = 0.72$  m.p.s.  
 $V = 1.19$  m.p.s.  
 Canal sin revestir

213+00 a 260+00.-

d = 1.60 m  
 $V_0 = 0.72$  m.p.s.  
 $V = 1.15$  m.p.s.

260+00 a 290+50.-

d = 1.50 m  
 $V_0 = 0.69$  m.p.s.  
 $V = 1.09$  m.p.s.

290+50 a 360+00.-

d = 1.40 m  
 $V_0 = 0.66$  m.p.s.  
 $V = 1.02$  m.p.s.

-----

b.- Estudio de las secciones transversales mas convenientes bajo el punto de vista de mejor condición hidráulica, menor filtración y menor excavación.

La capacidad de un canal se determina por el area que se va a irrigar y por la dotación que se va a dar por unidad de superficie. Donde la pendiente se ha fijado por las condiciones topográficas una variación en la sección transversal dará diferentes valores para el Radio Medio, consus correspondientes valores para las velocidades, debiendo escogerse la mejor forma de sección y la mejor velocidad, estando por supuesto limitada esta selección por la necesidad de tener el mínimo depósito de sedimento. Donde la pendiente no está fijada, disponiéndose de una gran desnivel entre la toma y los terrenos que se van a irrigar, entonces se puede elegir la mejor velocidad y la mejor forma de sección transversal, fijándose de esta manera la pendiente.

El estudio de la sección transversal comprende:

- 1°- Relación entre b y d o sea la selección de esta proporción para tener la velocidad deseada.
- 2°- Determinación de los taludes de la sección.
- 3°- Determinación de la altura libre que deben tener los bordes sobre la superficie del agua o "free-board".
- 4°- Determinación del ancho de los terraplénos o "banqueta" del canal.

Relación entre b y d.-

Haciendo variar la relación entre estos valores se puede obtener secciones apropiadas para:

- A-) Tener mejores condiciones hidráulicas.
- B-) Menor pérdida por filtración.
- C-) Mayor seguridad contra roturas.
- D-) Mayor economía de revestimiento.
- E-) Menor excavación.
- F-) Menor sedimentación.

A-) Mejor condición hidráulica.-

La velocidad del canal está dada por la fórmula original de Chezy:

$$V = C \sqrt{R S}$$

En la que C es un coeficiente que depende del radio medio, la pendiente y la naturaleza de las paredes del canal y S es la pendiente media del tramo.

Como puede verse, la velocidad es proporcional a la raíz cuadrada del radio medio.

Cuando el area, la pendiente y los taludes son conocidos, la forma de sección que da el mayor radio medio o el menor perímetro mojado será el que tenga la mayor velocidad y el mayor gasto.

Para obtener la relación entre  $b$  y  $d$  para este máximo gasto se plantea una ecuación en que la variable es la relación  $b/d$  que será resuelta para el mínimo valor del perímetro mojado.

Pueden presentarse dos casos:

a) El caso general en que se haga esta determinación para cualquier talud o inclinación de los lados del canal.

b) El caso que se quiera determinar cual es el talud o inclinación que dará la sección mas ventajosa.

El primer caso puede resolverse gráficamente ya que está demostrado que la sección circular es la que da el máximo radio medio con el menor perímetro mojado.

En el semicírculo tenemos:

$$R = A/P = \frac{1}{2} \pi d^2 / \frac{1}{2} 2 \pi d = d/2$$

O sea que la relación mas conveniente para tener las mejores condiciones hidráulicas con cualquier talud es aquella en que el radio medio  $R$  es igual a la mitad de la profundidad del agua.

El segundo caso se resuelve investigando cual es el valor del ángulo de inclinación del talud que da el menor perímetro mojado o el mayor radio medio para una relación  $b/d$  que satisfaga las mejores condiciones hidráulicas. Está demostrado que este valor es  $\theta = 60^\circ$ .

Como en nuestro caso hemos adoptado el talud 1x1 de inclinación natural del terreno, la sección que reúne esta condición está expresada en función de  $A$  por las siguientes igualdades:

talud: 1 x 1

$$R = \frac{1}{2}d$$

$$\theta = 45^\circ$$

$$d = 0.74 (A)^{\frac{1}{2}}$$

$$b = 0.613 (A)^{\frac{1}{2}} = 0.8284 d$$

$$P = 2.705 (A)^{\frac{1}{2}}$$

$$r = b/d = 2 \text{ tang } \theta$$

Que son expresiones en función del area de la sección transversal.

B- Menor pérdida por filtración.-

Las pérdidas por filtración varían principalmente con la textura del suelo y del subsuelo, la profundidad a que se encuentra el agua subterránea. Son directamente proporcionales al perímetro mojado y son afectadas por la profundidad de agua del canal.

Aunque no es probable que haya una relación simple entre las pérdidas por filtración y la profundidad del agua, sin embargo puede establecerse para los fines prácticos que las pérdidas por filtración son proporcionales a la raíz cuadrada de la profundidad del agua, en cuyo caso se pueden expresar por la fórmula:

$$S = C ( d )^{\frac{1}{2}}$$

En que S es la pérdida por filtración por unidad de longitud y de sección, C es un coeficiente que depende de la textura del terreno y la profundidad a que se encuentra el agua del subsuelo y  $d$  es la altura de agua en el canal.

Estas pérdidas no son parejas en toda la sección sino que son mayores en el fondo y disminuyen en las paredes.

El promedio de intensidad de filtración en las paredes se estima en  $2/3$  de la intensidad en el fondo del canal.

Aplicando la fórmula anterior se ha demostrado que para que S sea mínimo es necesario que :

$$r = b/d = 4 \text{ tang } \theta/2$$

O sea que la mejor relación de  $b/d$  para obtener pérdidas mínimas por filtración debe ser el doble de la que daría las mejores condiciones hidráulicas.

Para el caso nuestro de talud 1x1 la relación anterior se puede expresar así:

$$b = 1.656 d$$

C- Mayor seguridad contra roturas.-

La seguridad del canal contra roturas depende naturalmente de la profundidad del agua en el canal en igualdad de otros factores. Esto es mayormente peligroso cuando el canal está construido en relleno. En los canales profundos la presión contra las paredes es grande según principios elementales de Hidráulica y produce una mayor velocidad del agua a través de las pequeñas cangrejeras que pudieran formarse en el terraplén, haciendo naturalmente posible la rotura del mismo.

No hay una relación exacta que traduzca esta consideración pero debe procurarse evitar las secciones profundas ya que siempre habrá una parte del canal construido en relleno que será peligroso.

D- Mayor economía de revestimiento.-

Teóricamente la sección transversal que debería adoptarse para un canal revestido con concreto sería el que tuviera el mínimo perímetro mojado, con el objeto de usar la menor cantidad de material en su revestimiento y menor

costo. Pero no siempre es fácil el trabajo de colocación de concreto en secciones profundas y taludes parados que requieren tal condición.

La práctica indica que es preferible un mayor perímetro por revestir si es más fácil la mano de obra de su terminado.

No hay tampoco pues una relación exacta que traduzca fielmente esta condición.

#### E-Menor Excavación.-

En un canal, la sección profunda requiere menor volumen de excavación que la sección chata. La diferencia de volumen depende de la inclinación de la ladera en que se construye el canal. Además la sección profunda, por asemejarse a la sección que posee mejores condiciones hidráulicas, permite una velocidad mayor que la sección chata, con la misma pendiente se entiende y una mayor capacidad de acarreo con menor sección o también permite emplear una pendiente menor a igual velocidad que la sección chata que requiere mayor pendiente permaneciendo iguales los demás factores del gasto.

Pero en cambio la sección profunda tiene la desventaja de ser más peligrosa para las roturas, como hemos visto, y principalmente en la cuestión económica, que el costo unitario de excavación de la sección profunda es mayor que el de la sección chata, lo que quita su ventaja teórica de menor excavación.

La sección chata es pues recomendada por ser más fácil su construcción y más bajo su precio unitario de excavación.

En nuestro caso tanto el canal principal y de derivación, recorre terrenos más o menos planos. La inclinación de la ladera es muy suave. Ha sido fácil escoger una sección que reúna la condición que el corte y el relleno sea balanceado.

La sección chata tiene además la ventaja de llevar una cierta cantidad de agua por encima del nivel del terreno, lo que hace fácil su derivación a laterales y de este a sublaterales y distributarios. Además una variación del gasto en esta sección produce pequeña fluctuación en el nivel del agua lo que es estimable en los canales del sistema de distribución.

El mantenimiento de taludes parados en los canales es más difícil y caro en la sección profunda y más fácil y económico en las secciones chatas.

La sección chata produce además menor velocidad que la sección profunda y mayor filtración, pero ello es un inconveniente pequeño comparado con sus ventajas. Como en nuestro caso las condiciones topográficas influyen en la pendiente escogida, hemos preferido una sección chata para evitar la erosión.

La práctica americana aconseja una sección moderadamente chata, como de  $b = 3d$ , por ser la que más se adapta a todas las condiciones enumeradas.

#### F- Menor sedimentación.-

Ya hemos visto en el estudio de las velocidades críticas que la sección chata permite mayor capacidad de acarreo de sedimento.

### Conclusión.-

Como acabamos de ver en el estudio anterior, es fácil conciliar todas las condiciones enumeradas para la mejor sección de un canal. La práctica en EE.UU. recomienda generalmente una fórmula empírica que expresa la relación entre  $\underline{b}$  y  $\underline{d}$ , o mejor el valor de  $\underline{d}$  en función de la sección y que lleva a la obtención de una sección recomendable económicamente y que técnicamente satisface las condiciones hidráulicas, haciéndola recomendable especialmente por el Reclamation Service que es una entidad especialista en el ramo.

La fórmula es:

$$\underline{d} = \frac{1}{2} (A)^{\frac{1}{2}}$$

en que  $\underline{d}$  es la profundidad de agua y  $\underline{A}$  la sección del canal.

La aplicación de esta fórmula para diferentes taludes da los resultados que se expresan en la tabla siguiente. En esta tabla se dan para su comparación las dimensiones obtenidas para el máximo radio medio y para la mínima filtración.

#### Relación entre b y d

Para una sección de	talud $\frac{1}{2} \times 1$	talud 1 x 1	talud $1\frac{1}{2} \times 1$	talud 2x1
Radio medio máximo	$\underline{b} = 1.236 \underline{d}$	$\underline{b} = 0.828 \underline{d}$	$\underline{b} = 0.607 \underline{d}$	$\underline{b} = 0.472 \underline{d}$
Filtración mínima	$\underline{b} = 2.472 \underline{d}$	$\underline{b} = 1.656 \underline{d}$	$\underline{b} = 1.214 \underline{d}$	$\underline{b} = 0.944 \underline{d}$
Fórmula empírica: $\underline{d} = \frac{1}{2} \sqrt{\underline{A}}$	$\underline{b} = 3.5 \underline{d}$	$\underline{b} = 3 \underline{d}$	$\underline{b} = 2.5 \underline{d}$	$\underline{b} = 2 \underline{d}$

Por las consideraciones expuestas hemos escogido como tipo de sección el dado por la fórmula empírica recomendada por la experiencia americana habiendo obtenido una sección chata y de bajo costo por tener altura de corte económico y ser su precio unitario de excavación bajo.

El terreno atravezado por el canal es de buena calidad y hemos adoptado un talud de 1x1 por lo que nuestra relación de  $\underline{b}$  y  $\underline{d}$  adoptada es:

$$\underline{b} = 3 \underline{d}$$

tanto para el canal de derivación y como el principal y laterales.

### Talud de la sección transversal.-

La selección de taludes de la sección transversal depende de la clase de terreno en que esté excavado, sea que se trate de un terreno compacto o de un terreno suelto. Influye también el que sea construido en corte o en relleno. El talud ideal para un canal sería el que se mantuviera sin derrumbes después de construido. Es sin embargo difícil determinar técnicamente este talud ya que con el tiempo los taludes de los canales adoptan una inclinación diferente a la del ángulo natural de reposo del terreno de sus márgenes, siendo este más tendido. La intemperie, el viento y las aguas se encargan de hacerlo más tendido en la práctica. Recogiendo esta experiencia hemos adoptado un talud de 1 x 1 para la tierra arcillosa firme que constituye la mayor parte del terreno que atravieza el canal. Los tramos en conglomerado podrían soportar un talud de  $\frac{1}{2} \times 1$  pero ello sería

una sección muy ancha y por ser a media ladera estos tramos, un volumen muy grande de excavación por lo que hemos adoptado el mismo talud de 1 x 1 en estos tramos con lo que la seguridad y economía del canal se aumentan.

#### Altura de los bordes del canal sobre la superficie del agua.-

Depende de la altura de agua del canal, de la acción del viento y de la regularidad del gasto del canal. La experiencia americana recomienda que esta sea un tercio de la altura de agua del canal:

$$\text{Free-board} = \frac{1}{3} d.$$

y dentro de los límites de 1 a 3 pies. En las curvas se aconseja aumentar esta altura al lado exterior de la curva es cerrada.

Nuestro trazo tiene curvas suaves, en lo posible no mayores su radio que 10 veces el ancho del canal, por lo que la recomendación anterior no rige. Hemos adoptado pues un freeboard uniforme de 0.50 mts en promedio para el canal principal y 0.30 m. para los laterales.

#### Ancho de los terraplenes.-

Se usan para la vigilancia del canal. Hemos dado a estos un ancho de 1.70 mts. para este fin. Además el hacerlos gruesos contribuye a la seguridad del canal. El talud exterior de estos terraplenes debe ser muy suave para que permanezcan con el tiempo. El material excavado del corte del canal no ha sido suficiente para la formación de este en muchas secciones y en general su costo de formación regular nos ha irrogado un costo que está considerado en el presupuesto general.

