

INGENIERO CIVIL

IRRIGACION

ROBERTO DALL'ORTO PESTANA

ESCUELA DE INGENIEROS

PROYECTO DE IRRIGACION

PROYECTO #1.-

Se trata de efectuar los estudios preliminares de Irrigación de las pampas, entre las curva 2500 y la curva 2550 del plano adjunto; y el proyecto definitivo de la boca-toma y de los primeros dos kilómetros del canal de derivación, siendo la fuente de aprovechamiento el río marcado en el plano.- Los datos conocidos son los siguientes:

Situación.- Las tierras del proyecto están situadas en la Sierra Central del Perú, estando ligada a la Capital por una carretera de 300 Km. y la distancia promedio de los principales centros mineros de la zona es de 100 Km.

Descarga.- Max: 200 M p.s Min: 8 M³ p.s.-

Cultivos.- Los de mayor rendimiento en esta zona son el trigo, la alfalfa y el maíz, además se puede producir cebada y papas.

Riego.- Actualmente estas tierras son regadas con agua de lluvia, siendo su rendimiento muy bajo.

Costo.- El costo actual de estas tierras es de S/. 1,000.00, la clasificación y un lonzación de estas tierras, cultivadas con agua de gravedad dá un valor probable de S/. 3,500.00 la Ha.- El desarrollo del proyecto debe hacerse considerando el plano como si fuera el propio terreno.

Lima, 27 de Agosto de 1947

El Profesor

ESTUDIO PRELIMINAR

ESTUDIO PRELIMINAR

Es el segundo paso que hay que dar en toda irrigación, después de los estudios de reconocimiento que son completamente necesarios, pues se correría el riesgo de tener que abandonarlos, y por consiguiente con una gran pérdida de dinero, pues estos estudios son costosos.

En el estudio preliminar se insiste en la mayor exactitud de los datos obtenidos en los estudios de reconocimiento; sobre todo en el estudio de los recursos de agua, principalmente en épocas de sequía; la valorización de las tierras, efectuadas por un técnico.- El ingeniero Jefe debe ser una persona de gran capacidad y experiencia, muy conocedor de la topografía y enterado en costos, que puede llegar a soluciones rápidas y económicas que hagan factible la realización de la irrigación; o en su defecto considerarla impracticable.

Partes de que consta un Estudio preliminar:

- 1) Descripción general
 - 2) Area por irrigar
 - 3) Naturaleza de los suelos
 - 4) Cultivos mas apropiados
 - 5) Recursos de agua
 - 6) Canal de Derivación
 - 7) Obras de Toma
 - 8) Obras accesorias
 - 9) Canal Madre
 - 10) Laterales y sub-laterales
 - 11) Colonización
 - 12) Metrados y Presupuestos
 - 13) Balance económico y justificación del proyecto
-

DESCRIPCION GENERAL.- Los terrenos por irrigar, materia del proyecto, se hallan situados, en la sierra central del Perú, a una altura promedio de 2550 mts. sobre el nivel del mar y en la margen izquierda del río R; el promedio de lluvias es de 400 m.m. al año, que se producen principalmente entre los meses de Noviembre a Marzo, y una temperatura promedio de 15° C.

Estos terrenos se cultivan en la actualidad con agua de lluvia; que solo se producen en ciertos meses del año, razón por la cual su rendimiento es muy bajo, y la irrigación tiene por objeto el aumento en su producción. Existen 3 pueblos en esta zona que son A;B; y C donde habitan los agricultores de la región.

RELIEVE Y TOPOGRAFIA DE LAS PAMPAS.-Las pampas por irrigar son las comprendidas entre las curvas 2500 y 2550, son en general llanas, su pendiente transversal es como promedio de 4°, presentando una quebrada profunda cerca del pueblo B.

PLANO TOPOGRAFICO.- Se ha realizado en el terreno el levantamiento de un plano topografico a escala 1/50000, ejecutado a plancheta por medio de una triangulación gráfica, y con curvas a nivel a intervalos de 10 mts. Sobre este plano se ha efectuado los estudios preliminares de la irrigación, y el proyecto definitivo de los 2 primeros Kilómetros del canal de derivación y la de las obras de toma.

AREA POR IRRIGAR.- Las tierras por irrigar son las comprendidas entre las curvas 2550 y 2500, con una area neta medida con planimetro de 2650 Ha., teniendo que descontar a esta area, los lugares con pendientes fuertes, los sitios cercanos al río, los caminos etc. todo calculado aproximadamente en un 20 % del area neta o sea:

$$\begin{array}{r} An = 2650 \text{ Ha.} \\ -20 \% \quad 530 \\ \hline \end{array}$$

Area útil 2120 Ha.

Luego el estudio preliminar lo hacemos a base de una area útil de 2120 Ha.

NATURALEZA DE LOS SUELOS.- Sobre este punto la calidad de la tierra es buena, pues son terrenos que en la actualidad estan en plena producción; dando regulares rendimientos en trigo, alfalfa y maíz; así como tambien en cebada y papas; lo que se trata de conseguir con la irrigación, es que estas tierra tengan agua durante todo el año, y en el preciso momento que los cultivos la necesitan, y por consiguiente una mayor producción. Con todo, de las muestras sacadas por un especialista, se ha llegado a la conclusión que son tierras favorables para el cultivo.

RECURSOS Y DOTACION DE AGUA.- La cantidad de agua necesaria para la irrigación, depende de varios factores, uno de los más importantes es la clase de cultivos por efectuar, el clima pués de este factor depende una mayor o menor evaporación; la clase de terreno y la forma de riego. Los de mayor rendimiento en esta zona son el trigo, la alfalfa y el maíz, también se puede producir cebada y papas.

Por los datos obtenidos en la práctica y de experiencias de los agricultores de la región, se da una dotación de $0.6 \frac{\text{Hs}}{\text{Ha}} / \text{seg.}$

Luego el agua que necesita el terreno para los cultivos es:

Para 2120 Ha. necesitaríamos:

$$2120 \times 0.6 = 1272 \text{ Hts/seg.}$$

Pero es necesario sumar a este resultado las pérdidas en la conducción que son de tres clases a) evaporación, b) filtración, c) accidentales por malos manejos en las compuertas.

Las debidas a la evaporación son poco apreciables en canales no pasan de 5 % del total de las pérdidas.

Las debidas a la filtración se deben a la porosidad en el revestimiento del canal, y la absorción de capilaridad de las tierras adyacentes. El conjunto de estas pérdidas en el canal de derivación; canal madre, laterales y sistema de distribución, calculado experimentalmente varía entre el 13 y 55 % (E.E.U.U.). Teniendo estas razones y proyectando los dos principales laterales de la irrigación íntegramente con revestimiento de piedra, considero el total de pérdidas en un 29 %.

Teniendo por consiguiente que agregar a lo anterior

$$\begin{array}{r} 1272 - 71 \% \\ x \quad 29 \% \\ \hline x = 528 \text{ lts/seg.} \end{array}$$

Dando un total:

$$1272 + 528 = 1800 \text{ L + s/seg.}$$

Por último hay que agregar las pérdidas que se producen en el desarenador de un 11 % de lo anterior o sea: 198 lts/seg. ó 200 lts/seg.

Luego la cantidad de agua que necesito en la boca-toma de la irrigación es de:

$$Q = 1272 + 528 + 200 = 2000 \text{ lts/seg.}$$

$$\underline{Q = 2000 \text{ lts/seg.}}$$

CANAL DE DERIVACION Y CANAL MADRE

Constituyendo esta parte de la obra, uno de los porcentajes más altos, del costo de la irrigación, es necesario

Pero es necesario sumar a este resultado las pérdidas en la conducción que son de tres clases a) evaporación, b) filtración, c) accidentales por malos manejos en las compuertas.

Las debidas a la evaporación son poco apreciables en canales no pasan de 5 % del total de las pérdidas.

Las debidas a la filtración se deben a la porosidad en el revestimiento del canal, y la absorción de capilaridad de las tierras adyacentes. El conjunto de estas pérdidas en el canal de derivación; canal madre, laterales y sistema de distribución, calculado experimentalmente varía entre el 13 y 55 % (E.E.U.U.). Teniendo estas razones y proyectando los dos principales laterales de la irrigación íntegramente con revestimiento de piedra, considero el total de pérdidas en un 29 %.

Teniendo por consiguiente que agregar a lo anterior

$$\begin{array}{r} 1272 - 71 \% \\ x \quad 29 \% \\ \hline x = 528 \text{ lts/seg.} \end{array}$$

Dando un total:

$$1272 + 528 = 1800 \text{ L + s/seg.}$$

Por último hay que agregar las pérdidas que se producen en el desarenador de un 11 % de lo anterior o sea: 198 lts/seg. ó 200 lts/seg.

Luego la cantidad de agua que necesito en la boca-toma de la irrigación es de:

$$Q = 1272 + 528 + 200 = 2000 \text{ lts/seg.}$$

$$\underline{Q = 2000 \text{ lts/seg.}}$$

CANAL DE DERIVACION Y CANAL MADRE

Constituyendo esta parte de la obra, uno de los porcentajes más altos, del costo de la irrigación, es necesario

verificar un cuidadoso estudio de costos; a fin de escoger el trazado más económico, sin el cual no se concibe un proyecto técnicamente estudiado. A tal fin se hace indispensable verificar los costos de distintos trazos, con pendientes que den velocidades entre la máximas y mínimas admisibles. También se hace necesario incluir en ese estudio los distintos revestimientos que se pueden adoptar, por la influencia que tienen en los volúmenes de corte.

ESTUDIO DE REVESTIMIENTO.- Siendo una irrigación situada en la sierra donde hay gran abundancia de piedras grandes en lugares cercanos a la irrigación; los revestimientos más apropiados son dos: a) Albañilería de piedra; b) Albañilería de piedra enlucida.

Comparando los costos de estos dos revestimientos y tomando: $s = 0,003$ $Q = 2 \text{ m}^3/\text{seg.}$ s talud en las paredes del canal $1/4:1$ por ser roca dura.

a) Albañilería piedra.-

$s = 0.003$

$n = 0.017$

$t = 1/4:1$

$v = 1.732 \text{ m/seg.}$

$A = 1.15 \text{ m}^2$

$d = 0.79 \text{ m.}$

$b = 1.25 \text{ m.}$

$p = 2.9 \text{ m}^2.$

$f = 0.16 \text{ m.}$

$R = 0.39$

Formula dada por el Ing^o. Mercado ✓

$$V = \frac{4}{V} \frac{Q}{a^2 n^2} \left(\frac{s}{n^2} \right)^{3/2}$$

$$V = \frac{4}{0.370 \times 2} \frac{2(0.003)^{3/2}}{(0.017^2)}$$

$V = 1.732 \text{ m/seg}$

$A = \frac{2}{1.732} = 1.15$

$V/A = 1.07$

$d = 0.74 \times 1.07 = 0.79$

$b = 1.65 \times 1.07 = 1.25$

$p = 2.7 \times 1.07 = 2.9$

b) Albañilería de piedra enlucida.-

$s = 0.003$

$n = 0.013$

$t = 1/4:1$

$$V = \frac{4}{V} \frac{Q}{a^2 n^2} \left(\frac{s}{n^2} \right)^{3/2}$$

$V = 2.14$

$$v = 2.14 \text{ m/seg}$$

$$A = 0.97 \text{ M}^2$$

$$d = 0.72 \text{ m.}$$

$$b = 1.12 \text{ m.}$$

$$p = 2.62 \text{ m}^2$$

$$f = 0.145 \text{ m.}$$

$$R = 0.36$$

$$A = \frac{2}{2.14} = 0.94$$

$$\sqrt{A} = 0.97$$

$$d = 0.97 \times 0.74 = 0.72$$

$$b = 0.97 \times 1.16 = 1.12$$

$$p = 0.97 \times 2.7 = 2.62$$

COSTO POR METRO LINEAL DE LOS 2 TIPOS DE REVESTIMIENTO.-

Revestimiento de piedra Canteada.-

$$Aa = 1.75 \times 1 = 1.75 \text{ m}^3 \times \$5 = S/. 8.75$$

$$Pa = 3.18 \times 1 = 3.18 \text{ m}^2 \times "6 = \underline{19.08}$$

$$\text{Total } \$27.83 \text{ p.m.l.}$$

Considerando S/. 5 el m³. de excavación en roca y de S/. 6 el m². de enlucido

Revestimiento de piedra enlucida.-

$$Ae = 1.5 \times 1 = 1.50 \text{ m}^3. \times 5 = S/. 7.50$$

$$Pa = 2.95 \times 1 = 2.95 \text{ m}^2. \times 8 = \underline{23.60}$$

$$S/. 31.10$$

Haciendo la comparación de estos dos costos, vemos que hay una diferencia de S/. 3.27 a favor del Revestimiento de piedra por metro lineal de canal.

Luego el más económico es el de albañilería de piedra, que es el que se va usar en todos los canales de mi proyecto, menos en los distributarios que serán en tierra.

CANAL DE DERIVACION. - PENDIENTE

CRITICA DE COSTO.- Después de hacer un estudio cuidadoso de la topografía de la zona por irrigar, se ve que la cota 2600.5 mts en el comienzo de las pampas es el sitio más aparente para un salto hidráulico de 25.5 mts. de caída, hasta la cota 2575 mts., cota que es la mas apropiada por su altura, pues domina la mayor extensión de las zonas por irrigar

que es la comprendida entre las cotas 2550 y 2500, permitiendo dar agua en su totalidad a las zonas aprovechables de mi proyecto. En este lugar se puede establecer una planta de energía eléctrica de 424 H.P. situada a una distancia de 3800 metros y 420 mts. de los pueblos "B" y "A", respectivamente.

CALCULO DEL SALTO DE AGUA.-

Area por irrigar 2120 Ha.

Ración de F.E. es de 0.1 HP/Habitante (Sierra del Perú)

Densidad 2 habitantes por Ha. o sea:

$$2 \times 2120 = 4240 \text{ habitantes}$$

$$4240 \times 0.1 = 424 \text{ HP}$$

Altura del salto = h

$$Q = 2 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$h = \frac{H P \times 75}{Q \times e}$$

e = 0.62 (eficiencia)

$$h = \frac{424 \times 75}{2000 \times 0.62} = 25.5 \text{ mts.}$$

En toda irrigación es necesario proyectar un salto hidráulico; para dar fuerza eléctrica y un porvenir industrial a la región que se va irrigar, toda vez que el costo es insignificante comparado con la importancia de esta obra para el futuro de la región.

Para hacer el trazo más económico del canal de derivación, que es el comprendido desde el sitio del salto hidráulico cota 2600.5 hasta donde va estar situada la boca-toma, es necesario trazar una curva crítica de costo y determinar la pendiente de menor costo, llamada también pendiente crítica de Costo.

Para el cálculo de la curva crítica de costo, hay necesidad de hacer intervenir 3 factores importantes que son: velocidad, topografía y revestimiento.

La velocidad debe ser tomada entre dos límites una máxima y una mínima permisible.

La máxima no debe ser tan fuerte que pueda producir

erosión y malogre el canal y la mínima tan baja que permita el crecimiento de plantas, ni permite la sedimentación de partículas de tierra en suspensión.

He tomado las siguientes velocidades:

$$V_{\text{max}} = 3 \text{ m/seg.}$$

$$V_{\text{min}} = 0.90 \text{ m/seg.}$$

Luego he tomado 2 velocidades intermedias.

$$V_1 = 1.2 \text{ m/seg.}$$

$$V_2 = 2 \text{ m/seg.}$$

Con estas 4 velocidades he calculado los canales para $d = 2R$ que da el menor perímetro mojado.

$$Q = 2 \text{ m}^3/\text{seg.} \quad n = 0.017 \quad s \quad t = 1/4:1$$

He obtenido 4 trazos del canal con diferentes longitudes y secciones

1° Trazo.-

$$V_{\text{max}} = 3 \text{ m/seg}$$

$$Q = 2 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$A = 0.67 \text{ m}^2.$$

$$d = 0.61 \text{ m.}$$

$$b = 0.95 \text{ m.}$$

$$R = 0.305$$

$$t = 1/4:1$$

$$f = 0.122 \text{ m.}$$

$$s = 0.0123$$

$$\text{GRADIENTE PROMEDIO EN PAMPA} = 3^\circ.48'$$

$$\text{" " LADERA} = 21^\circ36'$$

$$\text{LONGITUD DEL CANAL EN PAMPA} = 7,200 \text{ mts.}$$

$$\text{" " " LADERA} = 29,800 \text{ mts.}$$

2° Trazo

$$V_{\text{min}} = 0.90 \text{ m/seg.}$$

$$Q = 2 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$A = 2.22 \text{ m}^2.$$

$$d = 1.09 \text{ m.}$$

$b = 1.77 \text{ m.}$
 $f = 0.217 \text{ m.}$
 $t = 1/4:1$
 $s = 0,000529$

GRADIENTE PROMEDIO EN PAMPA = $5^{\circ}36'$
GRADIENTE PROMEDIO EN LADERA = $32^{\circ}7'$
LONGITUD DEL CANAL EN PAMPA = 5520
LONGITUD DEL CANAL EN LADERA = 4542

3°. Trazo.-

$V_1 = 2 \text{ m/seg}$
 $Q = 2 \text{ m}^3/\text{seg.}$
 $A = 1 \text{ m}^2.$
 $d = 0.740 \text{ mts.}$
 $b = 1.17 \text{ "}$
 $f = 0.148 \text{ "}$
 $t = 1/4:1$
 $s = 0.004356$
 $R = 0.370$

GRADIENTE PROMEDIO EN PAMPA = $3^{\circ}48'$
" " LADERA = $44^{\circ}36'$
LONGITUD DEL CANAL EN PAMPA = 4730 mts.
" " " LADERA = 8470 "

4°. Trazo.-

$V_2 = 1.2 \text{ m/seg.}$
 $Q = 2 \text{ m}^3/\text{seg.}$
 $A = 1.77 \text{ m}^2.$
 $d = 0.99 \text{ mts.}$
 $b = 1.54 \text{ "}$
 $f = 0.148 \text{ "}$
 $t = 1/4:1$
 $s = 0.0011$
 $R = 0.495$

GRADIENTE PROMEDIO EN PAMPA = 3°54'

" " LADERA = 37°36'

LONGITUD DEL CANAL EN PAMPA = 4950 mts.

" " " LADERA = 4290 "

Considerando los siguientes costos:

Roca desgregada S/. 4.00 m³. de excavación

Tierra compacta arcilla S/.1.40 m³. de excavación

Albañilería de piedra con concreto 1:3 y 20 cmts.

de espesor a S/. 6.00 m².

Tenemos:

1° Trazo S/. 849.779.00

2° Trazo " 415,302.84

3° Trazo " 281.184.00

4° Trazo " 322,600.00

Con estos datos se traza la curva de la Pendiente crítica de costo.

Tomando en el eje de las ordenadas las pendientes, y en el eje de las abscisas los costos en soles, para los 4 trazos y trazando una tangente a la curva formada, obtenemos la pendiente crítica de costo para el canal de derivación que es:

$$S = 0,003 \text{ con un valor de S/. } 263.000.-$$

Con la pendiente $S = 0,003$ obtenida, se hace el trazo, tomando como punto de partida el sitio del salto, cota 2600.5, teniendo el canal un recorrido de 9500 mts. hasta la boca-toma de cota 2633.8 mts. sobre el nivel del mar.

Siendo la obra de toma de tal tipo, que no permita el ingreso de sedimentos gruesos; ni en aguas máximas, por disponer de un rebose movable, que pasa de 1 metro, ni en aguas mínimas por hacerse la captación con un tirante de agua en el río de 0.70 mts. y a travez de un doble rebose fijo de 0.30 mts. (en la pantalla y muro de compuerta) que por la poca vele-

cidad y tirante del río, permite esperar impida el ingreso de sedimentos gruesos, ya que la energía cinética que trae las aguas no es suficiente para salvar este doble obstaculo. En el caso de aguas máximas además del rebose, la abertura máxima que puede existir en la compuerta, será solamente alrededor de 10 a 14 cmts. lo cual dificultará todavía más, el ingreso de piedras al canal por rebote dentro el solado de la pantalla. Sin embargo como medida de seguridad la pendiente adaptada entre la toma y el desarenador situado a 1 km. aguas abajo, coincidirá con la pendiente crítica de 0,003, pues la velocidad producida permite arrastrar piedras hasta de un diametro de:

$$V, (\text{FONDO}) = 2/3 V$$

$$V, = 2/3 \times 1.732$$

$$V, = 2/3 \times 1.16 \text{ m/seg.}$$

$$\frac{1.16^2}{25} = 25 D. \quad D. = \frac{1.35}{25} = 0.054 \text{ mts.}$$

$$D = 0.054 \text{ mts.}$$

En todo caso si quisiera aumentar la velocidad de $V = 1.732 \text{ m/seg}$ a una mayor. Por ejemplo: $V = 3 \text{ m/seg}$. tendría la siguiente pendiente:

$$V = 3 \text{ m/seg.}$$

$$Q = 2 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$A = 0.67 \text{ m}^2$$

$$R = 0.305 \text{ m.}$$

MANNIG

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

$$S = 0.0123$$

Pendiente que sería excesiva, pues obligaría a grandes cortes, o en su defecto aumentar la longitud del canal, cambiando el lugar de la B.T. y aumento considerable en el costo de la obra.