#### Revestimiento.-

Con el objeto de tener una velocidad alta que arrastre los sedimentos que pasan a travez de la Toma y una sección económica por atravezar gran parte de terrenos rodosos, hemos revestido el canal entre la Toma y el Desarenador. Teniendo el material a la mano hemos decidido adoptar el revestimiento de albañilería de piedra que es mas económico y fácil de ejecutar en el Perú en que la mano de obra no es tan alta comparada con el costo de ciertos materiales como madera, cemento y fierro que entran en otros tipos de revestimiento. El revestido será de albañilería de piedra de 0.20 m de espesor promedio con mezcla de mortero 1:4 (cemento). Tendrá puntos de expansión cada 10 mts. que es suficiente dado que la contracción en este tipo de revestido es menor que en los demás a base de concreto.

#### Erosión.-

La velocidad del agua en los canales no debe exceder de ciertos límites. Ni ser excesiva que cauce erosión en las paredes y fondo del canal que cause su profundización dificultando su derivación a otros canales o en mayor escala su destrucción. Ni ser tan pequeña que cause la sedimentación y disminución de sección y en mayor escala su obstrucción total. La máxima velocidad depende del poder de erosión del agua y es la que se necesita para vencer la adherencia entre las partículas del terreno o para levantar las partículas ya separadas. La resistencia a la erosión de un suelo depende grandemente de la textura del material que lo forma y del tamaño de sus partículas. Cuanto mayor es la proporción de arcilla de un suelo mayor es su resistencia a la erosión aunque las partículas de arcilla sueltas requieren una velocidad muy pequeña de transporte. En el caso de arcilla es grande pues la diferencia entre la velocidad de erosión y la de transporte, mientras que en los suelos arenosos o de grava ambas velocidades son



casi iguales.

El estudio de las velocidades de erosión depende grandemente de la experimentación. Las velocidades de transporte fueron estudiadas primitivamente por Du Buat y sus valores se consultan hasta la fecha. Se refieren todas las experiencias a la velocidad media que es la que entra en el cálculo de los canales. Ya se sabe que la velocidad en el fondo es 75% de la media.

El máximo valor de la velocidad media segura contra la erosión de un sinnúmero de observaciones de expertos en Irrigación y recopilados por B.A. Echeverry en su curso, hemos tomado el que corresponde al suelo arcilloso duro constituido por la generalidad de las tierras que son atravesadas por nuestros canales y es de 1.20 a 1.50 m.p.s.

El canal atravieza además terrenos de conglomerados y rocas que permiten una mayor velocidad. Con toda seguridad la máxima velocidad soportable por el terreno es pues de : 1.25 m.p.s.

#### Pérdidas en la conducción.-

Las pérdidas en la conducción son debido a la filtración en las paredes y fondo del canal y a la evaporación de la superficie del agua. La filtración se produce por absorción y percolación en el terreno. Por absorción se entiende la debida a la acción capilar y por percolación las debidas a la acción de la gravedad. Si en un canal actuara solo la capilaridad entonces estas pérdidas seguirían las leyes de la capilaridad, el agua pasaría de la superficie mojada al suelo seco que la rodea, moviéndose en todas direcciones tanto hacia arriba, horizontalmente y hacia abajo y cesaría solo cuando el terreno adquiriera su límite de capilaridad que varía con la textura del suelo. Sin embargo estas pérdidas en las que influye la evaporación no son muy grandes en los casos ordinarios. Solo cuando el canal sea construido grandemente en relleno y la textura del terreno lo favorezca, llegarán estas pérdidas a ser importantes en un proyecto. En cambio las pérdidas por percolación son las mas importantes y corresponden a un gran porcentaje de las pérdidas totales de un sistema de irrigación. El agua perdida por percolación corre por gravedad atravez del terreno hacia abajo hasta el subsuelo y llegando a la mesa de agua se transforma en agua subterránea. Si el nivel de esta agua subterránea o mesa de agua es profunda, aumenta las pérdidas que en general son una función de esta profundidad.

La temperatura del agua influye tambien en las pérdidas pues un aumento de aquella disminuye la viscosidad del agua y aumenta su facilidad de percolación.

Con el tiempo los canales se saturan, puede decirse, se obturan los poros del terreno permeable disminuyendo la percolación y al mismo tiempo la capilaridad disminuye grandemente tambien. De modo que la edad del canal le favorece contra las pérdidas en su conducción.

La profundidad del agua de un canal tiene gran influencia en las pérdidas por percolación ya que la carga del agua o presión es proporcional a este tirante y por ello es natural que esas pérdidas sean mayores en un canal profundo que en uno chato. El Ingeniero Ingham, Jefe de la Irrigación del Punjab en la India, de acuerdo con otras personalidades, aseguran sin embargo que es esta influencia es solo proporcional a la raíz cuadrada de la altura de agua del canal.

La velocidad a que corre el agua en el canal tiene influencia también en las pérdidas por filtración. Si esta velocidad es alta puede producir erosión y anular el efecto de saturación expresado antes al tratar de la edad del canal, pero de otro lado si esta velocidad siendo alta no llega a la de erosión entonces la filtración disminuye, pues la componente de la velocidad forma ángulo con la dirección de la filtración que tiende a ser vertical por la gravedad y entonces como en el caso de orificios que forman ángulo recto con la corriente, la velocidad de entrada en ellos disminuye.

La vegetación en un canal influye por último en las pérdidas, pues disminuye la velocidad del agua del canal y con ello las pérdidas de filtración y evaporación.

#### Intensidad de las pérdidas.-

La intensidad de las pérdidas por filtración es máxima en el fondo y menor en las paredes. Es además proporcional a la profundidad de agua del canal.

La experiencia en la India se traduce en la forma empírica de Ingham que nosotros adoptamos, que es:

$$P \approx 2 d \quad WL / 1.000,000$$

en que: P = pérdida en m<sup>3</sup> p.s. para una longitud de canal L

d = profundidad del agua en metros.

W = ancho de la superficie del canal (de agua).

L = longitud del canal en metros.

En nuestro caso aplicado al canal principal de 36 Kilómetros, tenemos:

$$P = 0.8 \text{ m}^3 \text{ p. s.}$$

O sea 800 litros por segundo únicamente. Esto es aceptando que el terreno atravesado es semejante al del canal Punjab en la India.

#### Evaporación.-

Las pérdidas por evaporación de un sistema son muy pequeñas comparadas con las de filtración. Es por ello que se acostumbra tomarlas como un porcentaje de estas, deducido de la experiencia. En general puede desprejarse esta pérdida. Como dato práctico tomamos el aconsejado por la experiencia Americana, que indica que esas pérdidas varían entre 1 y 2% del total de las pérdidas en la conducción y generalmente 1/10 de pérdida por filtración. En nuestro caso sería:

$$Pf. = 1/10 \times 0.80 = 0.08 \text{ m}^3 \text{ p.s.} = 80 \text{ Lit. p.s.}$$

#### Conclusión.-

Si aceptamos que las pérdidas en el sistema de distribución sean 5% del total distribuido, tenemos que la pérdida total será:

Filtración en canales principales.....	800	Lit.	p.s.
Filtración en canales laterales .....	450	"	" "
Evaporación canal principal.....	80	"	" "
Evaporación canales laterales...	45	"	" "
Total de las pérdidas .....	1,375	"	" "

Volúmen derivado.....	14,000	litros	por	segundo
Pérdida total en la conduc- ción...	1,375	"	"	"
<u>Volúmen distribuido.....</u>	12,625	"	"	"
<u>Area disponible.....</u>	13,352	Hectáreas		
<u>Dotación unitaria en litros</u> por Hectarea y por segundo.....	$12,625/13,352 = 0.94 \text{ Lit.p.s.}$			

-----

IRRIGACION X

Capítulo III

Estudio de ubicación de laterales, sublaterales  
y distributarios.

o

## CALCULO DE LAS SECCIONES TRANSVERSALES

### LOS CANALES.

#### Sección Tipo 1.-

Entre estacas 0+50 a 27+00 del canal de derivación.  
Canal revestido con albañilería de piedra.

$$S - 0.001$$

$$d - 1.40 \text{ m.}$$

$$b - 4.20 \text{ m.}$$

$$t - 1 \times 1$$

$$n = 0.015$$

Aplicando la fórmula de Manning:  $V = 1/ns S^{1/2} R^{2/3}$

$$A = 7.84$$

$$P = 8.16$$

$$R - A/P = 0.96$$

$$V - 2.04 \text{ m.p.s.}$$

$$Q - 16 \text{ m}^3 \text{ p.s.}$$

#### Sección Tipo 2.-

Entre estacas 27+50 a 134+50 del canal de derivación.  
Canal en tierra sin revestir.

Sección chata dada por la fórmula  $d = \sqrt[3]{A^2}$ .

$$S - 0.0005$$

$$d - 1.70 \text{ m}$$

$$b = 5.15$$

$$t - 1 \times 1$$

$$n - 0.020$$

$$A = 11.64$$

$$R = 0.96$$

$$R - 1.169$$

Aplicando la fórmula de Manning:

$$V = 1.24 \text{ m.p.s.}$$

$$Q = 14 \text{ m}^3 \text{ p.s.}$$

Entre estacas 134+50 a 180+00 del canal principal se emplea la sección tipo 2. Canal en tierra y conglomerado sin revestir.

#### Sección Tipo 3.

Entre estacas 180+00 a 213+00 del canal principal.  
Canal en tierra sin revestir.

Sección chata dada por la fórmula  $d = \sqrt[3]{A^2}$ .

$$S - 0.0005$$

$$d - 1.60 \text{ m}$$

$$b - 4.30 \text{ m.}$$

$$t - 1 \times 1$$

$$n = 0.020$$

$$\begin{aligned} A &= 10.24 \\ P &= 9.34 \\ R &= 1.096 \end{aligned}$$

Aplicando la fórmula de Manning:

$$\begin{aligned} V &= 1.187 \text{ m.p.s.} \\ Q &= 12 \text{ m}^3 \text{ p.s.} \end{aligned}$$

Sección Tipo 4.-

Entre estacas 213+00 a 260+00 del canal principal.

Canal en tierra sin revestir.

Sección chata.

$$\begin{aligned} S &= 0.0005 \\ d &= 1.60 \text{ m} \\ b &= 4.00 \text{ m} \\ t &= 1 \times 1 \\ n &= 0.020 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A &= 8.96 \text{ m} \\ P &= 8.52 \\ R &= 1.05 \end{aligned}$$

Aplicando la fórmula de Manning.

$$\begin{aligned} V &= 1.15 \text{ m.p.s.} \\ Q &= 10 \text{ m}^3 \text{ p.s.} \end{aligned}$$

Sección Tipo 5.-

Entre estacas 260+00 a 290+50 del canal principal.

Canal en tierra sin revestir

Sección chata.

$$\begin{aligned} S &= 0.0005 \\ d &= 1.50 \text{ m} \\ b &= 3.50 \text{ m} \\ t &= 1 \times 1 \\ n &= 0.020 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A &= 7.50 \\ P &= 7.74 \\ R &= 0.968 \end{aligned}$$

Aplicando la fórmula de Manning:

$$\begin{aligned} V &= 1.09 \text{ mps} \\ Q &= 8 \text{ m}^3 \text{ p.s.} \end{aligned}$$

Sección Tipo 6.-

Entre estacas 290+50 a 365+00 del canal principal.

Canal en tierra sin revestir.

Sección chata.

$$\begin{aligned} S &= 0.0005 \\ d &= 1.40 \text{ m} \\ b &= 3.00 \\ t &= 1 \times 1 \end{aligned}$$

$n = 0.020$   
 $A = 6.16$   
 $P = 6.96$   
 $R = 0.885$

Aplicando la Fórmula de Manning:

$V = 1.02$  m.p.s.  
 $Q = 6$  m<sup>3</sup> p.s.

---

Lateral 1.

Area servida: 431 Hctas.

Capacidad: 673 l.p.s.

Canal revestido

Pendiente mínima del trazo:  $S = 0.011$

$n = 0.015$   
 $d = 0.28$   
 $b = 0.80$   
 $A = 0.30$   
 $P = 1.58$   
 $R = 0.18$   
 $V = 2.29$  mps  
 $Q = 675$  lit.p.s.

Lateral 2.

Area servida: 275 Hctas.

Capacidad: 673 Lit.p.s.

Canal revestido

Pendiente mínima del trazo:  $S = 0.009$

$n = 0.015$   
 $d = 0.25$   
 $b = 0.70$   
 $A = 0.235$   
 $R = 0.165$   
 $V = 1.87$  mps  
 $Q = 390$  Lit.p.s.

Lateral 3.

Area servida: 336.5 Hctas.

Capacidad: 471 Lit. p.s.

Canal revestido

Pendiente mínima del trazo:  $S = 0.0058$

$n = 0.015$   
 $d = 0.28$   
 $b = 0.80$   
 $A = 0.30$   
 $P = 1.58$   
 $R = 0.18$   
 $V = 1.67$  mps.  
 $Q = 479$  Lit. p.s.

Lateral 4.

Area servida: 353 Hcts.

Capacidad: 501 Lit. p.s.

Canal revestido

Pendiente mínima del trazo: S - 0.0055

n = 0.015

d = 0.30

b = 0.30

A = 0.33

P = 1.65

R = 0.20

V = 1.66

Q = 540 Lit. p.s.

Lateral 5.

Area servida: 150 Hcts.

Capacidad: 210 Lit. p.s.

Canal en tierra sin revestir

Pendiente mínima del trazo :S - 0.0079

n = 0.020

d = 0.20

b = 0.70

A = 0.18

P = 1.26

R = 0.14

V = 1.19 m.p.s.

Q = 214 Lit. p.s.

Lateral 6.

Area servida: 1,330.50 Hcts.

Capacidad: 1,863 Lit. p.s.

Canal revestido

Pendiente mínima del trazo: S = 0.0045

n = 0.015

d = 0.45

b = 1.50

A = 0.89

P = 2.77

R = 0.316

V = 2.08 mps

Q = 1,865 Lit. p.s.

Lateral 7.

Area servida: 1,054 Hcts.

Capacidad: 1,453 Lit. p.s.

Canal revestido

Pendiente mínima del trazo: S - 0.003

n = 0.015

d = 0.46

b = 1.50

A = 0.89

P = 2.77

R = 0.316

V = 1.697 mps

Q = 1,500 Lit. p.s.



Lateral 3.

Area servida: 1,472 Hcts.

Capacidad: 2,061 Lit. p.s.

Canal revestido.

Pendiente mínima del trazo:  $S = 0.0055$

$n = 0.015$

$d = 0.50$

$b = 1.50$

$A = 1.00$

$P = 2.90$

$R = 0.34$

$V = 2.40$

$Q = 2,300$  Lit. p.s.

Lateral 2.

Area servida : 3,645 Hcts.

Capacidad: 5,103 Lit. p.s.

Canal revestido.

Pendiente mínima del trazo:  $S = 0.0055$

$n = 0.015$

$d = 0.70$

$b = 1.90$

$A = 1.82$

$P = 3.66$

$R = 0.497$

$V = 3.10$  mps

$Q = 5,642$  Lit. p.s.

Lateral 10.

Area servida: 4,250 Hcts.

Capacidad: 6,150 Lit. p.s.

Canal revestido.

Pendiente mínima del trazo:  $S = 0.006$

$n = 0.015$

$d = 0.70$

$b = 2.00$

$A = 1.89$

$P = 3.34$

$R = 0.49$

$V = 3.21$  mps.

$Q = 6,067$  Lit. p.s.

Cálculo de sublaterales.-

Sección mínima para 230 Lit. p.s. de capacidad

Tipo A

Capacidad: 230 Lit. p.s.

Canal en tierra sin revestir.

Pendiente media:  $S = 0.001$

$d = 0.35$

$b = 1.00$

$a = 0.47$

$P = 1.288$

$R = 0.236$

$V = 0.60$  m.p.s.

$Q = 232$  Lit. p.s.

Tipo B.

Capacidad: 425 Lit. p.s.  
 Canal en tierra sin revestir  
 $n = 0.020$   
 Pendiente media: S - 0.001  
 $d = 0.40$   
 $b = 1.20$   
 $A = 0.64$   
 $P = 2.33$   
 $R = 0.27$   
 $V = 0.66$   
 $Q = 425$  Lit. p.s.

- Cálculo de Distributarios.-

Sección mínima para 110 Lit. por segundo de capacidad.

Tipo A

Capacidad 110 Lit. p.s.  
 Canal en tierra sin revestir  $n = 0.020$   
 Pendiente media: S - 0.001  
 $d = 0.28$   
 $b = 0.74$   
 $A = 0.28$   
 $P = 1.53$   
 $R = 0.18$   
 $V = 0.50$  mps  
 $Q = 110$  Lit. p.s.

Tipo B.

Capacidad: 245 Lit. p.s.  
 Canal en tierra sin revestir  $n = 0.020$   
 Pendiente media: S - 0.001  
 $d = 0.35$   
 $b = 1.00$   
 $A = 0.47$   
 $P = 1.933$   
 $R = 0.236$   
 $V = 0.60$  mps.  
 $Q = 230$  Lit. p.s.

-----

CAPACIDAD DE SUBLATERALES Y DISTRIBUTARIOS.

Sublateral 1-A: area servida: 149 Hcts.	Capacidad: 223 l.n.s.
Sublateral 1-B area servida: 170 Hcts.	Capacidad: 225 l.n.s.
Sublateral 1-C area servida: 42 Hcts.	Capacidad: 120 l.p.s.
Sublateral 6A area servida: 130 Hcts.	Capacidad: 195 l.n.s.
Sublateral 6B area servida: 160 Hcts.	Capacidad: 240 l.n.s.
Sublateral 6C area servida: 160 Hcts.	Capacidad: 240 l.n.s.
Sublateral 7A. area servida: 170 Hcts.	Capacidad: 255 l.p.s.
Sublateral 7B. area servida: 130 Hcts.	Capacidad: 270 l.p.s.
Sublateral 7C. area servida: 100 Hcts.	Capacidad: 150 l.n.s.
Sublateral 7D. area servida: 120 Hcts.	Capacidad: 170 l.p.s.
Sublateral 7E. area servida: 80 Hcts.	Capacidad: 120 l.n.s.
Sublateral 7G. area servida: 104 Hcts.	Capacidad: 156 l.n.s.
Sublateral 8A. area servida: 100 Hcts.	Capacidad: 150 l.n.s.
Sublateral 8B. area servida: 150 Hcts.	Capacidad: 225 l.n.s.
Sublateral 8C. area servida: 150 Hcts.	Capacidad: 225 l.n.s.
Sublateral 8D. area servida: 150 Hcts.	Capacidad: 225 l.n.s.
Sublateral 8E. area servida: 150 Hcts.	Capacidad: 225 l.n.s.
Sublateral 8F. area servida: 150 Hcts.	Capacidad: 225 l.p.s.

<u>Sublateral 3G.</u> area servida: 150 Hcts.	Capacidad: 225 l.p.s.
<u>Sublateral 3H.</u> area servida: 150 Hcts.	Capacidad: 225 l.p.s.
<u>Sublateral 3I.</u> area servida: 62 Hcts.	Capacidad: 1 l.p.s.
<u>Sublateral 2A.</u> area servida: 190 Hcts.	Capacidad: 295 l.p.s.
<u>Sublateral 2B.</u> area servida: 190 Hcts.	Capacidad: 295 l.p.s.
<u>Sublateral 2C.</u> area servida: 210 Hcts.	Capacidad: 315 l.p.s.
<u>Sublateral 2D.</u> area servida: 220 Hcts.	Capacidad: 330 l.p.s.
<u>Sublateral 2E.</u> area servida: 200 Hcts.	Capacidad: 300 l.p.s.
<u>Sublateral 2F.</u> area servida: 220 Hcts.	Capacidad: 330 l.p.s.
<u>Sublateral 2G.</u> area servida: 220 Hcts.	Capacidad: 330 l.p.s.
<u>Sublateral 2H.</u> area servida: 155 Hcts.	Capacidad: 232 l.p.s.
<u>Sublateral 2I.</u> area servida: 220 Hcts.	Capacidad: 330 l.p.s.
<u>Sublateral 2J.</u> area servida: 200 Hcts.	Capacidad: 300 l.p.s.
<u>Sublateral 2K.</u> area servida: 200 Hcts.	Capacidad: 300 l.p.s.
<u>Sublateral 2L.</u> area servida: 200 Hcts.	Capacidad: 300 l.p.s.
<u>Sublateral 2M.</u> area servida: 220 Hcts.	Capacidad: 330 l.p.s.
<u>Sublateral 2N.</u> area servida: 220 Hcts.	Capacidad: 330 l.p.s.
<u>Sublateral 2O.</u> area servida: 220 Hcts.	Capacidad: 330 l.p.s.
<u>Sublateral 2-P.</u> area servida: 200 Hcts.	Capacidad: 300 l.p.s.
<u>Sublateral 2Q.</u> area servida: 230 Hcts.	Capacidad: 345 l.p.s.

<u>Sublateral 10 A.</u> area servida: 250 Hets.	Capacidad: 375 l.p.s.
<u>Sublateral 10-B.</u> area servida: 250 Hets.	Capacidad: 375 l.p.s.
<u>Sublateral 10 C.</u> area servida: 250 Hets.	Capacidad: 375 l.p.s.
<u>Sublateral 10D.</u> area servida: 260 Hets.	Capacidad: 390 l.p.s.
<u>Sublateral 10E.</u> area servida: 260 Hets.	Capacidad: 390 l.p.s.
<u>Sublateral 10 F.</u> area servida: 260 Hets.	Capacidad: 390 l.p.s.
<u>Sublateral 10 G.</u> area servida: 220 Hets.	Capacidad: 330 l.p.s.
<u>Sublateral 10H.</u> area servida: 130 Hets.	Capacidad: 270 l.p.s.
<u>Sublateral 10I.</u> area servida: 250 Hets.	Capacidad: 375 l.p.s.
<u>Sublateral 10J.</u> area servida: 250 Hets.	Capacidad: 375 l.p.s.
<u>Sublateral 10K.</u> area servida: 250 Hets.	Capacidad: 375 l.p.s.
<u>Sublateral 10L.</u> area servida: 250 Hets.	Capacidad: 375 l.p.s.
<u>Sublateral 10M.</u> area servida: 250 Hets.	Capacidad: 375 l.p.s.
<u>Sublateral 10N.</u> area servida: 250 Hets.	Capacidad: 375 l.p.s.
<u>Sublateral 10-O.</u> area servida: 250 Hets.	Capacidad: 375 l.p.s.
<u>Sublateral 10P.</u> area servida: 300 Hets.	Capacidad: 450 l.p.s.
<u>Distributario 6 C 1.</u> area servida: 120 Hets.	Capacidad: 192 l.p.s.
<u>Distributario.6 C 2.</u> area servida: 130 Hets.	Capacidad: 203 l.p.s.

Distributario <u>6 C 3.</u> area servida: 50 Hcts.	Capacidad: 80 l.p.s.
Distributario <u>6 D 4.</u> area servida: 155 Hcts.	Capacidad: 245 l.p.s.
Distributario <u>6 D 5.</u> area servida: 122 Hcts.	Capacidad: 195 l.p.s.
Distributario <u>6 D 6.</u> area servida: 77.5 Hcts.	Capacidad: 121 l.p.s.

0-----0

IRRIGACION X

Capítulo IV

Planos y Perfiles

(adjuntos.)

IRRIGACION X

Capítulo V

Memoria Explicativa.



## MEMORIA EXPLICATIVA

Señalada la zona C D del plano general del proyecto de irrigación, ella está constituida por terrenos de configuración topográfica regular que hacen factible su irrigación a bajo costo. En efecto por formar parte de la sección inferior del valle o parte baja del cono de deyección primitivo, constituido por la sedimentación de los materiales erosionados de la parte alta del mismo, su pendiente es suave y su constitución geológica de materiales fáciles de mover.

El proyecto es pues antetodo económico. El costo por Hectarea así lo demuestra y puede servir de pauta para apreciar la gran riqueza que constituye una irrigación en la costa peruana cuando se dispone de agua suficiente. En la justificación económica discutimos este punto ampliamente.

De los estudios preliminares del trazo principal se llegó a la conclusión de que era mas económico hacer un canal de suave pendiente y adaptándose a las partes de terreno de mas suave inclinación lateral para poder construir un canal sin revestir de muy bajo costo. En efecto el cálculo de las pérdidas en la conducción de un canal de este tipo daba una cifra que justificaba su adopción. No se requería revestimiento solo para evitar las pérdidas por filtración, pues ellas no la justificaban. Se comparó luego la solución de canal revestido con miras a economía de volumen de excavación, pero esta economía no se comparaba con la de mayor costo de revestimiento. Es así como se decidió el trazo del canal de derivación para dominar 14,000 Hcts. brutas que eran las mas convenientes de regar por disponer de recursos acuíferos suficientes y encerrar esta extensión la totalidad de la zona C D señalada en el plano general propuesto.

El primer tramo de canal de 2,700 mts entre la boca-toma y el desarenador se adoptó revestirlo para poder dotarlo de mayor velocidad suficiente para el arrastre de sedimentos y disminuir al mismo tiempo su sección de excavación por atravesar terrenos duros de costosa extracción. Además aumentar su seguridad y permitir la máxima captación durante todo el año.

### BocaToma.-

El Río X trae en sequía 15 m<sup>3</sup> por segundo los que deberán ser tomados íntegramente. Se decidió por ello el tipo de Toma con vertedero, adoptándose el tipo clásico recomendado por B.A. Echeverry en su curso de Irrigación. En época de avenidas habrá que tomarse 16 m<sup>3</sup> por segundo con el objeto de disponer de 2m<sup>3</sup> en forma constante en el Desarenador, que hará además las veces de aliviadero para permitir el paso constante de 14 m<sup>3</sup> por segundo en toda época al canal principal. En época de sequía la cantidad de sedimento arrastrado es mínima de modo que solo se botará 1m<sup>3</sup> por segundo por las compuertas eliminadoras del Desarenador, quedando siempre 14 m<sup>3</sup> por segundo en el canal de derivación.

Se ha dispuesto en esta estructura: canal de limpia para evitar la entrada de sedimento grueso al canal, colchón de agua, rodillos y muros de encauzamiento que conectan la estructura con los terrenos riverenos de altura suficiente para no ser sobrelevados por las **mayores** avenidas.

### Desarenador.-

Esta estructura es diseñada con un sistema muy sencillo. Consta de dos tazas en las que el agua derivada toma suavemente una velocidad mínima de sedimentación, pasando luego por reboso al canal principal y eliminándose los sedimentos acumulados en el fondo por medio de dos compuertas de desagüe.

Se encuentra a corta distancia de la toma cuando el canal se encuentra a suficiente altura sobre el río para permitir la eliminación del sedimento por gravedad.

En época de sequía se eliminarán constantemente por esta estructura 1 m<sup>3</sup> por segundo del agua captada y en época de avenidas en que la cantidad de sedimento es mayor se dispondrá de dos metros cúbicos constantemente para la eliminación del sedimento que se deposite en las tazas. Es una estructura pues de funcionamiento constante debido a la ventaja de poseer agua suficiente en el sistema de la irrigación.