El radio mínimo en las curvas es de 5 b y el canal de derivación esta formado por dos tramos:

1° Tramo.- El comprendido del Km. 0+000 al km.1 + 000; o sea de la toma al desarenador, con revestimiento de piedra labrada, terreno de roca diorítica con talud promedio de 40°

Cálculo del Canal.-

$$Q = 2 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$s = 0,003$$

$$t = 1/4:1$$

$$d = 0.79 \text{ m.}$$

$$b = 1.25 \text{ m.}$$

$$p = 2.89 \text{ m.}$$

$$R = 0.395 \text{ m.}$$

$$n = 0.17$$

$$V = 1.732 \text{ m/seg.}$$

$$f = 1/5 \times 0.79$$

$$f = 0.16 \text{ m.}$$

$$V = \frac{4}{\sqrt{B \cdot Q} \left(\frac{s}{n^2} \right)^{3/2}}$$

$$B = f(t) = (2)^2 = (0.370)^2$$

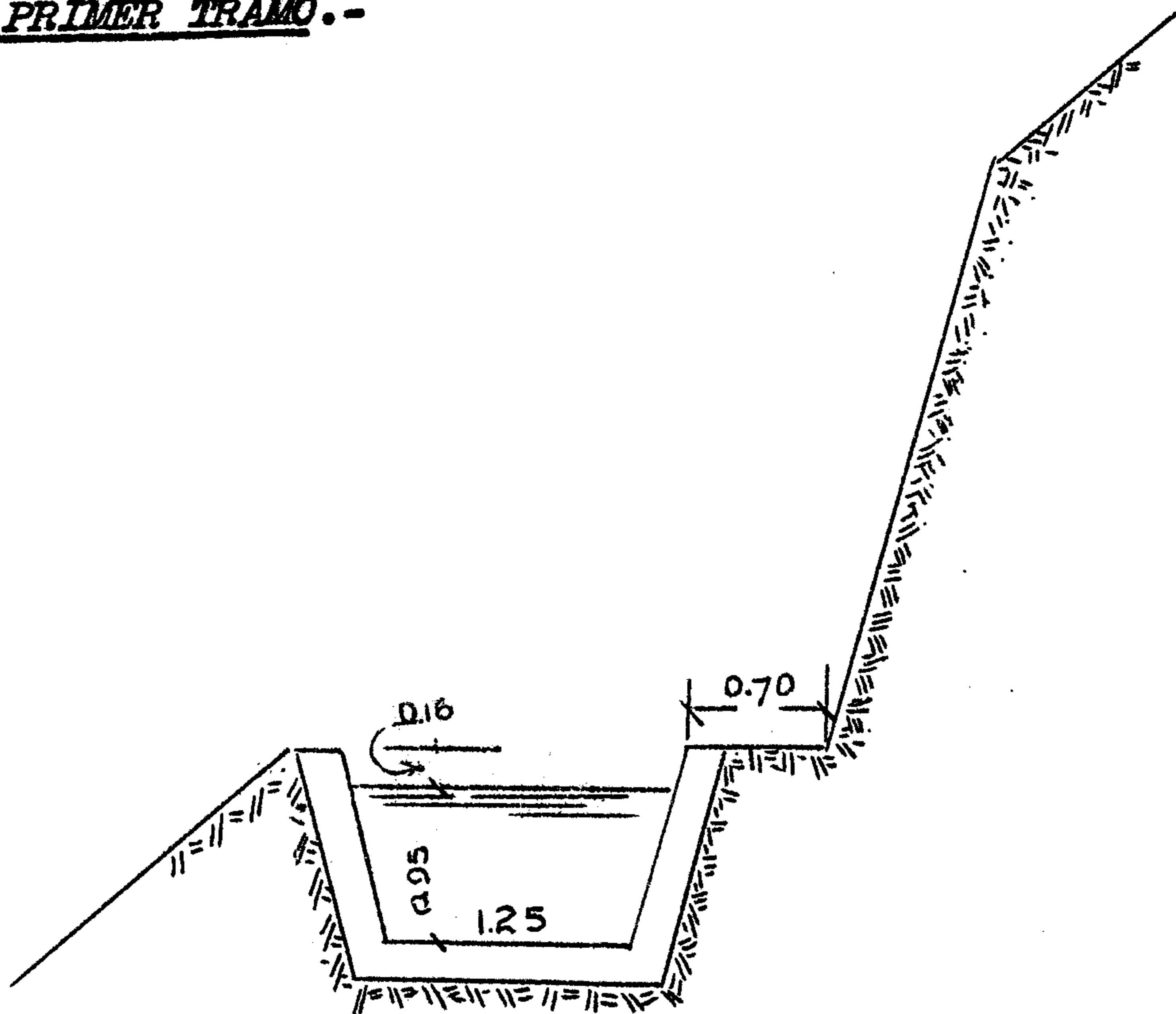
$$V = \frac{4}{\sqrt{0.37^2 \times 2 \times \left(\frac{0.003}{(0.017)^2} \right)^{3/2}}}$$

$$V = 1.732 \text{ m/seg.}$$

$$A = \frac{2}{1.732} = 1.15$$

$$\sqrt{A} = \sqrt{1.15} = 1.07$$

PRIMER TRAMO.-



Costo.- Volumen excavación 6.22 m³. p.m.l.

Area albañilería 3.25 m². p.m.l.

Costo por metro lineal de canal:

Excavación: S/.5.00 x 6.22 = 31.10

Revestimiento: 6.00 x 3.25 = 19.50

S/. 50.60

Luego el costo de este tramo será 50.60 x 1000 =
S/. 50,600.00 2d.

Tramo.- El comprendido del Km. 1 † 000 al km. 9 † 500; o sea el comprendido del desarenador al salto, con revestimiento de albañilería labrada.

Hay dos sub - tramos.

Sub-Tramo A.-

Del Km. 1 † 000 al Km. 5 † 000; en ladera, de roca diorítica.

Calculo del canal.-

Q = 1.8 m³/seg.

s = 0.003

n † 0017

t = 1/4:1

A † 1.39 m².

d = 0.87 m.

p = 3.29 m.

R = 0.435 m

f = 0.174 m.

$$V = \frac{4}{V} \frac{B Q (s)^{3/2}}{(n^2)}$$
$$V = \frac{4}{0.37^2 \times 1.8 \frac{(0.003^2)^{3/2}}{(0.017^2)}}$$

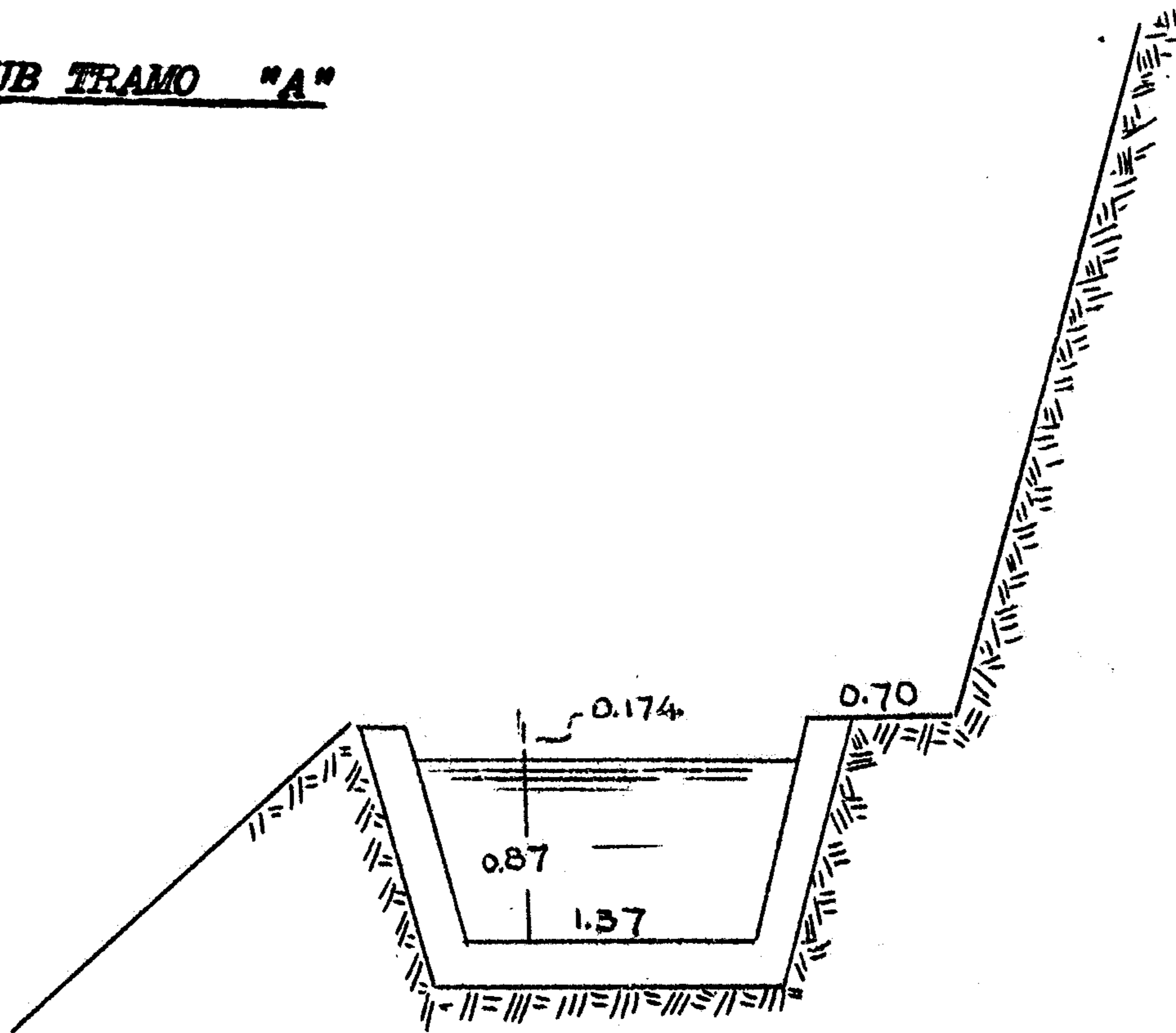
V = 1.3 mts/seg.

A = $\frac{1.8}{1.3}$ = 1.39 m².

$\frac{V}{A} = \frac{1.3}{1.39} = 1.18$

f = $d^{1/5} = \frac{0.87}{5} = 0.174$ m.

SUB TRAMO "A"



ESC. 1/50

Costo.-

Volumen excavación p.m.l. = 6.87 m³.

Area Albañilería p.m.l. = 3.53 m².