### Canal de derivación.-

Desde el desarenador (estaca 27+50) hasta el comienzo de las tierras por irrigar (estaca 134+50) el canal de conducción que denominamos de derivación es excavado íntegramente en tierra con una capacidad de 14 m<sup>3</sup> por segundo. No requiere revestimiento por las consideraciones ya expuestas y por que el diseño se ha hecho expresamente para no requerir esta disposición que quitaría el carácter de económica a la irrigación proyectada. No habiendo filtración grande que obligue esta disposición y siendo la velocidad soportable por el terreno sin erosión, hemos dispuesto pues este canal sin revestir.

### Canal principal.-

Después de la salida del Lateral # 1 en la estaca 134+50 que es además el comienzo de las tierras por irrigar, el canal principal sigue a lo largo de la parte mas alta de la irrigación y alimenta en su recorrido total de 36 Kilómetros y medio a diez canales laterales. El terreno es uniforme y ninguna estructura u obra de arte ha sido necesario proyectar para salvar algún obstáculo especial. El gasto del canal va disminuyendo progresivamente a lo largo de su recorrido hasta llegar a un valor seguro que permita la eliminación del caudal sobrante que por obstrucción de alguna estructura de distribución tuviera que evacuarse.

### Sistema de distribución.-

Los diez laterales principales alimentan 56 sublaterales y 6 pequeños distributarios. Se ha hecho una red de distribución en forma de obtener figuras regulares y así lotes de superficies apropiadas. El area total irrigada es de 13,352 Hcts. El area bruta del proyecto era de 14,000 Hcts. Se ha utilizado pues el 95% aproximadamente del area total. Teniendo en cuenta que la diferencia de extensión se ha empleado en caminos de acceso a los lotes y en desagües de los mismos, se deduce que la red de distribución es económica, habiéndose aprovechado el terreno al máximo.

El area servida por los diez canales laterales es la siguiente:

Lateral 1	.....	481	hcts.
Lateral 2	.....	275	"
Lateral 3	.....	336.5	"
Lateral 4	.....	358	"
Lateral 5	.....	150	"
Lateral 6	.....	1,330.5	"
Lateral 7	.....	1,045	"
Lateral 8	.....	1,472	"
Lateral 9	.....	3,645	"
Lateral 10	.....	4,250	"
.Total		13,352	"

Dotación de agua.-

Se dispone de 14 m<sup>3</sup> por segundo a la salida del Desarenador del sistema. Las pérdidas en la conducción en todo el sistema hemos visto que eran de 1,375 Litros por segundo en total o sea que se dispone con toda seguridad de 12,625 Lit. por segundo constantes durante todo el año. Por otra parte el área irri- gable total distribuida es de 13,352 Hcts. por lo que la dotación por hectárea y por segundo de las tierras a irrigarse será de:

$$12,625/13,352 = 0.94 \text{ Lit. por Hct. por segundo.}$$

Mucho se ha discutido sobre la dotación promedio que un terreno requiere. La experiencia en otros países tiene un valor relativo al respecto ya que los requerimientos de agua dependen de la clase de terreno irrigado, del clima y de la clase de cultivo principalmente, siendo otros factores que influyen también con menor importancia. En nuestro país y en la costa a que este proyecto se refiere, se pueden distinguir dos grupos de explotación agrícola: valles secos y de abundancia. Los primeros se emplean especialmente al sembrío de algodón y los segundos al de arroz. El valle de Tambo en el Sur y Piura, Jequetepoque y Turbes en el Norte son del segundo grupo. Ellos necesitan una dotación intensiva de agua y es probable que su dotación promedio sea de 2 Litros por hectárea y por segundo. En los demás valles de la costa en se cultiva el algodón de preferencia y granos, lino, cebada etc. se considera como excelente una dotación de 0.30 Lit. por Hcts. y por segundo, habiendo valles como Cañete, y Huacho que teniendo agua todo el año disponen como dotación promedio una inferior a 0.50 Lit. por Hect. y por segundo. En ciertos valles que solo tienen agua en época de avenidas, aunque el riego sea intensi- vo, su dotación promedio no es mayor de 1 Lit. por Hct. por seg.. Ejemplo de estos últimos son Piura e Ica (El río Chira de Piura es el referido anteriormente). Así en los canales de La Buñola y San Andrés de Piura, el Ingeniero Alfredo Mendiola que los proyectó, les dió una capacidad de 7.5 m<sup>3</sup> por seg. pero como el río Piura solo llevó agua durante 90 días del año, la dotación pro- media resulta:

$$7,500/36,400 \times 90 = 0.96 \text{ Lit. por Hect. Por Seg.}$$

La experiencia de los canales de Ganges y Bari Doah en la India, cuyo clima y terreno tienen alguna semejanza con nuestra costa, se estima a razón de 1 pié cub. por cada 73.44 acres o sea un equivalente de 1 Lit. por Hect. por Seg.

Newell en su curso de Irrigación estima que 1 pié cub. por segundo corriendo continuamente durante los noventa días de una estación de riego puede irrigar 100 acres, lo que equivale a una dotación continua de 0.7 Lit. por Hect. por Seg.

R.P. Buckley en su informe sobre utilización del Río Guadalquivir en España recomienda 1/2 Litro por Hectarea por Segundo en sembríos de invierno y 1 Litro por Hectarea por segundo en sembríos de verano.

En la Argentina se considera una dotación recomendable la de 0.50 Lit. por Hect. por seg.

En muchos valles de la costa en que las necesidades del agua han sido estrictamente reglamentadas, se estima una dotación promedio y constante de 1/2 lit. por hect. por seg. como satisfactoria.

En nuestro proyecto la dotación asumida de 0.94 Lit. por hect. por seg. está pues suficientemente demostrado que es excelente.

#### Lotización.-

La extensión mínima escogida para tamaño de los lotes del proyecto, ha sido de 10 Hectareas, teniendo en cuenta que es la superficie indispensable para permitir la vida modesta de una familia en la costa del Perú. Tenemos 159 lotes de esta extensión que se dedicarán especialmente a los trabajadores que presten servicios en la realización del proyecto. En cambio la extensión máxima es de 50 Hectáreas, por ser esta la limitada por las Reglamentaciones sobre la materia que rijen actualmente en nuestro país.

Entre estas extensiones límites y de acuerdo a exigencias geométricas, se han desarrollado una serie de lotes de 20 30 y 40 Hects. para satisfacer la demandada que es natural exista en la escala señalada:

Aunque en lo posible se han determinado los lotes con extensiones de números enteros, también se han obtenido 20 lotes de medidas fraccionarias, lo que no se puede evitar en un sistema sin perjudicar su mejor distribución.

#### Laterales y Sublaterales.-

Se recomienda que la sección de estos canales sea del tipo chato, pues una variación del gasto influirá menos sobre la altura de agua y su derivación se hará en mejores condiciones.

Como el gasto del canal principal es uniforme es más fácil su distribución que si fuera expuesto a súbitos aumentos y disminuciones. Generalmente el sistema de distribución trabaja por rotación y no es necesario que todos los laterales y sublaterales estén al mismo tiempo trabajando a su máxima dotación. Las necesidades de riego son a menudo exigentes en cuanto al

volúmen necesario en cierto momento. Por ello los laterales y sublaterales deben tener una capacidad mucho mayor que la correspondiente a la dotación promedio por Hectárea. La experiencia americana señala un 40 % de exceso en los laterales y 50% en los sublaterales y distributarios y señala un mínimo de 280 Litros por segundo en laterales y 110 Litros por segundo en distributarios. También en términos de dotación por hectarea sería 1.2 Lit. por hecta por segundo en laterales y 1.75 en distributarios.

#### Corte mas económico.-

Es aquel que permite que el volúmen de excavación compense al de relleno del canal. En nuestro caso hemos tomado este valor en la sección tipo de los canales del sistema, pero además para tener una sección completamente segura hemos reforzado la banqueta adoptando un talud de reposo mas tendido que el natural y obligado a tener un volúmen de relleno extra que ha sido apreciado en el presupuesto del canal.

#### Lotes.-

Los lotes obtenidos son:

159 lotes de 10 Hectareas.....	1,590	Hcts.
31 lotes de 20 Hectareas.....	1,620	"
102 lotes de 30 Hectareas.....	3,060	"
37 lotes de 40 Hectareas....	3,480	"
65 lotes de 50 Hectareas.....	3,250	"
20 lotes de dimensiones fraccionarias .....	352	"
Total..	13,352 Hectareas.	

-----

IRRIGACION X

Capítulo VI

Metrado y Presupuesto

o

PLIEGO DE CUBICACION DEL CANAL PRINCIPAL

Est.	C.terr.	C.raz.	Cte.	Area	A.Med.	Vol.C.	Ar.	A.Med.	Vol.R.
0 + 50	461.00	459.60	1.40	8.50			2.1		
1 + 00	460.95	459.55	1.40	8.60	8.55	427.50	2.4	2.40	112.50
1 + 50	460.90	459.50	1.40	8.00	8.30	415.00	2.4	2.40	120.00
2 + 00	460.85	459.45	1.40	8.35	8.175	408.75	2.7	2.55	127.50
2 + 50	460.77	459.40	1.37	7.95	8.15	407.50	2.8	2.75	137.50
3 + 00	460.81	459.35	1.46	9.35	8.65	432.50	2.0	2.40	120.00
3 + 50	460.81	459.30	1.51	9.10	9.225	461.25	1.6	1.80	90.00
4 + 00	460.77	459.25	1.52	9.45	9.275	463.75	1.5	1.55	77.50
4 + 50	460.64	459.20	1.44	9.10	9.275	463.75	2.2	1.85	92.50
5 + 00	460.64	459.15	1.49	9.00	9.05	452.50	1.8	2.00	100.00
5 + 50	460.62	459.10	1.52	9.50	9.25	462.50	1.7	1.75	87.50
6 + 00	460.60	459.05	1.55	9.20	9.35	467.50	1.5	1.60	80.00
6 + 50	460.50	459.00	1.50	9.05	9.125	456.25	1.9	1.70	85.00
7 + 00	460.55	458.95	1.60	9.85	9.45	472.50	1.2	1.35	67.50
7 + 50	460.54	458.90	1.64	9.70	9.775	488.75	1.0	1.10	55.00
8 + 00	460.51	458.85	1.66	10.60	10.15	506.50	1.0	1.00	50.00
8 + 50	460.44	458.80	1.64	10.05	10.325	516.25	1.0	1.00	50.00
9 + 00	460.40	458.75	1.65	10.70	10.375	518.75	0.9	0.95	47.55
9 + 50	460.15	458.70	1.45	8.90	9.80	490.00	1.6	1.25	62.50
10 + 00	460.00	458.65	1.35	8.50	8.70	435.00	2.0	1.80	90.80
10 + 50	459.98	458.60	1.38	8.65	8.575	428.75	1.7	1.85	92.50
11 + 00	459.94	458.55	1.39	8.40	8.525	426.25	1.6	1.65	82.50
11 + 50	459.87	458.50	1.37	8.55	8.475	423.75	1.8	1.70	85.00
12 + 00	459.84	458.45	1.39	8.70	8.675	433.75	2.0	1.90	95.00
12 + 50	459.72	458.40	1.32	8.15	8.425	421.25	2.4	2.20	110.00
13 + 00	459.62	458.35	1.27	7.45	7.800	390.00	2.6	2.50	125.00

13	†	00	459.62	458.35	1.27	7.45	7		2.6		
13	†	50	459.61	458.30	1.31	7.50	7.475	373.75	2.1	2.35	117.50
14	†	00	459.53	458.25	1.28	7.65	7.575	378.75	2.5	2.30	115.00
14	†	50	459.54	458.20	1.34	7.75	7.700	385.00	2.3	2.40	120.00
15	†	00	459.56	458.15	1.41	8.45	8.100	405.00	1.9	2.10	105.00
15	†	50	459.58	458.10	1.48	8.75	8.600	430.00	1.7	1.80	90.00
16	†	00	459.54	458.05	1.49	9.25	9.000	450.00	1.5	1.60	80.00
16	†	50	459.47	458.00	1.47	8.90	9.075	453.75	2.0	1.75	87.50
17	†	00	459.37	457.95	1.42	9.25	9.075	453.75	1.6	1.80	90.00
17	†	50	459.38	457.90	1.48	9.20	9.225	461.25	1.5	1.55	77.50
18	†	00	459.31	457.85	1.46	8.70	8.950	447.50	1.4	1.45	72.50
18	†	50	459.30	457.80	1.50	9.30	9.000	450.00	0.8	1.10	55.00
19	†	00	459.24	457.75	1.49	9.40	9.350	467.50	1.3	1.05	52.50
19	†	50	459.22	457.70	1.42	9.95	9.675	483.75	1.2	1.25	62.50
20	†	00	459.00	457.65	1.35	8.15	9.050	452.50	1.8	1.50	75.00
20	†	50	458.96	457.60	1.36	8.75	8.400	420.00	2.30	2.05	102.50
21	†	00	458.86	457.55	1.31	8.10	8.425	421.25	2.2	2.25	112.50
21	†	50	458.79	457.50	1.29	7.90	8.000	400.00	2.7	2.45	122.50
22	†	00	458.84	457.45	1.39	8.60	8.250	412.50	1.8	2.25	112.50
22	†	50	458.71	457.40	1.31	7.60	8.100	405.00	2.3	2.05	102.50
23	†	00	458.78	457.35	1.43	8.55	8.075	403.75	1.7	2.00	100.00
23	†	50	458.65	457.30	1.35	8.20	8.375	418.75	2.2	1.95	97.50
24	†	00	458.65	457.25	1.40	8.40	8.300	415.00	1.9	2.05	102.50
24	†	50	458.58	457.20	1.38	8.55	8.075	403.75	1.8	2.00	100.00
25	†	00	458.47	457.15	1.32	7.75	8.150	407.50	2.70	2.25	112.50
25	†	50	458.48	457.10	1.38	8.40	m8.075	403.75	2.1	2.40	120.00
26	†	00	458.52	457.05	1.47	9.15	8.775	438.75	1.7	1.90	95.00
26	†	50	458.65	457.00	1.65	10.70	9.925	496.25	0.9	1.30	65.00



26	†	50	458.65	457.00	1.65	10.70				0.90		
27	†	00	458.68	456.95	1.73	11.50	11.100	555.00		0.7	0.80	40.00
27	†		Desarenador									
27	†	50	458.67	456.325	2.345	17.70				0.4		
28	†	00	458.40	456.300	2.100	16.00	16.850	842.50		2.0	1.20	60.00
28	†	50	458.70	456.275	2.425	20.40	18.200	910.00		3.5	2.75	137.50
29	†	00	458.67	456.250	2.420	22.40	21.400	1070.00		4.0	3.75	187.50
29	†	50	458.43	456.225	2.205	39.00	30.700	1535.00		10.0	7.00	350.00
30	†	00	460.00	456.200	3.800	44.90	41.950	2097.50		7.0	8.50	425.00
30	†	50	458.75	456.175	2.575	27.40	36.150	1807.50		8.0	7.50	375.00
31	†	00	459.00	456.150	2.850	27.85	27.675	1383.75		4.0	6.00	300.00
31	†	50	459.00	456.125	2.875	26.60	27.225	1361.25		4.0	4.00	200.00
32	†	00	459.30	456.100	3.200	30.00	28.300	1415.00		2.0	3.00	150.00
32	†	50	459.50	456.075	3.425	34.00	32.000	1600.00		2.4	2.20	110.00
33	†	00	459.10	456.050	3.050	25.20	29.600	1480.00		0.01	1.205	60.25
33	†	50	458.05	456.025	2.025	14.90	20.050	1002.50		3.3	1.655	82.75
34	†	00	458.85	456.000	2.850	23.90	19.400	970.00		0.0	1.65	82.50
34	†	50	458.38	455.975	2.405	18.90	21.400	1070.00		0.1	0.05	2.50
35	†	00	458.17	455.950	2.220	16.90	17.900	895.00		0.5	0.30	15.00
35	†	50	458.00	455.925	2.075	15.00	15.950	797.50		0.7	0.60	30.00
36	†	00	457.81	455.900	1.910	14.10	14.550	727.50		1.3	1.00	50.00
36	†	50	457.76	455.875	1.875	14.20	14.15	707.50		1.3	1.30	65.00
37	†	00	457.74	455.850	1.890	13.70	13.95	697.50		0.8	1.05	52.50
37	†	50	457.51	455.825	1.685	11.70	12.70	635.00		1.8	1.3	65.00
38	†	00	457.53	455.800	1.730	12.40	12.05	602.50		2.0	1.9	95.00
38	†	50	457.51	455.775	1.735	12.55	12.475	623.75		2.1	2.05	102.50
39	†	00	457.49	455.750	1.740	12.15	12.35	617.50		2.6	2.35	117.50
39	†	50	457.27	455.725	1.545	10.25	11.20	560.00		3.8	3.2	160.00
40	†	00	457.50	455.700	1.800	12.95	11.60	580.00		1.5	2.65	132.50

40	†	00	457.50	455.700	1.800	12.95			1.5		
40	†	50	457.54	455.675	1.865	13.60	13.275	663.75	1.4	1.45	72.50
41	†	00	457.33	455.650	1.680	12.10	12.85	642.50	2.6	2.00	100.00
41	†	50	457.61	455.625	1.985	14.45	13.275	663.75	1.3	1.95	97.50
42	†	00	457.605	455.600	2.050	15.10	14.775	738.75	1.4	1.35	67.55
42	†	50	457.38	455.575	1.805	13.00	14.05	702.50	1.7	1.55	77.50
43	†	00	457.61	455.550	2.060	15.50	14.25	712.50	0.6	1.17	58.75
43	†	50	457.43	455.525	1.905	13.55	14.525	726.25	1.1	0.87	43.75
44	†	00	457.45	455.500	1.950	13.95	13.75	687.50	0.8	0.97	48.75
44	†	50	457.48	455.475	2.005	14.00	13.975	698.75	0.8	0.82	41.25
45	†	00	457.61	455.450	2.150	15.60	14.80	740.00	0.1	0.55	27.50
45	†	50	457.47	455.425	2.045	14.90	15.25	762.50	1.2	0.75	37.50
46	†	00	457.67	455.400	2.270	17.35	16.125	806.25	1.0	1.10	55.00
46	†	50	457.53	455.375	2.155	16.20	16.775	838.75	0.5	0.75	37.50
47	†	00	457.41	455.350	2.060	15.30	15.75	787.50	1.0	0.75	37.50
47	†	50	457.63	455.325	2.305	17.45	16.375	818.75	0.3	0.65	32.50
48	†	00	457.42	455.300	2.120	15.65	16.55	827.50	1.0	0.65	32.50
48	†	50	457.17	455.275	1.895	13.70	14.675	733.75	2.8	1.90	95.00
49	†	00	457.77	455.250	2.520	20.90	17.30	865.00	1.5	2.15	107.50
49	†	50	457.20	455.225	1.975	16.00	18.45	922.50	3.5	2.50	125.00
50	†	00	457.31	455.200	2.110	16.40	16.20	810.00	3.5	3.50	175.00
50	†	50	457.33	455.175	2.105	17.00	16.70	835.00	3.3	3.40	170.00
51	†	00	457.25	455.150	2.100	16.10	16.55	827.50	2.3	2.80	140.00
51	†	50	457.21	455.125	2.085	16.40	16.25	812.50	4.0	3.15	157.50
52	†	00	457.12	455.100	2.020	14.90	15.65	782.50	1.9	2.95	147.50
52	†	50	457.11	455.075	2.035	15.00	14.95	747.50	2.0	1.95	97.50
53	†	00	457.00	455.050	1.950	14.20	14.60	730.00	1.7	1.85	92.50
53	†	50	457.12	455.025	2.095	15.80	15.00	750.00	1.0	1.35	67.50

53	†	50	457.12	455.025	2.095	15.80			1.0		
54	†	00	456.89	455.000	1.890	13.70	14.75	737.50	2.2	1.60	80.00
54	†	50	456.74	454.975	1.766	12.70	13.20	660.00	2.5	2.35	117.50
55	†	00	456.69	454.950	1.740	12.20	12.45	622.50	2.7	2.60	130.00
55	†	50	456.77	454.925	1.845	18.10	15.15	757.50	2.3	2.50	125.00
56	†	00	456.70	454.900	1.800	12.50	15.30	765.00	2.3	2.30	115.00
56	†	50	456.31	454.875	1.435	9.60	11.05	552.50	4.5	3.40	170.00
57	†	00	456.59	454.950	1.740	12.70	11.15	557.50	2.6	3.55	177.50
57	†	50	456.50	454.825	1.675	11.60	12.15	607.50	3.0	2.80	140.00
58	†	00	456.52	454.800	1.720	12.35	11.975	598.75	2.5	2.75	137.50
58	†	50	456.55	454.775	1.775	13.30	12.825	641.25	2.2	2.35	117.50
59	†	00	456.76	454.750	2.010	14.70	14.00	700.00	1.0	1.635	81.25
59	†	50	456.33	454.725	1.605	11.30	m13.00	650.00	3.6	2.325	116.25
60	†	00	456.40	454.700	1.700	12.15	11.725	586.25	2.6	3.10	155.00
60	†	50	456.52	454.675	1.845	13.70	12.925	646.25	2.1	2.35	117.50
61	†	00	456.37	454.650	1.720	11.35	12.525	626.25	3.1	2.6	130.00
61	†	50	456.37	454.625	1.745	12.15	11.75	587.50	2.7	2.9	145.00
62	†	00	456.35	454.600	1.750	12.20	12.175	608.75	2.5	2.6	130.00
62	†	50	456.37	454.575	1.795	12.40	12.300	615.00	2.1	2.35	117.50
63	†	00	456.50	454.550	1.950	13.95	13.175	658.75	1.6	1.90	95.00
63	†	50	456.48	454.525	1.955	14.00	13.975	698.75	1.5	1.55	77.50
64	†	00	456.38	454.500	1.880	13.55	13.775	688.75	1.8	1.67	83.75
64	†	50	456.68	454.475	2.205	15.45	14.500	725.00	1.0	1.42	71.25
65	†	00	456.35	454.450	1.900	13.90	14.675	733.75	1.8	1.40	70.00
65	†	50	456.32	454.425	1.895	13.40	13.650	682.50	1.7	1.75	87.50
66	†	00	456.30	454.400	1.900	13.55	14.475	723.75	1.3	1.50	75.00
66	†	50	456.19	454.375	1.815	12.40	12.975	648.75	1.9	1.60	80.00
67	†	00	456.14	454.350	1.790	12.55	12.475	623.75	1.7	1.80	90.00

67	+	00	456.14	454.350	1.790	12.55			1.7		
67	+	50	456.07	454.325	1.745	12.40	12.475	623.75	2.2	1.95	.97.50
68	+	00	456.02	454.300	1.720	12.25	12.325	616.25	2.2	2.2	110.00
68	+	50	455.97	454.275	1.695	12.40	12.325	616.25	2.2	2.2	110.00
69	+	00	455.96	454.250	1.710	11.80	12.100	605.00	2.4	2.2	110.00
69	+	50	455.96	454.225	1.735	11.90	11.850	592.50	2.6	2.4	120.00
70	+	00	455.92	454.200	1.720	11.80	11.850	592.50	2.3	2.45	122.50
70	+	50	455.92	454.175	1.745	12.50	12.150	607.50	1.8	2.05	102.50
71	+	00	455.92	454.150	1.770	12.65	12.575	628.75	2.3	2.05	102.50
71	+	50	455.91	454.125	1.785	12.45	12.550	627.50	2.1	2.20	110.00
72	+	00	455.90	454.100	1.800	12.60	12.525	626.25	2.0	2.05	102.50
72	+	50	455.81	454.075	1.735	12.30	12.450	622.50	2.4	2.20	102.50
73	+	00	455.79	454.050	1.740	12.00	12.150	607.50	2.5	2.45	122.50
73	+	50	455.72	454.025	1.695	11.95	11.975	598.75	3.1	2.80	140.00
74	+	00	455.72	454.000	1.720	11.90	11.925	596.25	2.5	2.80	140.00
74	+	50	455.58	453.975	1.605	11.25	11.575	578.75	3.3	2.90	145.00
75	+	00	455.54	453.950	1.590	10.90	11.075	553.75	3.7	3.50	175.00
75	+	50	455.49	453.925	1.565	11.00	10.950	547.50	3.8	3.75	187.50
76	+	00	455.48	453.900	1.580	11.05	11.025	551.25	3.7	3.75	187.50
76	+	50	455.56	453.875	1.685	11.60	11.325	566.25	3.0	3.35	167.50
77	+	00	455.48	453.850	1.630	10.90	11.250	562.50	3.1	3.05	152.50
77	+	50	455.56	453.825	1.735	11.70	11.300	565.00	2.5	2.80	140.00
78	+	00	455.49	453.800	1.690	11.70	11.700	585.00	2.8	2.65	132.50
78	+	50	455.53	453.775	1.755	12.45	12.075	603.75	2.5	2.65	132.50
79	+	00	455.49	453.750	1.740	12.40	12.425	621.25	2.3	2.40	120.00
79	+	50	455.42	453.725	1.695	12.20	12.300	615.00	2.7	2.50	125.00
80	+	00	455.43	453.700	1.730	12.10	12.150	607.50	2.3	2.50	125.00
80	+	50	455.41	453.675	1.735	12.50	12.300	615.00	2.7	2.50	125.00
81	+	00	455.31	453.650	1.660	11.70	12.100	605.00	3.3	3.00	150.00

81	†	00	455.31	453.650	1.660	11.70			3.3		
							11.800	590.00		3.20	160.00
81	†	50	455.32	453.625	1.695	11.90			3.1		
							12.000	600.00		2.80	140.00
82	†	00	455.34	453.600	1.740	12.10			2.5		
							12.225	611.25		2.40	120.00
82	†	50	455.32	453.575	1.745	12.35			2.3		
							12.400	620.00		2.60	130.00
83	†	00	455.32	453.550	1.770	12.45			2.9		
							12.700	635.00		2.55	127.50
83	†	50	455.35	453.525	1.825	12.95			2.2		
							12.625	631.25		2.35	117.50
84	†	00	455.25	453.500	1.750	12.30			2.5		
							12.500	625.00		2.45	122.50
84	†	50	455.28	453.275	1.805	12.70			2.4		
							12.700	635.00		2.40	120.00
85	†	00	455.23	453.450	1.780	12.70			2.4		
							12.675	633.75		2.40	120.00
85	†	50	455.20	453.425	1.775	12.65			2.4		
							13.400	670.00		1.85	92.50
86	†	00	455.38	453.400	1.980	14.15			1.3		
							13.225	661.25		2.00	100.00
86	†	50	455.10	453.375	1.725	12.30			2.7		
							12.350	617.50		2.50	125.00
87	†	00	455.13	453.350	1.780	12.40			2.3		
							12.450	622.50		2.40	120.00
87	†	50	455.08	453.325	1.755	12.50			2.5		
							12.475	623.75		2.60	130.00
88	†	00	455.07	453.300	1.770	12.45			2.7		
							12.175	608.75		2.55	127.50
88	†	50	455.04	453.275	1.765	11.90			2.4		
							11.775	588.75		2.55	127.50
89	†	00	454.95	453.250	1.700	11.65			2.7		
							11.700	585.00		2.85	142.50
89	†	50	454.91	453.225	1.685	11.75			3.0		
							11.575	578.75		2.75	137.50
90	†	00	454.86	453.200	1.660	11.40			2.5		
							11.450	572.50		3.00	150.00
90	†	50	454.85	453.175	1.675	11.50			3.5		
							11.525	576.25		3.45	172.50
91	†	00	454.81	453.150	1.660	11.55			3.4		
							11.075	553.75		3.60	180.00
91	†	50	454.70	453.125	1.575	10.60			3.8		
							11.125	556.25		3.30	165.00
92	†	00	454.76	453.100	1.660	11.65			2.8		
							11.750	587.50		2.70	135.00
92	†	50	454.76	453.075	1.685	11.85			2.6		
							11.900	595.00		2.50	125.00
93	†	00	454.78	453.050	1.730	11.95			2.4		
							11.775	588.75		2.65	132.50
93	†	50	454.73	453.025	1.705	11.60			2.9		
							11.100	555.00		2.90	145.00
94	†	00	454.68	453.000	1.680	10.60			2.9		
							10.675	533.75		3.20	160.00
94	†	50	454.53	452.975	1.555	10.75			3.5		
							10.825	541.25		3.50	175.00
95	†	00	454.58	452.950	1.630	10.90			3.5		