Costo p.m.l. de canal

Excavación S/. 5.00 x 6.87 = S/. 34.35

Albañilería " 6.00 x 3.53 = $\frac{21.18}{S/. 55.53}$

Luego el costo total en este tramo será:

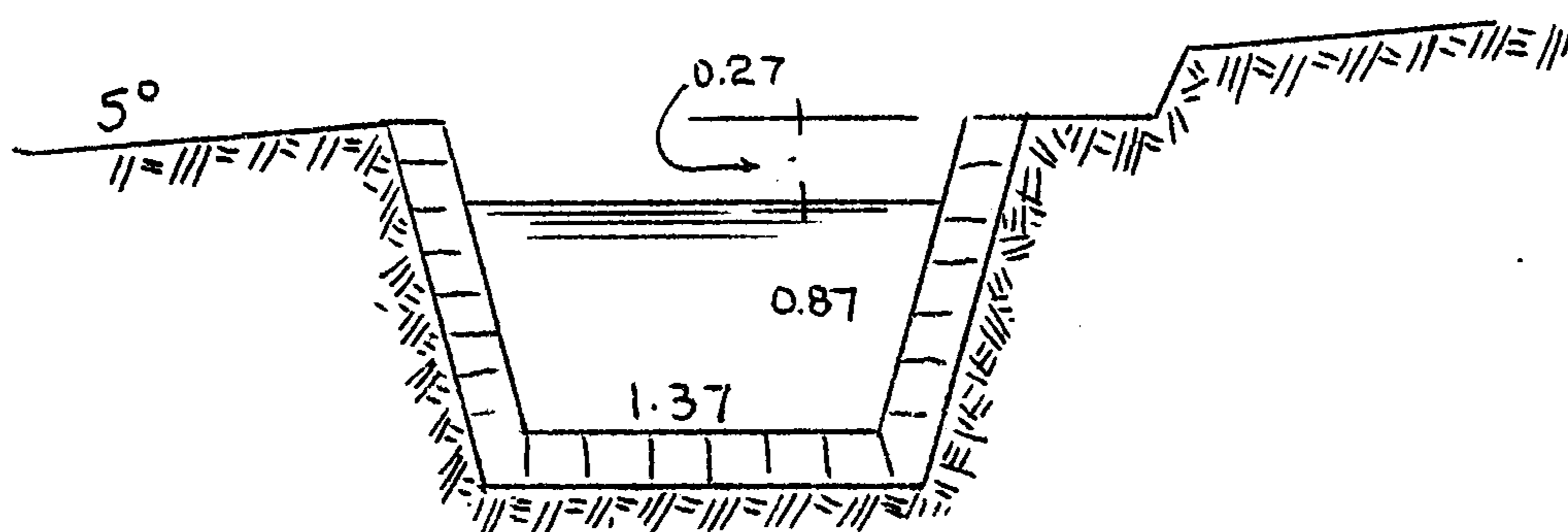
S/. 55.53 x 4000 = S/. 222,120.00

Sub-tramo B.-

Del km. 5 + 000 al km. 9 + 500, de recorrido en pampa, formado por tierra compacta (arcilla) con un talud promedio de 5° siendo el cálculo igual al anterior, pero por canal en tierra la sobre elevación $f = \frac{1}{3} d$

$$f = \frac{1}{3} \times 0.87 = 0.27 \text{ mts.}$$

S U B T R A M O B



Costo.-

Volumen de excavación p.m.l. 304 m³.

Area albañilería p.m.l. 377 m².

Costo por m. de canal.

Excavación S/. 1.60 x 3.04 = 4.86

Albañilería " 6.00 x 3.77 = 22.62
S/. 27.48

Luego el costo total de este tramo será:

27.48 x 4500 = S/. 123.660.00.

Se ha procurado que casi todo el trazo del canal de derivación quede casi todo en corte, con el objeto de dar seguridad al canal.

BOCA - TOMA.- Es la obra de cabecera de mayor importancia en toda irrigación, pues de ella depende el funcionamiento total de la obra, su estudio debe ser muy cuidadoso y no se debe omitir ningún detalle en su proyecto y construcción, pues debe tener un servicio continuo en toda época del año.

UBICACION.- Hay que tener en cuenta 3 condiciones fundamentales.

1) Esta ubicada en la cota 2633.8, altura desde la cual domina el área máxima de la zona por irrigar, descontando las pérdidas de carga por fricción, desarenador y fuerza Motriz Hidráulica proyectada.

2) Esta situada en la parte convexa de una curva del Río, para dar un buen funcionamiento Hidráulico, no habrá sedimentación en la boca-toma.

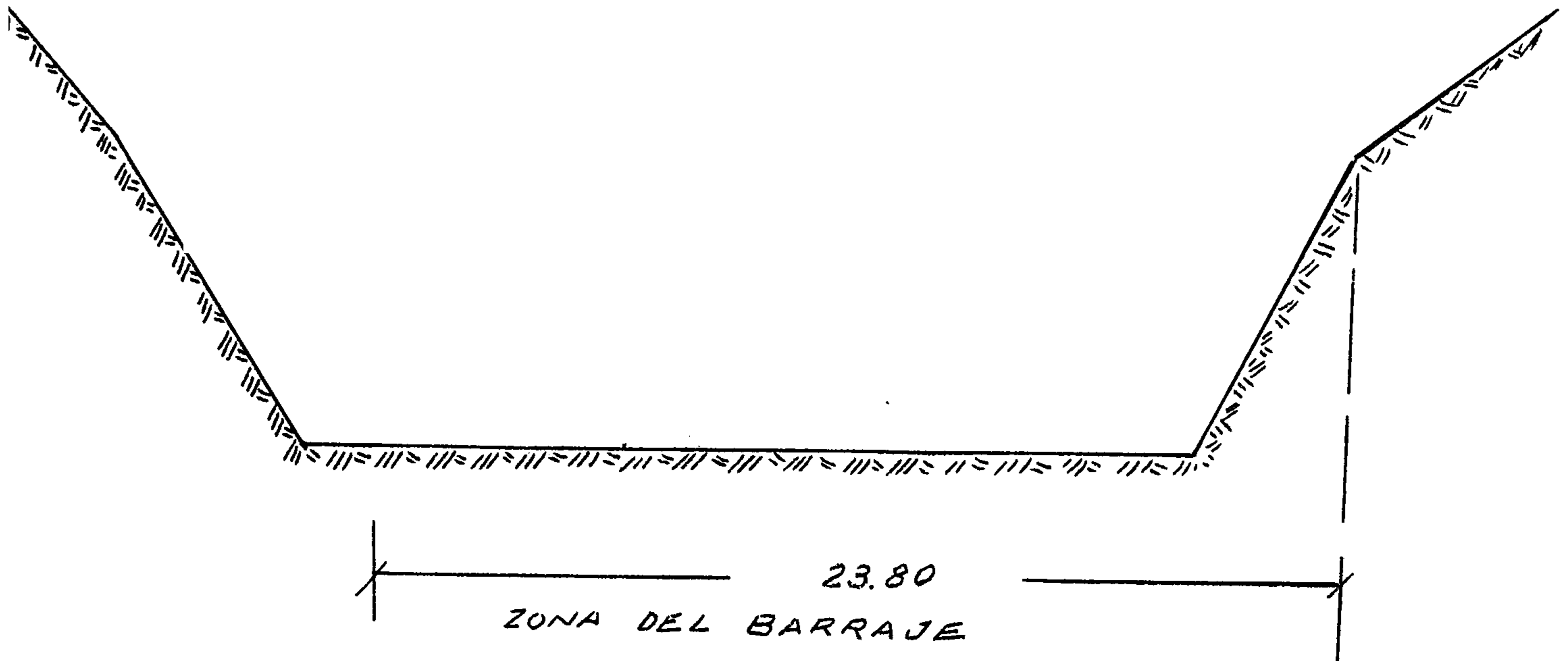
3) Desde el punto de vista geológico, la zona es de flancos rocosos, por consiguiente de cimentación estable.

Esta ubicación ha dado lugar a un ahorro en la longitud del canal de derivación.

Altura de agua en el río.- para hacer el proyecto de la boca-toma, es necesario calcular los tirantes de agua en el Río, así mismo también las zonas inundables en las épocas de aguas máximas y mínimas.

Sección transversal del río en la zona de la boca-toma.

a SECCION TRANSVERSAL DEL RIO



De los datos tomados de la estación de aforo del río, se tiene una descarga de aguas máximas un promedio de 200 m³/seg. y de aguas mínimas 8 m³/seg.

TIRANTE DEL RIO EN AGUAS MINIMAS.-

1er Tanteo $Q = 8 \text{ m}^3/\text{seg.}$

$S = 0.0175$

$n = 0.030$

$d = 0.530 \text{ m.}$

$b = 15 \text{ mts.}$

$A = 4.50 \text{ m}^2.$

$p = 16.5 \text{ m.}$

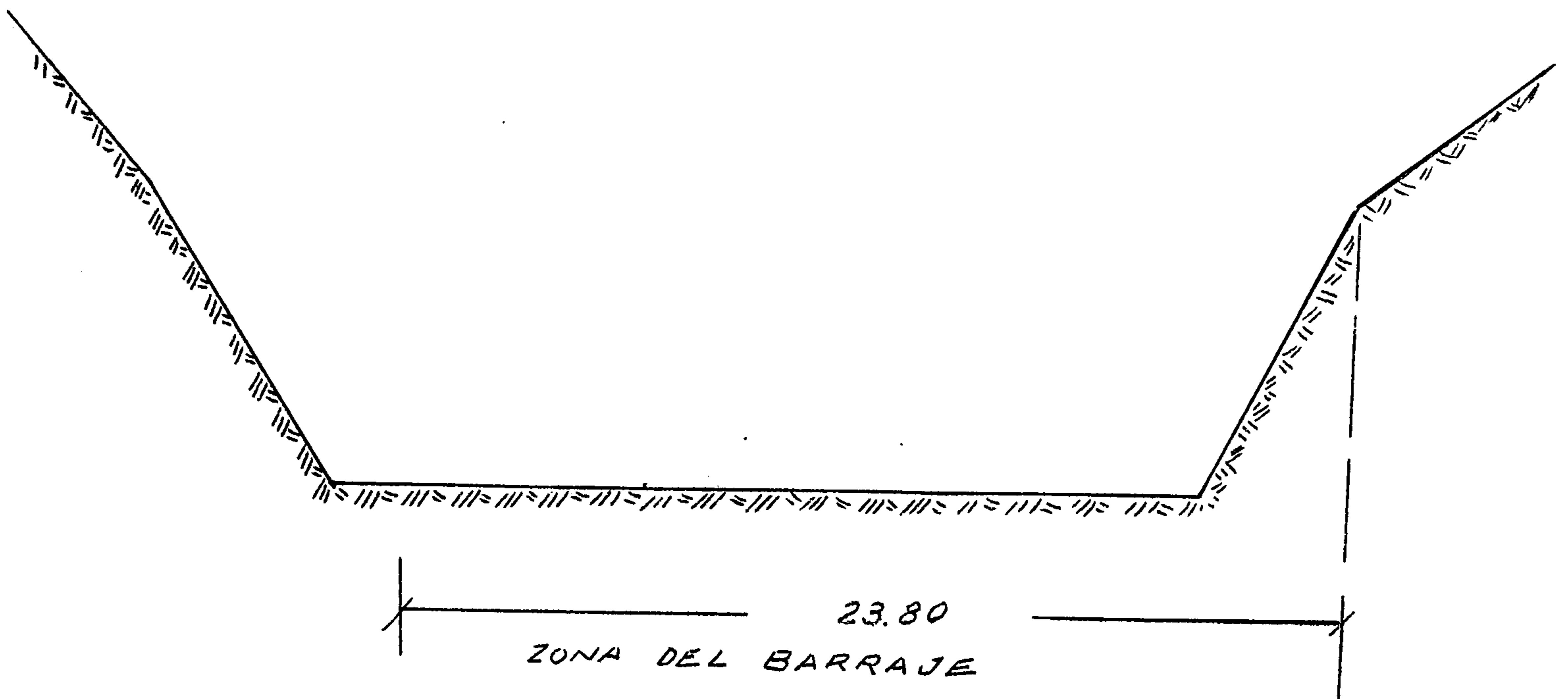
$$R = \frac{4.50}{16.5} = 0.272$$

$$V = \frac{0.272^{2/3} \times 0.132}{0.03}$$

$$V = 1.825 \text{ m/seg.}$$

$$Q = 1.825 \times 4.50 = 8.22 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

a SECCION TRANSVERSAL DEL RIO



De los datos tomados de la estación de aforo del río, se tiene una descarga de aguas máximas un promedio de 200 m³/seg. y de aguas mínimas 8 m³/seg.