95	†	00	454.58	452.950	1.630	10.90			3.5		
95	†	50	454.51	452.925	1.585	10.95	10.925	546.25	4.2	3.85	192.50
96	†	00	454.63	452.900	1.730	12.00	11.475	573.75	3.1	3.65	182.50
96	†	50	454.57	452.875	1.695	12.00	12.000	600.00	3.2	3.15	157.50
97	†	00	459.57	452.850	1.720	12.10	12.050	602.50	3.0	3.10	155.00
97	†	50	454.59	452.825	1.765	11.95 <sup>5</sup>	12.025	601.25	3.1	3.05	152.50
98	†	00	454.54	452.800	1.740	12.35	12.150	607.50	2.7	2.90	145.00
98	†	50	454.50	452.775	1.725	12.40	12.375	618.75	2.7	2.70	135.00
99	†	00	454.45	452.750	1.700	11.70	12.050	602.50	2.7	2.70	135.00
99	†	50	454.41	452.725	1.685	11.95	11.825	591.25	3.2	2.95	147.50
100	†	00	454.45	452.700	1.750	12.60	12.275	613.75	2.7	2.95	147.50
100	†	50	454.44	452.675	1.765	12.65	12.625	631.25	2.8	2.75	137.50
101	†	00	454.46	452.650	1.810	12.40	12.525	626.25	2.3	2.55	127.50
101	†	50	454.41	452.625	1.785	13.20	12.800	640.00	1.7	2.00	100.00
102	†	00	454.29	452.600	1.690	11.80	12.500	625.00	2.8	2.25	112.50
102	†	50	454.28	452.575	1.705	11.75	11.775	588.75	2.6	2.70	135.00
103	†	00	454.25	452.550	1.700	11.80	11.775	588.75	3.2	2.90	145.00
103	†	50	454.33	452.525	1.805	12.65	12.225	611.25	2.6	2.90	145.00
104	†	00	454.31	452.500	1.810	12.90	12.775	638.75	2.2	2.40	120.00
104	†	50	454.27	452.475	1.795	12.60	12.750	637.50	2.4	2.30	115.00
105	†	00	454.24	452.450	1.790	12.55	12.575	628.75	2.2	2.30	115.00
105	†	50	454.24	452.425	1.815	12.80	12.675	633.75	2.5	2.35	117.50
106	†	00	454.15	452.400	1.750	12.40	12.600	630.00	2.7	2.60	130.00
106	†	50	454.18	452.375	1.805	12.20	12.300	615.00	2.1	2.40	120.00
107	†	00	454.09	452.350	1.740	12.35	12.275	613.75	2.2	2.15	107.50
107	†	50	454.05	452.325	1.725	12.30	12.325	616.25	2.6	2.40	120.00
108	†	00	454.00	452.300	1.700	12.25	12.275	613.75	3.0	2.80	140.00
108	†	50	453.95	452.275	1.675	11.85	12.050	602.50	3.1	3.05	152.50
109	†	00	453.94	452.250	1.690	11.80	11.825	591.25	3.0	3.05	152.50



123	+	50	453.24	451.525	1.715	11.75	11.600	580.00	2.7	2.50	125.00
124	+	00	453.26	451.500	1.760	12.57	12.160	608.00	1.8	2.05	102.50
124	+	50	453.25	451.475	1.775	12.52	12.545	627.25	2.0	1.90	95.00
125	+	00	453.27	451.450	1.820	13.12	12.820	641.00	2.1	2.05	102.50
125	+	50	453.20	451.425	1.775	12.37	12.745	637.25	2.0	2.05	102.50
126	+	00	453.16	451.400	1.760	12.52	12.445	622.25	2.0	2.00	100.00
126	+	50	453.17	451.375	1.795	12.67	12.595	629.75	2.1	2.05	102.50
127	+	00	453.07	451.350	1.720	12.27	12.470	623.50	2.6	2.35	117.50
127	+	50	453.12	451.325	1.795	12.87	12.570	628.50	1.9	2.25	112.50
128	+	00	453.02	451.300	1.720	11.87	12.370	618.50	2.4	2.15	107.50
128	+	50	453.00	451.275	1.725	11.22	11.545	577.25	2.6	2.50	125.00
129	+	00	452.97	451.250	1.720	11.27	11.245	562.25	2.5	2.55	127.50
129	+	50	453.00	451.225	1.775	12.62	11.945	597.25	2.3	2.40	120.00
130	+	00	452.86	451.200	1.660	11.57	12.095	604.75	2.9	2.60	130.00
130	+	50	452.73	451.175	1.555	10.87	11.220	561.00	4.0	3.45	172.50
131	+	00	452.67	451.150	1.520	10.42	10.645	532.25	3.9	3.95	197.50
131	+	50	452.71	451.125	1.585	11.07	10.745	537.25	3.0	3.45	172.50
132	+	00	452.70	451.100	1.600	11.32	11.195	559.75	3.3	3.15	157.50
132	+	50	452.80	451.075	1.725	12.07	11.695	584.75	2.4	2.85	142.50
133	+	00	452.67	451.050	1.620	11.27	11.670	583.50	3.0	2.70	135.00
133	+	50	452.63	451.025	1.605	11.22	11.245	562.25	3.2	3.10	155.00
134	+	00	452.57	451.000	1.570	10.67	10.945	547.25	3.4	3.30	165.00
134	+	50	452.66	450.975	1.685	11.92	11.295	564.75	2.9	3.15	157.50

Total corte 168,083.00



PRESUPUESTO DE LA BOCATOMA.-

Muros de encauzamiento.

Concreto, de aguas arriba	3,139.44 m <sup>3</sup> x 75.00	235,458.00
Concreto, de aguas abajo	758.28 m <sup>3</sup> x 75.00	56,871.00
Tierra, aguas abajo	3,750.00 m <sup>3</sup> x 3.50	13,125.00

Excavación con bombeo para la cimentación:

de los muros de aguas arriba:	1,107.44 x 10.00	11,074.40
Excavación con bombeo para la cimentación.		
de los muros de aguas abajo:	445.00 x 10.00	4,450.00
Rellenos detrás de los muros:	8,640 m <sup>3</sup> x 2.00	8,640.00

Vertedero, Colchón de agua y Solados.-

Concreto ciclópeo	4,599.00 m <sup>3</sup> x 75.00	334,925.00
Revestimiento de albañilería de piedra		
de estas estructuras:	2,460 m <sup>2</sup> x 8.00	19,680.00
Excavación con bombeo para la cimentación		
de estas estructuras:	4,920 m <sup>3</sup> x 10.00	49,200.00

Muros de Compuertas.-

Concreto ciclópeo	258,48 x 75.00	19,386.00
Excavación con bombeo para la cimentación		
	77.80 m <sup>3</sup> x 10.00	778.00

Canal de limpia.-

Solado de concreto:	183 m <sup>3</sup> x 40.00	7,320.00
Murete de concreto:	91.8 m <sup>3</sup> x 70.00	6,426.00

Transición al canal.-

Solado de concreto:	74.00 m <sup>3</sup> x 40.00	2,960.00
Paredes de concreto:	46.80 m <sup>3</sup> x 70.00	3,276.00
Excavaciones:	99.00 m <sup>3</sup> x 5.00	495.00

Empedrado aguas abajo del solado.-

Espesor:	1.00 mt	
	2,160.00 m <sup>3</sup> x 15.00	32,400.00

Cortinas de tablestacas de acero.-

2 filas de tablestacas de 3.00 mt. en 140 m de perímetro		
	140 x 1,000.00	140,000.00

Compuertas reguladoras.-

1 Compuerta de limpia de 6.00 m x 1.70 m con sus mecanismos de izaje:	10.20 m <sup>2</sup> x 1,000.00	10,200.00
4 Compuertas de Toma de 2.80 m x 0.60 m con sus mecanismos de izaje:	6.72 m <sup>2</sup> x 1,000.00	6,720.00
Comprenden hojas de madera y armazón de acero con tornillo sin fin de bronce.		

Total	₡	963,384.40
Imprevistos 10%		96,338.44
Total del Presupuesto de la BocaTOMA	₡	1,059,722.84

PRESUPUESTO DEL DESARENADOR .

Excavación.-

198 m <sup>3</sup> de tierra arcillosa	x 3.00	.....	594.00
308 m <sup>3</sup> de roca blanda	x 5.00	.....	1,540.00
508 m <sup>3</sup> de roca dura	x 8.00	.....	4,064.00

Concreto armado.-

289 m <sup>3</sup> x 150.00	.....	43,350.00
-----------------------------	-------	-----------

Concreto ciclópeo.-

49 m <sup>3</sup> x 70.00	.....	3,430.00
---------------------------	-------	----------

Revestimientos.-

Transiciones con el canal principal: 100 m <sup>2</sup> x 10.00	.....	1,000.00
Transición con el canal de escape: 250 m <sup>2</sup> x 10.00	.....	2,500.00
Canal de escape: 700 m <sup>2</sup> x 10.00	.....	7,000.00

Compuertas.-

2 Compuertas de 0.80 x 1.00 de acero con mecanismos de izaje	.....	2,600.00
--	-------	----------

Total \$.	66,078.00
10% Imprevistos	6,607.80

Total del Presupuesto del Desarenador \$ 72,685.80

PRESUPUESTO DEL CANAL DE DERIVACION.

Estacas 0+50 a 20+00 Tierra dura :	17,362.75 x 3.00 =	52,088.25
Estacas 20+00 a 60+00 Roca blanda :	61,080.00 x 4.50 =	274,860.00
Estacas 60+00 a 89+00 Tierra dura :	36,565.00 x 3.00 =	109,695.00
Estacas 89+00 a 106+50 Tierra dura:	20,905.00 x 3.00 =	62,715.00
Estacas 106+50 a 124+00 Tierra dura:	20,395.25 x 3.00 =	61,185.75
Estacas 124+00 a 134+50 Tierra dura:	11,775.00 x 3.00 =	35,325.00
	Costo excavación \$.	595,869.00

Revestimiento.-

Entre estacas 0+50 a 27+00, con un perímetro mojado de 8.16 m y freeboard de 0.30 m, con revestimiento de albañilería de piedra con mortero de cemento :

23,214 m<sup>2</sup> x 8.00 ..... 185,712.00

Total del Presupuesto del canal de derivación \$. 781,581.00

PRESUPUESTO DEL CANAL PRINCIPAL.

Estacas 134+50 a 140+00

Longitud: 550 mts. Tipo: 2  
material: tierra blanda  
Volúmen:  $13.91 \times 550 = 7,650.50 \text{ m}^3$   
Costo:  $7,650.50 \text{ m}^3 \times 2.60 \dots\dots\dots 19,891.30$

Estacas 140+00 a 180+00

Longitud: 3,200 mts Tipo: 2  
material: conglomerado  
Volúmen:  $13.91 \times 3,200 = 44,512 \text{ m}^3$   
Costo:  $44,512 \times 3.80 \dots\dots\dots 169,145.60$

Estacas 180+00 a 213+00

Longitud: 3,300 mts. Tipo: 3  
material: tierra blanda  
Volúmen:  $10.88 \times 3,300 = 35,904 \text{ m}^3$   
Costo:  $35,904 \times 2.60 \dots\dots\dots 93,350.40$

Estacas 213+00 a 260+00

Longitud: 4,700 mts. Tipo: 4  
material: tierra  
Volúmen:  $8.55 \times 4,700 = 40,185 \text{ m}^3$   
Costo:  $40,185 \times 2.60 \dots\dots\dots 104,481.00$

Estacas 260+00 a 290+50

Longitud: 3,050 mts Tipo: 5  
material: tierra  
Volúmen:  $8.10 \times 3,050 = 24,705 \text{ m}^3$   
Costo:  $24,705 \times 2.60 \dots\dots\dots 64,233.00$

Estacas 290+50 a 365+00

Longitud: 7,450 mts.  
material: tierra  
Volúmen:  $6.75 \times 7,450 = 50,287.50$   
Costo:  $50,287.50 \times 2.60 \dots\dots\dots 130,747.50$

Total del Presupuesto del Canal Principal 581,848.80

PRESUPUESTO DEL SISTEMA DE DISTRIBUCION.

LATERALES.

Lateral 1

Longitud: 3,700 mts  
Sección: 0.30  
Volumen excavación: 1,110 m<sup>3</sup>  
Costo excavación: 1,110 x 2.60 .....2,886.00  
Costo relleno: 990 x 2.00 .....1,980.00  
Revestimiento: 6,956 x 6.00 .....41,756.00

Lateral 2

Longitud: 3,350 mts  
Sección: 0.235 m<sup>2</sup>  
Excavación: 787 m<sup>3</sup> x 2.60 ..... 2,046.00  
Relleno: 680 m<sup>3</sup> x 2.00 ..... 1,360.00  
Revestimiento: 5,715 m<sup>2</sup> x 6.00 ..... 34,290.00

Lateral 3

Longitud: 3,750 mts  
Sección : 0.30 m<sup>2</sup>  
Excavación: 1,125 m<sup>3</sup> x 2.60 ..... 2,925.00  
Relleno: 562 m<sup>3</sup> x 2.00 ..... 1,124.00  
Revestimiento: 3,750 x 1.88 x 6.00 ..... 42,300.00

Lateral 4

Longitud: 4,350 mts  
Sección: 0.33  
Excavación: 4,350 x 0.33 x 2.60 ..... 3,732.30  
Relleno: 1,105 x 2.00 ..... 2,210.00  
Revestimiento: 4,350 x 1.95 x 8.00 ..... 50,895.00

Lateral 5

Longitud: 1,950 mts  
Sección : 0.18 m<sup>2</sup>  
Excavación: 351 m<sup>3</sup> x 2.60 ..... 912.60  
Relleno: 303 m<sup>3</sup> x 2.00 ..... 606.00  
Revestimiento: ..... 0.00

Lateral 6

Longitud: 4,150 mts  
Sección 0.89 m<sup>2</sup>  
Excavación: 3,693.50 m<sup>3</sup> x 2.60 ..... 9,603.10  
Relleno: 2,980 m<sup>3</sup> x 2.00 ..... 5,960.00  
Revestimiento: 12,740.50 m<sup>2</sup> x 6.00 ..... 76,443.00

Lateral 7

Longitud: 7,700 mts  
Sección : 0.89 m<sup>2</sup>  
Excavación: 6,853 m<sup>3</sup> x 2.60 ..... 17,817.80  
Relleno: 5,483 m<sup>3</sup> x 2.00 ..... 10,966.00  
Revestimiento: 23,639 m<sup>2</sup> x 6.00 .....141,834.00

Lateral 8

Longitud: 6,300 mts  
Sección: 1.00 m<sup>2</sup>  
Excavación: 6,300 x 2.60 ..... 16,380.00  
Relleno: 5,100 x 2.00 ..... 10,200.00  
Revestimiento: 20,160 m<sup>2</sup> x 6.00 .....120,960.00

Lateral 9

Longitud: 6,950 mts  
Sección: 1.82 m<sup>2</sup>  
Excavación: 12,649 m<sup>3</sup> x 2.60 ..... 32,887.40  
Relleno: 10,020 m<sup>3</sup> x 2.00 ..... 20,040.00  
Revestimiento: 27,522 m<sup>2</sup> x 6.00 ..... 165,132.00

Lateral 10

Longitud: 7,200 mts  
Sección: 1.89 m<sup>2</sup>  
Excavación: 13,608 m<sup>3</sup> x 2.60 ..... 35,380.80  
Relleno: 10,400 x 2.00 ..... 20,800.00  
Revestimiento: 30,528 m<sup>2</sup> x 6.00 ..... 183,168.00

Total del presupuesto de Laterales ..... \$ 1.104,633.20

PRESUPUESTO DEL SISTEMA DE DISTRIBUCION

SUBLATERALES

Sublateral 1A

Longitud: 3,200 mts  
Sección: 0.50 m<sup>2</sup> Tipo A  
Excavación: 1,600 m<sup>3</sup> x 2.60 ..... 4,160.00  
Relleno: 800 m<sup>3</sup> x 2.00 ..... 1,600.00

Sublateral 1B

Longitud: 2,200 mts  
Sección: 0.50 m<sup>2</sup> Tipo A  
Excavación: 1,100 m<sup>3</sup> x 2.60 ..... 2,860.00  
Relleno: 550 m<sup>3</sup> x 2.00 ..... 1,100.00

Sublateral 1C

Longitud: 400 mts  
Sección: 0.50 m<sup>2</sup> Tipo A  
Excavación: 200 x 2.60 ..... 520.00  
Relleno: 100 x 2.00 ..... 200.00

Sublateral 6A

Longitud: 1,300 mts  
Sección: 0.50 m<sup>2</sup> Tipo A  
Excavación: 650 m<sup>3</sup> x 2.60 ..... 1,690.00  
Relleno: 375 m<sup>3</sup> x 2.00 ..... 750.00

Sublateral 6B

Longitud: 2,100 mts  
Sección: 0.50 m<sup>2</sup> Tipo A  
Excavación: 1,050 m<sup>3</sup> x 2.60 ..... 2,730.00  
Relleno: 525 m<sup>3</sup> x 2.00 ..... 1,050.00

Sublateral 6C

Longitud: 2,800 mts  
Sección: 0.50 m<sup>2</sup> Tipo A  
Excavación: 1,400 m<sup>3</sup> x 2.60 ..... 3,640.00  
Relleno: 700 m<sup>3</sup> x 2.00 ..... 1,400.00

Sublateral 7A

Longitud: 2,300 mts  
Sección: 0.50 m<sup>2</sup> Tipo A  
Excavación: 1,150 m<sup>3</sup> x 2.60 ..... 2,990.00  
Relleno: 575 m<sup>3</sup> x 2.00 ..... 1,150.00

Sublateral 7B

Longitud: 2,050 mts  
Sección: 0.50 m<sup>2</sup> Tipo A  
Excavación: 1,025 m<sup>3</sup> x 2.60 ..... 2,665.00  
Relleno: 512 m<sup>3</sup> x 2.00 ..... 1,024.00

Sublateral 7C

Longitud: 1,550 mts  
Sección: 0.50 m<sup>2</sup> Tipo A  
Excavación: 775 m<sup>3</sup> x 2.60 ..... 2,015.00  
Relleno: 387 m<sup>3</sup> x 2.00 ..... 774.00

Sublateral 7D

Longitud: 1,500 mts  
Sección: 0.50 m<sup>2</sup> Tipo A  
Excavación: 750 m<sup>3</sup> x 2.60 ..... 1,950.00  
Relleno: 375 m<sup>3</sup> x 2.00 ..... 750.00

Sublateral 7E

Longitud: 1,375 mts  
Sección: 0.50 m<sup>2</sup> Tipo A  
Excavación: 687 m<sup>3</sup> x 2.60 ..... 1,786.20  
Relleno: 343 m<sup>3</sup> x 2.00 ..... 686.00

Sublateral 7F

Longitud: 1,100 mts  
Sección: 0.50 m<sup>2</sup> Tipo A  
Excavación: 550 m<sup>3</sup> x 2.60 ..... 1,430.00  
Relleno: 275 m<sup>3</sup> x 2.00 ..... 550.00

Sublateral 7G

Longitud: 1,000 mts  
Sección: 0.50 m<sup>2</sup> Tipo A  
Excavación: 500 m<sup>3</sup> x 2.60 ..... 1,300.00  
Relleno: 225 m<sup>3</sup> x 2.00 ..... 450.00

Sublateral 8A

Longitud: 1,350 mts  
Sección: 0.50 m<sup>2</sup> Tipo A  
Excavación: 675 m<sup>3</sup> x 2.60 ..... 1,755.00  
Relleno: 337 m<sup>3</sup> x 2.00 ..... 674.00

Sublateral 8B

Longitud: 1,650 mts  
Sección: 0.50 m<sup>2</sup> Tipo A  
Excavación: 825 m<sup>3</sup> x 2.60 ..... 2,145.00  
Relleno: 412 m<sup>3</sup> x 2.00 ..... 824.00

Sublateral 8C

Longitud: 1,750 mts  
Sección: 0.50 m<sup>2</sup> Tipo A  
Excavación: 875 m<sup>3</sup> x 2.60 ..... 2,275.00  
Relleno: 437 m<sup>3</sup> x 2.00 ..... 874.00

Sublateral 8D

Longitud: 1,800 mts  
Sección: 0.50 m<sup>2</sup> Tipo A  
Excavación: 900 m<sup>3</sup> x 2.60 ..... 2,340.00  
Relleno: 450 m<sup>3</sup> x 2.00 ..... 900.00

Sublateral 8E

Longitud: 1,800 mts  
Sección: 0.50 m<sup>2</sup> Tipo A  
Excavación: 900 m<sup>3</sup> x 2.60 ..... 2,340.00  
Relleno: 450 m<sup>3</sup> x 2.00 ..... 900.00

Sublateral 8F

Longitud: 1,825 mts  
Sección: 0.50 m<sup>2</sup> Tipo A  
Excavación: 912 m<sup>3</sup> x 2.60 ..... 2,371.20  
Relleno: 456 m<sup>3</sup> x 2.00 ..... 912.00

Sublateral 8G

Longitud: 1,825 mts  
Sección: 0.50 m<sup>2</sup> Tipo A  
Excavación: 912 m<sup>3</sup> x 2.60 ..... 2,371.20  
Relleno: 416 m<sup>3</sup> x 2.00 ..... 912.00

Sublateral 8H

Longitud: 1,800 mts  
Sección: 0.50 m<sup>2</sup> Tipo A  
Excavación: 900 m<sup>3</sup> x 2.60 ..... 2,340.00  
Relleno: 450 m<sup>3</sup> x 2.00 ..... 900.00

Sublateral 8I

Longitud: 750 mts  
Sección: 0.50 m<sup>2</sup> Tipo A



E	Excavación: 375 m <sup>3</sup> x 2.60 .....	975.00
	Relleno: 187 m <sup>3</sup> x 2.00 .....	374.00
<u>Sublateral 9A</u>		
	Longitud: 2,125 mts	
	Sección: 0.50 m <sup>2</sup> Tipo A	
	Excavación: 1,062 m <sup>3</sup> x 2.60 .....	2,761.20
	Relleno: 531 m <sup>3</sup> x 2.00 .....	1,062.00
<u>Sublateral 9B</u>		
	Longitud: 2,125 mts	
	Sección: 0.50 m <sup>2</sup> Tipo A	
	Excavación: 1,062 m <sup>3</sup> x 2.60 .....	2,761.20
	Relleno: 531 m <sup>3</sup> x 2.00 .....	1,062.00
<u>Sublateral 9C</u>		
	Longitud: 2,325 mts	
	Sección: 0.65 m <sup>2</sup> Tipo B	
	Excavación: 1,511 m <sup>3</sup> x 2.60 .....	3,928.60
	Relleno: 755 m <sup>3</sup> x 2.00 .....	1,510.00
<u>Sublateral 9D</u>		
	Longitud: 2,350 mts	
	Sección: 0.65 m <sup>2</sup> Tipo B	
	Excavación: 1,527.50 m <sup>3</sup> x 2.60 ...	3,971.50
	Relleno: 763 m <sup>3</sup> x 2.00 .....	1,526.00
<u>Sublateral 9E</u>		
	Longitud: 2,100 mts	
	Sección: 0.65 m <sup>2</sup> Tipo B	
	Excavación: 1,365 m <sup>3</sup> x 2.60 .....	3,549.00
	Relleno: 630 m <sup>3</sup> x 2.00 .....	1,260.00
<u>Sublateral 9F</u>		
	Longitud: 2,300 mts	
	Sección: 0.65 m <sup>2</sup> Tipo B	
	Excavación: 1,495 m <sup>3</sup> x 2.60 .....	3,887.00
	Relleno: 742 m <sup>3</sup> x 2.00 .....	1,484.00
<u>Sublateral 9G</u>		
	Longitud: 2,300 mts	
	Sección: 0.65 m <sup>2</sup> Tipo B	
	Excavación: 1,495 m <sup>3</sup> x 2.60 ....	3,887.00
	Relleno: 747 m <sup>3</sup> x 2.00 .....	1,494.00
<u>Sublateral 9H</u>		
	Longitud: 1,700 mts	
	Sección: 0.50 m <sup>2</sup> Tipo A	
	Excavación: 850 m <sup>3</sup> x 2.60 .....	2,210.00
	Relleno: 425 m <sup>3</sup> x 2.00 .....	850.00
<u>Sublateral 9I</u>		
	Longitud: 2,075 mts	
	Sección: 0.65 m <sup>2</sup> Tipo B	
	Excavación: 1,348.75 m <sup>3</sup> x 2.60 ..	3,506.75
	Relleno: 628 m <sup>3</sup> x 2.00 .....	1,256.00
<u>Sublateral 9J</u>		
	Longitud: 2,000 mts	
	Sección: 0.65 m <sup>2</sup> Tipo B	
	Excavación: 1,300 m <sup>3</sup> x 2.60 .....	3,380.00
	Relleno: 600 x 2.00 .....	1,200.00