TIRANTE DEL RIO EN AGUAS MINIMAS.-

1er Tanteo $Q = 8 \text{ m}^3/\text{seg.}$

$S = 0.0175$

$n = 0.030$

$d = 0.30 \text{ m.}$

$b = 15 \text{ mts.}$

$A = 4.50 \text{ m}^2.$

$p = 16.5 \text{ m.}$

$$R = \frac{4.50}{16.5} = 0.272$$

$$V = \frac{0.272^{2/3} \times 0.132}{0.03}$$

$$V = 1.825 \text{ m/seg.}$$

$$Q = 1.825 \times 4.50 = 8.22 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

El tirante de agua en el río, en mínimas es de alrededor de 0.30 mts. obligando a proyectar dispositivos especiales, que nos aseguran la captación en aguas mínimas.

Debemos pues proyectar un espigón de dirección de aguas, calculado en tal forma que nos permita tener en la zona inmediata a la toma, un tirante de agua entre 0.70 y 0.80 mts. que haga factible la captación por rebose aun en esta época.

El espigón será construido en forma definitiva, ya que el fondo rocoso de Río, permite obtener una fundación, que de la máxima seguridad. El espigón será construido en roca, empleandose la que se obtenga de las voladuras del Canal de Derivación.

CALCULO DEL TIRANTE DE AGUAS MAXIMAS.-

a) Calculo del espigón de dirección.

Asumiendo una altura de rebose de 0.30 m. y una carga de agua de 0.40 mts. para el ingreso de esta por las compuertas lo que nos permite tener una longitud aceptable de compuertas sin recargar en forma extraordinaria el costo de obra, y manteniendo a la vez una adecuada seguridad contra el ingreso de sedimentos gruesos; debemos calcular el ancho libre entre el espigon y el muro de compuertas, en forma tal que el tirante obtenido sea de 0.70 mts.

Cálculo.- Considerando la construcción de un solado de fondo en la zona de la boca-toma de $S = 0,005$ con el objeto de que esta disminución (Respecto a la del río) sea un factor más que contribuya a elevar el tirante de agua, evitando que la zona libre entre el espigon y la boca-toma sea tan pequeña que no constituya un peligro en aguas máximas, por el rapido pasaje en esta reducida sección de piedras de tamaño apreciable.

Cálculo.-

1º Tanteo b = 10 mts.

$$Q = 8 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$n = 0,030$$

$$s = 0,005$$

$$d = 0.70 \text{ mts.}$$

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

$$A = 7 \text{ m}^2.$$

$$p = 12 \text{ mts.}$$

$$R = 0.583$$

$$V = \frac{0.583^{2/3} \times 0.005^{1/2}}{0.030}$$

$$V = 1.62 \text{ mts./seg.}$$

$$Q' = 7 \times 1.62 = 11.3 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

2do. Tanteo. b= 8 mts.

$$Q = 8 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$n = 0.030$$

$$S = 0.005$$

$$d = 0.70 \text{ mts.}$$

$$A. = 5.6 \text{ m}^2$$

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

$$R = 0.560$$

$$V = 1.58 \text{ m/seg.}$$

$$Q'' = 1.58 \times 5.6 = 8.8 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

3er. Tanteo. b= 7 mts.

$$Q = 8 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$n = 0.030$$

$$S = 0.005$$

$$d = 0.70 \text{ mts.}$$

$$A = 4.9 \text{ m}^2$$

$$p = 9 \text{ mts.}$$

$$R = 0.545$$

$$V = 1.55 \text{ m/seg.}$$

$$Q = 1.55 \times 4.9 = 7,6 \text{ m}^3/\text{seg}$$

En aguas mínimas.

$$b = 7.5 \text{ mts.}$$

$$d = 0.70$$

TIRANTE DEL RIO EN AGUAS MAXIMAS.-

1ra. Sección "A"

2da. Sección "B"

1° Tanteo

$$d = 1.70 \text{ m.}$$

$$d = 0.90 \text{ mts.}$$

$$p = 11 \text{ mts.}$$

$$p = 36 \text{ mts.}$$

$$A = 12.80 \text{ m}^2.$$

$$A = 27.5 \text{ m}^2.$$

$$R = 1.16$$

$$R = 0.765 \text{ mts.}$$

$$V = 2.5 \text{ m/seg.}$$

$$V = 1.90 \text{ m/seg.}$$

$$Q = 32 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$Q = 68 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$QT_1 = 100 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

2° Tanteo

$$d = 3.00 \text{ mts.}$$

$$d = 2.20 \text{ mts.}$$

$$p = 13.5 \text{ mts.}$$

$$p = 47 \text{ mts.}$$

$$A = 22.5 \text{ m}^2.$$

$$A = 105 \text{ m}^2.$$

$$V = 3.30 \text{ m/seg.}$$

$$R = 2.22 \text{ mts.}$$

$$R = 1.67 \text{ m.}$$

$$V = 4 \text{ m/seg.}$$

$$Q_2 = 74 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$Q_2 = 420 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$QT_2 = 494 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

3° Tanteo

$$d = 2.20 \text{ mts.}$$

$$d = 1.40 \text{ mts.}$$

$$p = 11.9 \text{ mts.}$$

$$p = 41 \text{ mts.}$$

$$A = 16.5 \text{ m}^2.$$

$$A = 47.5 \text{ m}^2.$$

$V = 2.70 \text{ m/seg.}$ $R = 1.16 \text{ mts.}$
 $R = 1.39$ $V = 2.5 \text{ m/seg.}$
 $Q_3 = 44.5 \text{ m}^3/\text{seg.}$ $Q_3 = 120 \text{ m}^3/\text{seg.}$ $QT_3 = 164.5 \text{ m}^3/\text{seg.}$

4° Tanteo

$d = 2.30 \text{ mts}$ $d = 1.50 \text{ mts.}$
 $p = 12.10 \text{ mts.}$ $p = 42 \text{ mts.}$
 $A = 17.3 \text{ m}^2.$ $A = 50 \text{ m}^2.$
 $R = 1.43 \text{ mts.}$ $R = 1.19 \text{ mts.}$
 $V = 2.90 \text{ m/seg.}$ $V = 2.60 \text{ m/seg.}$
 $Q_4 = 50 \text{ m}^3/\text{seg.}$ $Q_3 = 130 \text{ m}^3/\text{seg.}$ $QT_4 = 180 \text{ m}^3/\text{seg.}$

5° Tanteo

$d = 2.40 \text{ mts.}$ $d = 1.60 \text{ mts.}$
 $p = 12.3 \text{ mts.}$ $p = 43 \text{ mts.}$
 $A = 18 \text{ m}^2.$ $A = 53 \text{ m}^2.$
 $R = 1.46 \text{ mts.}$ $R = 1.23 \text{ mts.}$
 $V = 3 \text{ mts/seg.}$ $V = 2.65 \text{ m/seg.}$
 $Q_5 = 54 \text{ m}^3/\text{seg.}$ $Q_5 = 141 \text{ m}^3/\text{seg.}$ $QT_5 = 195 \text{ m}^3/\text{seg.}$

Luego en aguas máximas, en el muro de Toma:

$$d = 2.40 \text{ mts.}$$

$$v = 3 \text{ m/seg.}$$

TIPO DE BOCA TOMA.- Considerando que las características de la irrigación hacen necesario captar, únicamente parte de las aguas de estiaje, hemos adoptado una Toma de tipo Zarumilla sin canal de fondo, el muro de compuertas está dotado de una pantalla frontal destinada a desviar los materiales de acarreo. Esta pantalla posee varios en número igual de compuertas (tres) que presentan un

rebose fijo de 30 cmts. igual. El muro de toma se ha calculado con tres compuertas a fin de tener una relación económica entre el tamaño de estas y la longitud del muro.

FUNCIONAMIENTO DE LA BOCA TOMA.- En aguas mínimas el espigón de dirección obligará al río a pasar por la zona inmediata a la Toma, manteniendo en ella un tirante de alrededor de 0.70 mts. con el cual se verificará la captación, como se ha explicado anteriormente el ingreso de piedras será prevenido por el doble rebose existente en la pantalla y el muro de Toma. En esta época las compuertas se alojarán en la parte inferior del muro de toma, posteriormente al rebose fijo.

En épocas de aguas máximas, las compuertas se irán levantando paulatinamente a fin de captar siempre por rebose, hasta llegar a un máximo de alrededor del metro de rebose. Esto se hace posible, por que al aumentar el tirante en el río, aumenta también la carga de agua con que se da ingreso a este, a las compuertas, manteniendo constante el gasto.

El costo apróximado de esta obra de Toma, y de acuerdo a metrados y cubicación aproximada es de S/.200,000.00 (Doscientos Mil Soles Oro 00/100).

DESARENADOR.- A fin de eliminar los sedimentos que pudieran haber ingresado al canal de derivación, a pesar de todos los dispositivos proyectados para evitarlo, se hace necesario disponer de un desarenador que cumpla este objetivo. Además el hecho de haber proyectado una caída de agua, para realizar un aprovechamiento hidroeléctrico, nos obliga a disponer de tal tipo de estructura, pues se hace necesario eliminar los sedimentos aún de los más finos, para evitar la rápida destrucción de las paletas de las ruedas hidráulicas que accionan los generadores.

Existiendo un exceso de agua en el río, en relación a las necesidades de la irrigación, el tipo de desarenador

es el limpia continua. Este estará situado a 1 km. de la toma, el agua de limpia del desarenador se mandará al río por un canal de desagüe, de pequeña longitud.

CALCULO DEL DESARENADOR.- Se calcula por el tiempo que demora una partícula de sedimento en caer mas bajo que el fondo del canal de salida.

Longitud:

$$L = Kd' \frac{V}{V'}$$

d' = tirante en el desarenador

v = velocidad " "

v' = velocidad vertical de sedimentación

k = Coeficiente Hausen

$V' = 0.021$ m/seg para arenas de 0.2 m.m.

$V = 0.30$ m/seg.

$d' = 0.79$ m. - $K = 1.50$

$$L = 1.50 \times 0.79 \times \frac{0.30}{0.021} = 17 \text{ m.}$$

Ancho:

$$b' = Q = \frac{2}{\overline{vd'}} = 8.5 \text{ mt.}$$

$\overline{vd'} = 0.30 \times 0.79$

Luego se construirá el desarenador con dos tazas cuadradas de 8.5 mt. de lado.

COSTO APROXIMADO.- De acuerdo a un metrado aproximado, se estima esta obra en un valor aproximado de S/. 50,000.00.

COLCHON DE AGUA.- Después del Salto Hidráulico y como obra transitoria, con el objeto de regresar las aguas al regimen tranquilo es necesario construir un colchon de agua que es un depósito formado en su parte agua arriba por un plano

inclinado (1.5/1) y una parte plana cuyo fondo es inferior al del canal y una rampra 4/1 que una este fondo al canal.

El costo estimado es de:

S/. 18.000.00

CANAL MADRE.- Es el canal que continúa después de la caída Km. 9 + 400 hasta el comienzo de los dos laterales A y B, que sirven para irrigar las zonas A y B en que esta dividida la irrigación; laterales que comienzan en el Km. 9 + 850, luego tiene una extensión de 450 mts. en pampa (Tierra compacta).

CALCULO.-

$$Q = 1.8 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$s = 0.003$$

$$n = 0,017$$

$$t = 1/4:1$$

$$A = 1.39 \text{ m}^2.$$

$$p = 3.29 \text{ mts.}$$

$$R = 0.435 \text{ mts.}$$

$$f = 0.27 \text{ mts. (Tierra)}$$

COSTO.-

$$\text{Volúmen excavación} \quad 3.04 \text{ m}^3.$$

$$\text{Area albañilería} \quad 3.77 \text{ m}^2.$$

Por metro lineal de canal.-

$$\text{Excavación} \quad \text{S/. } 1.60 \times 3.04 = 4.86$$

$$\text{Revestimiento} \quad " \quad 6.00 \times 3.77 = \underline{22.62}$$

$$\text{S/. } 27.48$$

El costo total será:

$$\text{S/. } 27.48 \times 450 = \text{S/. } \underline{\underline{12,366.00}}$$

LATERAL "A".- Tiene por objeto regar la zona A de una area neta de 1040 Ha.

Tiene 2 tramos bien marcados.

CALCULO Y SECCIONES.- 1° Tramo.- Se inicia en el km. 0 + 000 hasta el km. 0 + 450 con una pendiente $s = 0,045$ en terreno de media ladera en roca dura, con un promedio de talud de 40° para mayor seguridad y economía el canal será en su mayor parte en excavación.

CALCULO.-

$$Q = 0.88 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$s = 0.045$$

$$t = 1/4:1$$

$$n = 0,017$$

$$v = 3.9 \text{ m/seg.}$$

$$R = 0.175 \text{ mts.}$$

$$b = 0.55$$

$$d = 0.35$$

$$A = 0.226 \text{ m}^2.$$

$$V = \frac{4}{V B Q(s)^{3/2} n^2}$$

$$V = 3.9 \text{ m/seg.}$$

$$A = 0.226 \text{ m}^2.$$

Por su topografía y por la sección del canal es un rapido, pues su velocidad es mayor que $= \sqrt{\frac{g A}{T}} = 1.7 \text{ m/seg.}$

$$3,9 > 1.7 \text{ Regimen turbulento}$$

Es necesario la construcción de un colchon para contrarestar la turbulencia.

COSTO.-

$$\text{Volúmen excavación} = 2.573 \text{ m}^3.$$

$$\text{Area Albañilería} = 1.48 \text{ m}^2.$$

Costo por metro lineal de canal:

$$\text{Excavación S/. } 5.00 \times 2.572 = \text{S/. } 12.65$$

$$\text{Revestimiento } 6.00 \times 1.48 = \underline{\quad 8.88 \quad}$$

$$\text{S/. } 21.53$$

Luego el costo total será:

$$\text{S/. } 21.53 \times 4.50 = \text{S/. } 9,688.50 + 5,000.00 =$$

$$\text{S/. } 14,688.50.$$

2° Tramo.- Se inicia en el Km. 0 + 450 hasta el Km. 4 + 450 en un terreno de tierra consolidada en pampa, con un talud promedio de 5°-

Con el objeto de poder irrigar los terrenos adyacentes al canal, dado que el talud del terreno es de 5° se hace necesario hacer el trazado en corte y relleno, con el objeto de poder regar los terrenos inmediatos al canal.

CALCULO.-

$$Q = 0.88 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$s = 0.001$$

$$(t = 1/1$$

Tablas

$$(n = 0,17$$

$$R = 0.365$$

$$d = 0.73$$

$$b = 0.602$$

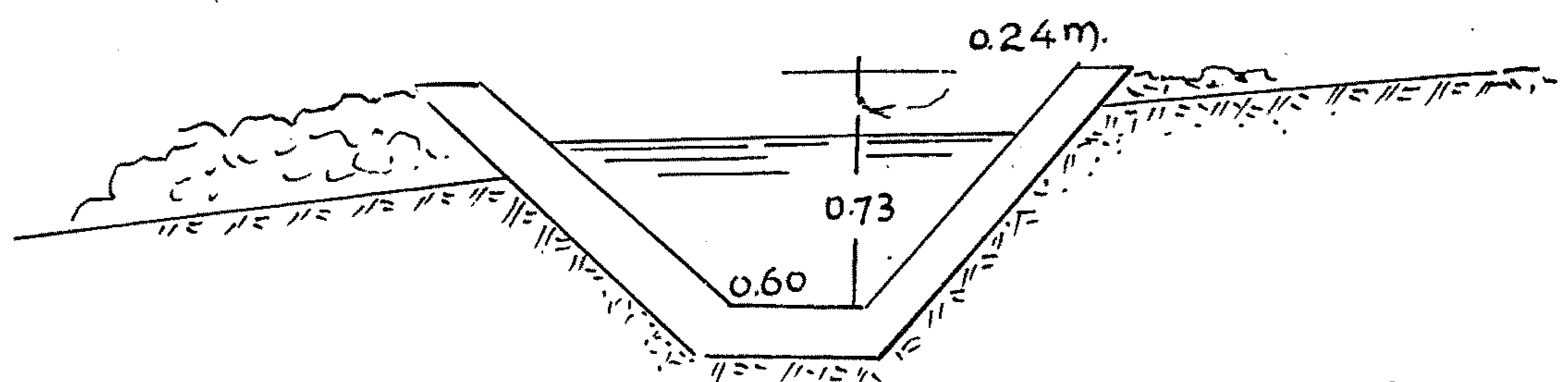
$$f = \frac{0.73}{3} = 0.243$$

$$A = 0.98 \text{ m}^2.$$

$$V = 0.9 \text{ m/seg.}$$

$$A = \frac{Q}{V} = \frac{0.88}{0.90} = 0.98 \text{ m}^2.$$

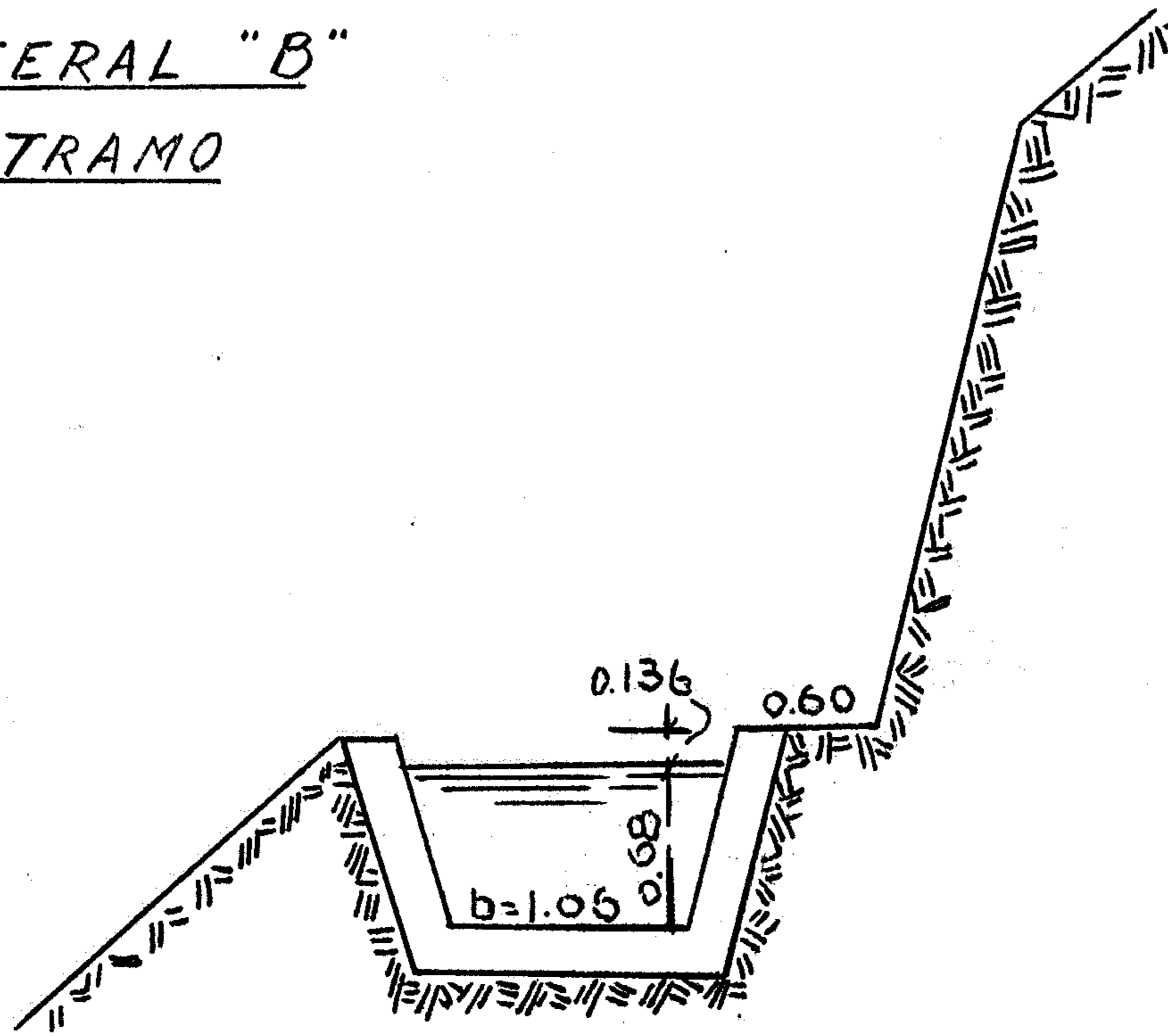
LATERAL "A" SEGUNDO TRAMO



ESC. 1/50

LATERAL "B"

1° TRAMO



COSTO.-

Volúmen excavación = 1.32 m³.

Area albañilería = 3.40 m².

Costo por metro lineal de canal:

Excavación S/. 1.40 x 1.32 = S/. 1.85

Revestimiento 6.00 x 3.40 = 20.40
S/. 22.25

Luego el costo total será:

S/. 22.25 x 4.000 = S/. 89,000.00

LATERAL "B".- Tiene por objeto regar la zona "B" de la irrigación con una area neta de 1080 Ha.

Teniendo en cuenta el trazo escogido, tiene 3 tramos bien marcados.

1° Tramo.- Del km. 0 + 000 al km. 3 + 000 en media ladera, de roca dura.

2° Tramo.- Del km. 3 + 000 al km. 5 + 000 en pampa de tierra arcillosa compacta.

3° Tramo.- Del km. 5 + 000 al km. 13.5 + 000, en media ladera de roca dura.