<u>Sublateral 9K</u>			
Longitud:	2,050 mts		
Sección:	0.65 m <sup>2</sup>	Tipo B	
Excavación:	1,332.50 m <sup>2</sup> x 2.60	.....	3,464.50
Relleno:	670 m <sup>3</sup> x 2.00	.....	1,340.00
<u>Sublateral 9L</u>			
Longitud:	2,050 mts		
Sección:	0.65 m <sup>2</sup>	Tipo B	
Excavación:	1,332.50 m <sup>3</sup> x 2.60	.....	3,464.50
Relleno:	635 m <sup>3</sup> x 2.00	.....	1,270.00
<u>Sublateral 9M</u>			
Longitud:	2,050 mts		
Sección:	0.65 m <sup>2</sup>	Tipo B	
Excavación:	1,332.50 m <sup>3</sup> x 2.60	.....	3,464.50
Relleno:	635 m <sup>3</sup> x 2.00	.....	1,270.00
<u>Sublateral 9N</u>			
Longitud:	2,050 mts		
Sección:	0.65 m <sup>2</sup>	Tipo B	
Excavación:	1,332.50 m <sup>3</sup> x 2.60	.....	3,464.50
Relleno:	635 m <sup>3</sup> x 2.00	.....	1,270.00
<u>Sublateral 9Ñ</u>			
Longitud:	2,050 mts		
Sección:	0.65 m <sup>2</sup>	Tipo B	
Excavación:	1,332.50 m <sup>3</sup> x 2.60	.....	3,464.50
Relleno:	635 m <sup>3</sup> x 2.00	.....	1,270.00
<u>Sublateral 90</u>			
Longitud:	2,000 mts		
Sección:	0.65 m <sup>2</sup>	Tipo B	
Excavación:	1,300 m <sup>3</sup> x 2.60	.....	3,380.00
Relleno:	600 m <sup>3</sup> x 2.00	.....	1,200.00
<u>Sublateral 9P.</u>			
Longitud:	2,050 mts		
Sección:	0.65 m <sup>2</sup>	Tipo B	
Excavación:	1,332.50 m <sup>3</sup> x 2.60	.....	3,464.50
Relleno:	635 m <sup>3</sup> x 2.00	.....	1,270.00
<u>Sublateral 10 A</u>			
Longitud:	2,150 mts		
Sección:	0.65 m <sup>2</sup>	Tipo B	
Excavación:	1,397.50 m <sup>3</sup> x 2.60	.....	3,633.50
Relleno:	698 m <sup>3</sup> x 2.00	.....	1,396.00
<u>Sublateral 10B</u>			
Longitud:	2,200 mts		
Sección:	0.65 m <sup>2</sup>	Tipo B	
Excavación:	1,430 m <sup>3</sup> x 2.60	.....	3,718.00
Relleno:	715 m <sup>3</sup> x 2.00	.....	1,430.00
<u>Sublateral 10C</u>			
Longitud:	2,150 mts		
Sección:	0.65 m <sup>2</sup>	Tipo B	
Excavación:	1,397.50 m <sup>3</sup> x 2.60	.....	3,633.50
Relleno:	698 m <sup>3</sup> x 2.00	.....	1,396.00

Sublateral 10 D

Longitud: 2,250 mts  
Sección: 0.65 m<sup>2</sup> Tipo B  
Excavación: 1,462.50 m<sup>3</sup> x 2.60 ..... 3,802.50  
Relleno: 731 x 2.00 ..... 1,462.00

Sublateral 10E

Longitud: 2,250 mts  
Sección: 0.65 m<sup>2</sup> Tipo B  
Excavación: 1,462.50 m<sup>3</sup> x 2.60 ..... 3,802.50  
Relleno: 731 m<sup>3</sup> x 2.00 ..... 1,462.00

Sublateral 10F

Longitud: 2,350 mts  
Sección: 0.65 m<sup>2</sup> Tipo B  
Excavación: 1,527.50 m<sup>3</sup> x 2.60 ..... 2,971.50  
Relleno: 760 m<sup>3</sup> x 2.00 ..... 1,520.00

Sublateral 10G

Longitud: 2,500 mts  
Sección: 0.65 m<sup>2</sup> Tipo B  
Excavación: 1,625 m<sup>3</sup> x 2.60 ..... 4,225.00  
Relleno: 815 m<sup>3</sup> x 2.00 ..... 1,630.00

Sublateral 10H

Longitud: 1,500 mts  
Sección : 0.50 m<sup>2</sup> Tipo A  
Excavación: 750 m<sup>3</sup> x 2.60 ..... 1,950.00  
Relleno: 375 m<sup>3</sup> x 2.00 ..... 750.00

Sublateral 10I

Longitud: 2,000 mts  
Sección: 0.65 m<sup>2</sup> Tipo B  
Excavación: 1,300 x 2.60 ..... 3,380.00  
Relleno: 650 m<sup>3</sup> x 2.00 ..... 1,300.00

Sublateral 10J

Longitud: 2,000 mts  
Sección: 0.65 m<sup>2</sup> Tipo B  
Excavación: 1,300 m<sup>3</sup> x 2.60 ..... 3,380.00  
Relleno: 650 m<sup>3</sup> x 2.00 ..... 1,300.00

Sublateral 10K

Longitud: 2,000 mts  
Sección: 0.65 m<sup>2</sup> Tipo B  
Excavación: 1,300 m<sup>3</sup> x 2.60 ..... 3,380.00  
Relleno: 650 m<sup>3</sup> x 2.00 ..... 1,300.00

Sublateral 10L

Longitud: 2,000 mts  
Sección: 0.65 m<sup>2</sup> Tipo B  
Excavación: 1,300 m<sup>3</sup> x 2.60 ..... 3,380.00  
Relleno: 650 m<sup>3</sup> x 2.00 ..... 1,300.00

Sublateral 10M

Longitud: 2,000 mts  
Sección: 0.65 m<sup>2</sup> Tipo B  
Excavación 1,300 m<sup>3</sup> x 2.60 ..... 3,380.00  
Relleno: 650 m<sup>3</sup> x 2.00 ..... 1,300.00

Sublateral 10N

Longitud: 2,000 mts  
Sección: 0.65 m2 Tipo B  
Excavación: 1,300 m3 x 2.60 ..... 3,380.00  
Relleno: 650 m3 x 2.00 ..... 1,300.00

Sublateral 10 0

Longitud: 2,050 mts  
Sección: 0.65 m2 Tipo B  
Excavación: 1,332.50 m3 x 2.60 ..... 3,464.50  
Relleno: 665 m3 x 2.00 ..... 1,330.00

Sublateral 10P

Longitud: 2,050 mts  
Sección: 0.65 m2 Tipo B  
Excavación: 1,332.50 m3 x 2.60 ..... 3,464.50  
Relleno: 665 m3 x 2.00 ..... 1,330.00

Total del Presupuesto de Sublaterales.....\$ 223,457.35

PRESUPUESTO DEL SISTEMA DE DISTRIBUCION.

DISTRIBUTARIOS .

Distributario 6C1	Longitud: 1,400 mts	
	Sección: 0.50 m <sup>2</sup> Tipo B	
	Excavación: 700 m <sup>3</sup> x 2.60 .....	1,820.00
	Relleno: 300 m <sup>3</sup> x 2.00 .....	600.00
Distributario 6C2	Longitud: 1,350 mts	
	Sección: 0.50 m <sup>2</sup> Tipo B	
	Excavación: 675 m <sup>3</sup> x 2.60 .....	1,755.00
	Relleno: 300 m <sup>3</sup> x 2.00 .....	600.00
Distributario 6C3	Longitud: 1,000 mts	
	Sección: 0.30 m <sup>2</sup> Tipo A	
	Excavación: 300 m <sup>3</sup> x 2.60 .....	780.00
	Relleno: 150 m <sup>3</sup> x 2.00 .....	300.00
<u>Distributario 6D4</u>	Longitud: 1,200 mts	
	Sección: 0.50 m <sup>2</sup> Tipo B	
	Excavación: 600 m <sup>3</sup> x 2.60 .....	1,560.00
	Relleno: 300 m <sup>3</sup> x 2.00 .....	600.00
Distributario 6D5	Longitud: 1,450 mts	
	Sección: 0.50 m <sup>2</sup> Tipo B	
	Excavación: 725 m <sup>3</sup> x 2.60 .....	1,885.00
	Relleno: 315 m <sup>3</sup> x 2.00 .....	630.00
<u>Distributario 6D6</u>	Longitud: 1,550 mts	
	Sección: 0.50 m <sup>2</sup> Tipo B	
	Excavación: 775 m <sup>3</sup> x 2.60 .....	2,015.00
	Relleno: 375 m <sup>3</sup> x 2.00 .....	750.00
Total del Presupuesto de Distributarios		13,295.00

PRESUPUESTO DEL SISTEMA DE DISTRIBUCION

COMPUERTAS.-

65	Compuertas en la cabecera de los lotes de 50 Hcts. tipo A. x 400.00 .....	26,000.00
87	Compuertas en la cabecera de los lotes de 40 Hcts. tipo B x 350.00 .....	30,450.00
102	Compuertas en la cabecera de los lotes de 30 Hcts. tipo C x 300.00 .....	30,600.00
81	Compuertas en la cebeeera de los lotes de 20 Hctys. tipo D x 250.00 .....	20,250.00
159	Compuertas en la cebecera de los lotes de 10 Hctys. tipo E x 200.00 .....	31,800.00
20	Compuertas en la cabecera de los lotes de dimensiones fraccionarias de varios tipos.....x 380.00 .....	7,600.00

Total del Presupuesto de Compuertas de distribución \$ 146,700.00

CAMINOS DE ACCESO.-

	Caminos a lo largo de los laterales ancho: 3.00 mts.	
	49,400 mts x 5.00 .....	247,000.00
	Caminos a lo largo de los sublaterales y distributarios. Ancho de 3.00m	
	113,875 mts x 3.00 .....	341,625.00

Total del Presupuesto de Caminos de acceso a los lotes.....\$. 588,625.00

-----



IRRIGACION X

Capítulo VII

Justificación Económica.



## JUSTIFICACION ECONOMICA DEL PROYECTO .

### Clase de sembríos.-

La irrigación se dedicará en especial al sembrío del Algodón, que, después de la caña de azúcar, es la riqueza principal de la agricultura de la costa del Perú.

El algodón se siembra aproximadamente entre los meses de Agosto y Setiembre y se cosecha entre los de Abril y Julio. Dura pues aproximadamente 10 meses su desarrollo. Una vez sembrado el algodón puede ser cultivado en poda y repoda durante los dos años siguientes, siendo su producción algo menor.

Algunas extensiones se dedicarán a sembríos de maíz y panllevar, cumpliendo disposiciones oficiales. Al término de una cosecha puede también utilizarse dos meses para otros sembríos pequeños. Pero la explotación agrícola principal de nuestro proyecto, dada las dotaciones abundantes y oportunas del agua y el clima favorable se dedicará al Algodón, sobre cuyo cultivo hacemos las apreciaciones de inversión.

### Producción media.-

La producción aproximada por Hectárea de algodón del tipo Tangüis según experiencia actual en valles similares a los del proyecto se estima en 35 quintales en rama. Es un dato promedio mínimo. En realidad en nuestro proyecto hay situaciones muy favorables como las de contar con agua todo el año y clima caluroso, que indudablemente favorecerán la obtención de un promedio superior al considerado a base de situaciones medias. Pero para los cálculos de rendimiento lo hacen un dato seguro.

### Costo de producción.-

Todos los gastos de administración, trabajo de campo, abonos, insecticidas, depreciación de máquinas y herramientas etc. No estimamos en un máximo promedio de \$ 1,000.00 por hectárea en la actualidad. Se entiende que los gastos cubren el período de diez meses de cultivo. En realidad el gasto es menor dadas las facilidades que ofrecen ciertos organismos oficiales en la operación de aradura. Pero para nuestros cálculos es un dato aceptable.

### Precio de venta de la producción.-

El Algodón es bien llamado el oro blanco. Su precio de venta ha mejorado paulatina y a veces bruscamente con ocasión de las dos guerras mundiales sufridas. Dado el empleo siempre en aumento que como materia prima para la fabricación de tejidos posee es presumible que su precio siempre será bien cotizado.

En los últimos años el algodón de fibra corta o tipo Tangüis Peruano se ha cotizado como promedio por quintal en rama los siguientes precios:

1945	.....	75.00
1946	.....	75.00
1947	.....	80.00
1948	.....	98.00
1949	.....	145.00

Estos son precios promedios de la Bolsa Comercial de Lima para el algodón de la costa peruana. El Algodón de fibra larga solo se cultiva en Piura y tiene un precio mejor aún.

En la actualidad se paga por la cosecha de 1949 en forma adelantada al precio que hemos asignado.

Rendimiento.

Es probable que dentro de algunos años el precio se mantenga al último que ha llegado, que es bastante alto, pero es muy difícil que baje de él, debido a su consumo siempre alto.

Las obras del proyecto X se estima que durarán tres años en su construcción, requiriéndose dos años más para su explotación completa en forma de sembríos. Esto hace un total de cinco años cuyos intereses del capital así invertido sin ganancia han sido considerados en el Presupuesto General del Proyecto.

Apartir del 5º año el rendimiento por hectareas sembrada de algodón lo calculamos suponiendo que solo 10,000 de las 13,352 hectareas totales del proyecto sea sembradas de tal producto.

Tenemos así:

Producción: 35 quintales por hectarea  
 Precio : 35x100.00 = 3,500.00 soles por hectarea

Hemos supuesto un precio de 100.00 soles por quint para ponernos en caso pesimista y justificar plenamente la inversión ya que es un precio a que difícilmente se llegaría dada la condición del mercado. La ganancia por hectarea será:

Ganancia líquida = 3,500 - 1,000 = 2,500.00 soles por hectarea.

En los gastos no hemos considerado aún el de arriendo por que vamos a justificar el precio de la hecharca en explotación directa como tierra propia.

Ahora bien como el costo de la irrigación ya hemos visto que es \$ 7.427,450.94 y el número de hectareas ganadas de 13,352, el precio de costo por hectarea será:

7.427,450.94 / 13,352 = 556.28 Soles oro

De lo que se deduce que la irrigación X como negocio sería brillante en las situaciones actuales al dar una utilidad líquida promedio de cerca de 2,000 soles por hectarea. En caso de parcelarla y venderla al costo como obra de creación de riqueza por Estado huelgan las consideraciones. Queda pues justificada económicamente la irrigación X.

-----