1° Tramo.- Cálculo.-

$$Q = 0.92 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$s = 0.003$$

$$t = 1/4:1$$

$$n = 0.017$$

$$v = 1.08 \text{ m/seg.}$$

$$R = 0.34 \text{ mts.}$$

$$d = 0.68 \text{ mts.}$$

$$b = 1.06 \text{ mts.}$$

$$f = \frac{1}{5} d = 0.136$$

$$V = \frac{4}{\sqrt{\frac{0.37^2 \times 0.92 \left(\frac{0.003}{0.017^2} \right)^{3/2}}{1}}}$$

$$V = 1.08 \text{ m/seg.}$$

$$A = \frac{0.92}{1.08} = 0.85 \text{ m}^2.$$

$$\sqrt{VA} = 0.92$$

COSTO.-

$$\text{Volúmen excavación} = 1.673 \text{ m}^3.$$

$$\text{Area albañilería} = 3.78 \text{ m}^2.$$

Costo por metro lineal de canal:

$$\text{Excavación S/. } 5.00 \times 1.673 = 8.37$$

$$\text{Albañilería } 6.00 \times 3.78 = 22.68$$

$$\text{p.m. l. S/ } 31.05$$

Luego el costo de este tramo será:

$$\text{S/ } 31.05 \times 3,000 = \text{S/ } \underline{\underline{93,150.00}}$$

2do. Tramo.- Cálculo.- Trazado todo en corte.-

$$Q = 0.92 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$s = 0,003$$

$$t = 1:1$$

$$n = 0.017$$

$$v = 1.08 \text{ m/seg.}$$

$$A = 0.85 \text{ m}^2.$$

$$R = 0.34 \text{ mts.}$$

$$d = 0.68 \text{ mts.}$$

$$b = 0.562 \text{ mts.}$$

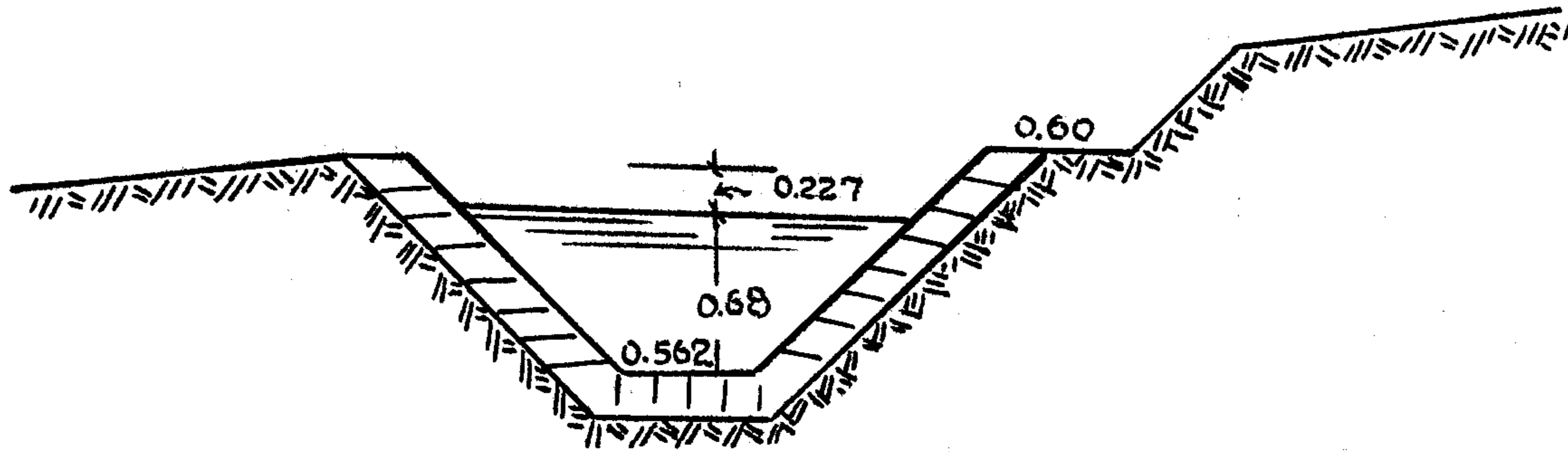
$$f = \frac{1}{3} d = 0.227 \text{ mts.}$$

$$V = 1.08 \text{ m/seg.}$$

$$A = \frac{0.92}{1.08} = 0.85 \text{ m}^2.$$

$$\sqrt{A} = 0.92$$

LATERAL "B" SEGUNDO TRAMO.



Esc. 1/50

COSTO.-

Volúmen excavación = 3.06 m³.

Area albañilería = 3.16 m².

Costo por metro lineal de canal

Excavación S/. 1.40 x 3.06 = S/. 4.28

Albañilería 6.00 x 3.16 = 18.96

23.24

Luego el costo de este tramo de canal será:

S/. 23.24 x 5,000 = 116,200

Obras de arte en el 2do. Tramo.- en el km. 3 + 250 y en el km. 4 + 300 de este tramo.

Se presentan unas pequeñas hondonadas, por la que desaguan dos puquios, que se forman en los alrededores; para salvar con seguridad estos pequeños desniveles se han proyectado dos obras de arte del tipo canoa, y que tiene una longitud de 6 mts.

La sección es rectangular, y las vigas de sosten sirven de paredes laterales al canal, estando proyectadas las vigas y la losa de cemento armado.-

Cálculo.-

$$Q = 0.92$$

$$s = 0,003$$

$$d = 0.73 \text{ mts.}$$

$$b = 0.91 \text{ mts.}$$

$$A = 0.665 \text{ m}^2.$$

$$v = 1.38 \text{ m/seg.}$$

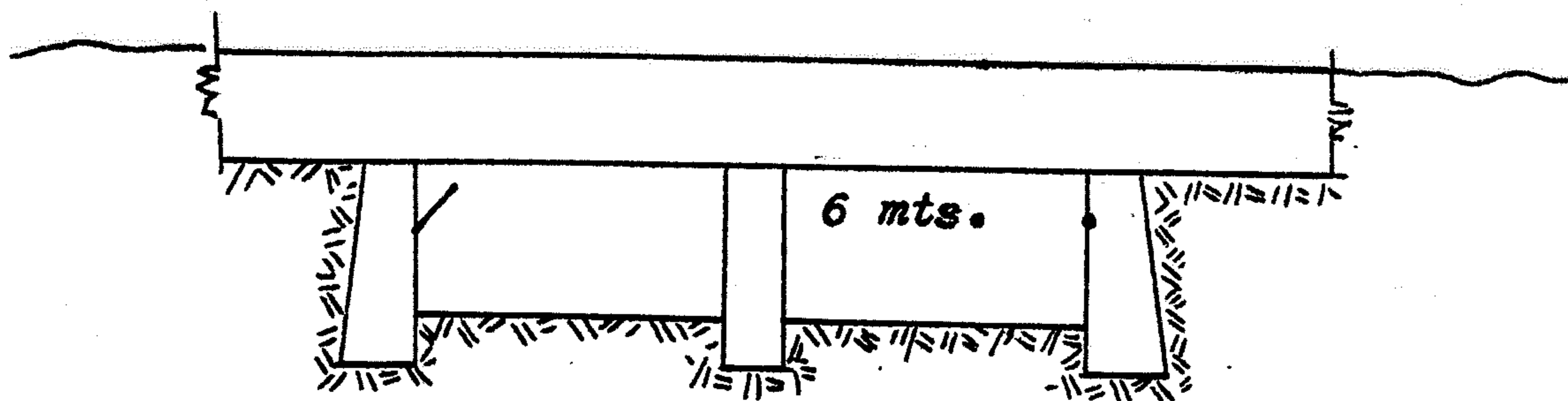
$$p = 2.36 \text{ mts.}$$

$$R = 0.278 \text{ mts.}$$

$$R = \frac{A}{p} = 0.278$$

$$v = \frac{0.055 \times 0.428}{0.017} = 1.38$$

C A N O A .



Costo.-

Concreto armado (Vigas y losa)	=	3.78 m3.	
Concreto simple (pilares)	=	4.24 m3.	
3.78 x S/. 350 m3.	=	S/. 1,323.00	
4.24 x 110 m3.	=	466.00	
Total	S/.		1,789.00

Costo total de este tramo.-

S/. 116,200.00	
1,789.00	
S/. 117,989.00	

3er. Tramo.- Es el comprendido entre el km. 5 + 000 al km. 13 + 500 pasando por los pueblos B y C; todo este tramo esta situado en media ladera, el terreno es de roca dura.

Cálculo del canal.-

$Q = 0.92 \text{ m}^3/\text{seg.}$

$s = 0.001$

$t = 1/4:1$

$n = 0.017$

$V = 0.94 \text{ m/seg.}$

$R = 0.365 \text{ mts.}$

$d = 0.73 \text{ mts.}$

$b = 1.15 \text{ mts.}$

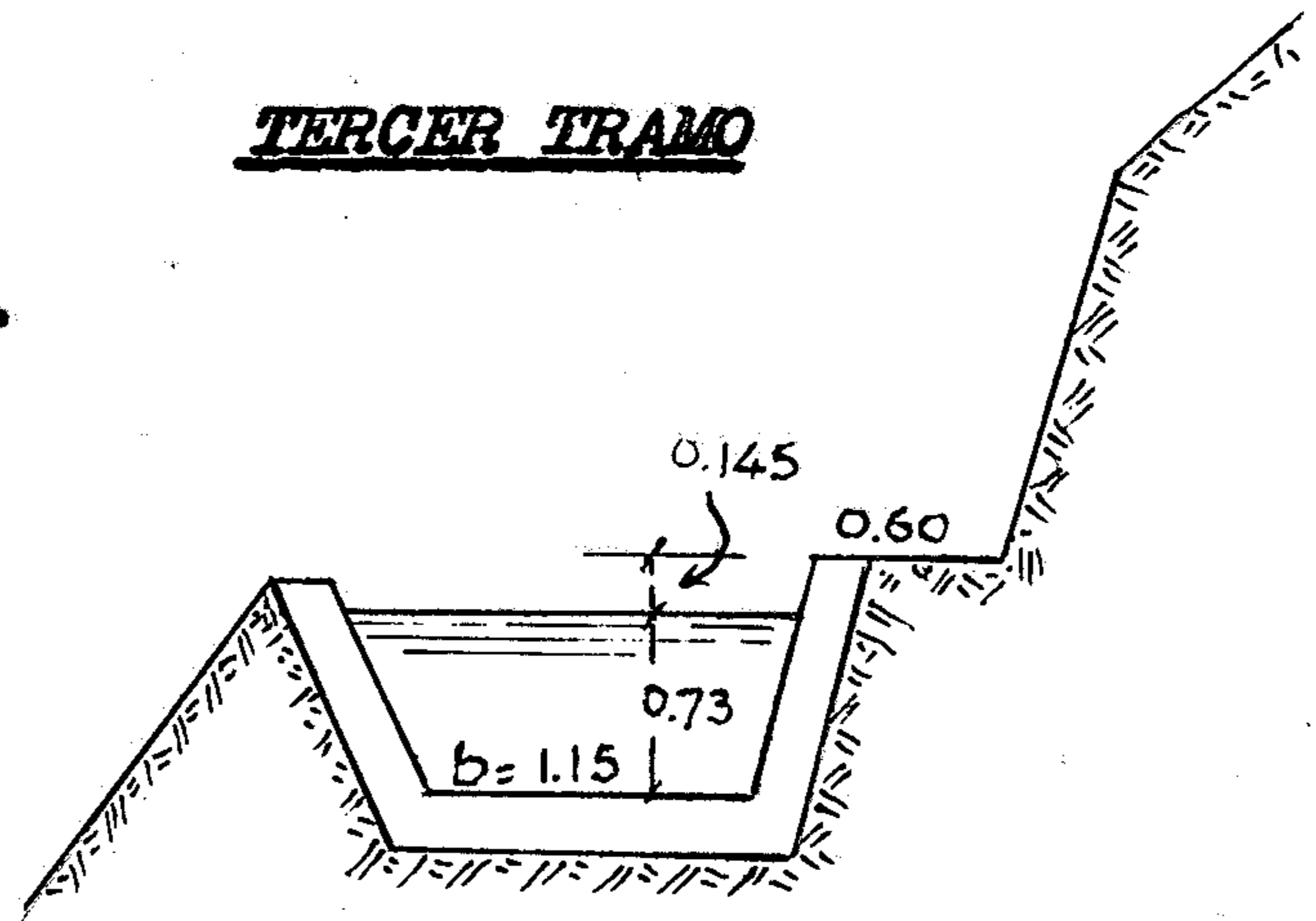
$f = \frac{1}{5} d = 0.146 \text{ mts.}$

$$V = \frac{4}{\sqrt{\frac{1.486}{0.37 \times 0.92} \left(\frac{0.001}{0.017}\right)^{3/2}}}$$

$V = 0.94 \text{ m/seg.}$

$\sqrt{A} = 0.98$

TERCER TRAMO



Esc. 1/50

COSTO.-

Volúmen excavación 4.67 m³.

Area albañilería 2.95 m².

Costo por metro lineal de canal.
S/.

$$S/. 5.00 \times 4.67 = 23.35$$

$$6.00 \times 2.95 = \underline{17.70}$$

$$S/. 41.05$$

El costo total será:

$$41.05 \times 6,400 \text{ mts.} = S/. \underline{\underline{262,720.00}}$$

Canal cubierto al pasar por los pueblos B y C en una longitud de 800 mts. en cada pueblo, con buzones de registros cada 150 mts.

Cálculo.-Con igual tirante.-

$$Q = 0.92 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$d = 0.73 \text{ mts.}$$

$$s = 0,003$$

$$b = 0.9 \text{ mts.}$$

$$A = 0.665 \text{ m}^2.$$

$$V = 1.38 \text{ mt/seg.}$$

Después de 3 tanteos.

$$A = 0.73 \times 0.9 = 0.66$$

$$p = 2d + b = 1.46 + 0.9 = 2.36 \text{ mts.}$$

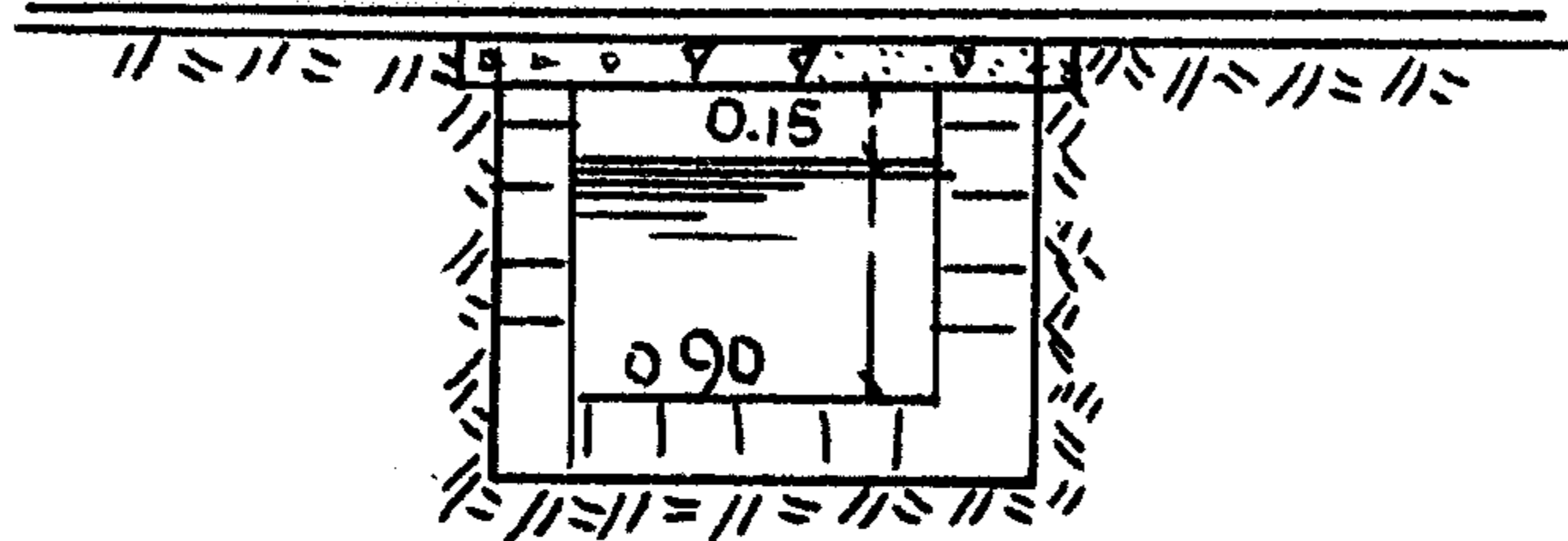
$$R = \frac{A}{p} = 0.278$$

$$V = 1.38 \text{ mts./seg.}$$

$$A = \frac{0.92}{1.38} = 0.665 \text{ m}^2.$$

$$b = \frac{0.665}{0.73} = 0.91 \text{ mts}$$

CANAL CUBIERTO.



Esc. 1/50

COSTO.-

Volúmen excavación = 1.50 m³. p.m.l.

Area albañilería = 2.50 m². p.m.l.

Costo por metro lineal de canal:

Excavación 1.50 x S/. 1.40 = 2.10

Albañilería 2.50 x 6.00 = 15.00

Losa concreto 0.20 x 200.00 = 40.00

S/. 57.10 p.m.l.

El costo total será:

57.10 x 1600 m. = S/. 91,360.00

Canales de distribución.- Sub-laterales.

Distributorios y Drenajes.- De los laterales que en nuestra irrigación son dos, salen los sub-laterales y de estos a su

vez los distributarios.

Las sangraderas o drenes se ubican en las partes bajas de las hondonadas.

COSTO.- Por estudios hechos anteriormente, un buen sistema de distribución tiene un costo de S/. 200.00 por hectarea de canales revestidos para los sub-laterales.

2120 Ha. x 200 S/. 424,000.00

DRENAJE.- S/. 50.00 por Ha. = 2,120 x 50 -- S/. 106,000.00

CAMINO.- Es necesario construir un camino para la construcción de la Boca-Toma, partiendo del pueblo B, o un ramal a la carretera principal ligada a la Capital, este camino será afirmado con una longitud aproximada de 13 km. lo más cercano posible al canal, que servirá además como de vigilancia, habiéndose tramos en corte y relleno y desarrollos, se puede asumir un costo aproximado de S/.16,000.00 por km..En la pampa también deben construirse caminos secundarios y que tengan acceso a los laterales, costo por hectarea es de S/. 100.00

Costo.-

Camino de vigilancia = 16.000x 13 = S/. 208.000.00

Camino en pampa = 2120 x100 = " 212.000.00

Costo total S/. 420.000.00

COSTO TOTAL DE LAS OBRAS.-

Costos directos.-

Boca-Toma	S/.	200.000.00
Desarenador		40.000.00
Colchón		18,000.00
Canal de derivación		396.380.00
Canal madre		12.366.00
Lateral A		103.688.00
Lateral B		566.988.00
Canales de distribución		424.000.00
Drenajes		106.000.00
Caminos		420.000.00
	S/.	<u>2,287.422.00</u>

Costos indirectos.-

Se consideran porcentajes.

Estudios y diseños	5 %
Administración	10 %
Depreciación y conservación de equipo	5 %
Seguro social y otros gastos de orden legal	7 %
Imprevistos	<u>15 %</u>
	42 %

42 % de S/. 2,287.422.00 = S/. 960,717.00

Costos directos	S/.	2,287.422.00
Costos indirectos	"	960,717.00
	S/.	<u>3,248.139.00</u>

El costo real sería S/. 3,248.139.00 más el interés compuesto del 5 % de esta cantidad durante el tiempo que duren las obras, pero teniendo en cuenta que el dinero se entrega por partes de acuerdo al avance del trabajo y a las necesidades de este: solo consideramos el interés del 5 % en un año que es de S/. 150.969.85.

El costo real de la irrigación será:

S/.	3,248.139.00
5%	162.406.95
	<hr/>
S/.	3,410.545.95
	<hr/> <hr/>

Balance Económico.- De acuerdo al estudio hecho por especialistas, han fijado el costo actual de estas tierras en S/. 1.000.00. Ha. una vez irrigadas y cultivadas con agua de gravedad tienen un valor probable de S/. 3,500.00 Ha.

Luego el valor actual de las tierras es:

$$2120 \times 1000 = \text{S/}. 2.120.000.00$$

y el valor de las tierras irrigadas sería:

$$2120 \times 3500 = \text{S/}. 7,420.000.00$$

A pesar de ser esta irrigación formada por terrenos que se encuentran en producción, regándose con aguas de lluvia, es necesario considerar un costo por colonización, pues el modo de regar estas va a ser muy diferente al que están acostumbrados los agricultores de esta región, hay necesidad de dotarlos de equipos especiales para el cultivo, personal técnico que les enseñe el nuevo método de riego etc. Hay necesidad de construir un edificio especial donde va a funcionar una comisión técnica, para administrar y atender al funcionamiento de la nueva irrigación, se puede considerar un valor de S/. 500.00 hectareas.

$$2,120 \times 500 = 1'060,000.00$$

Cantidad que tambien se considera en el Debe

Al Haber del Estado hay que considerar las entradas que percibe por impuestos indirectos y directos; ya que el Estado es un coopropietario vitalicio en toda irrigación, se considera una entrada de S/. 30.00 al año por hectarea, o sea:

$$2,120 \times 30 = S/. 63,600.00$$

Que representaría un interes al 5 % de un capital.

$$X = \frac{63,600.00 \times 100}{5} = S/. 1'272,000.00$$

Otra cantidad que habría que considerar es el capital que representa el salto hidráulico, se puede estimar como un valor aproximado de S/. 400.00 C. V. por 424 C.V.

$$= S/o. 169,600.00$$

Cantd. que no se ha

considerado puesto que tampoco se ha incluido en el Debe los gastos de maquinaria é instalaciones necesarias para la producción de fuerza eléctrica.

BALANCE ECONOMICO.

<u>Obra</u>	<u>Debe</u>	<u>Haber</u>
COSTO DE LAS OBRAS	S/. 2'287,422.00	
COSTOS INDIRECTOS	" 960,717.00	
INTERES DEL CAPITAL	" 162,406.00	
VALOS DE LAS TIERRAS SIN IRRIGAR	" 2'120,000.00	
COSTO DE COLONIZACION Y ADAPTACION DE LAS TIERRAS	" 1'060,000.00	
VALOR DE LAS TIERRAS IRRIGADAS		S/. 7'420,000.00
CAPITAL QUE REPRESENTA AL ESTADO, LA ENTRADA ANAUL POR CONCEPTO DE CONTRIBUCIONES.		" 1'272,000.00
TOTAL...	S/. 6'590,545.95	S/. 8'692,000.00

De este balance económico se deduce, que la obra es realizable, pues tiene un saldo favorable de S/. 2'101,454.05.

Capital que puede emplearse en construcción de obras urbanas entre los pueblos que se encuentran ubicados en la irrigación tales como luz, agua, desagüe, pavimentos, escuelas etc.

Aparte del mayor rendimiento en la producción actual de las tierras, dando por resultado mayor riqueza al país y ahorro en divisas ya que no habría necesidad de importar del extranjero productos importantes para nuestro consumo que se obtendrían con esta irrigación.

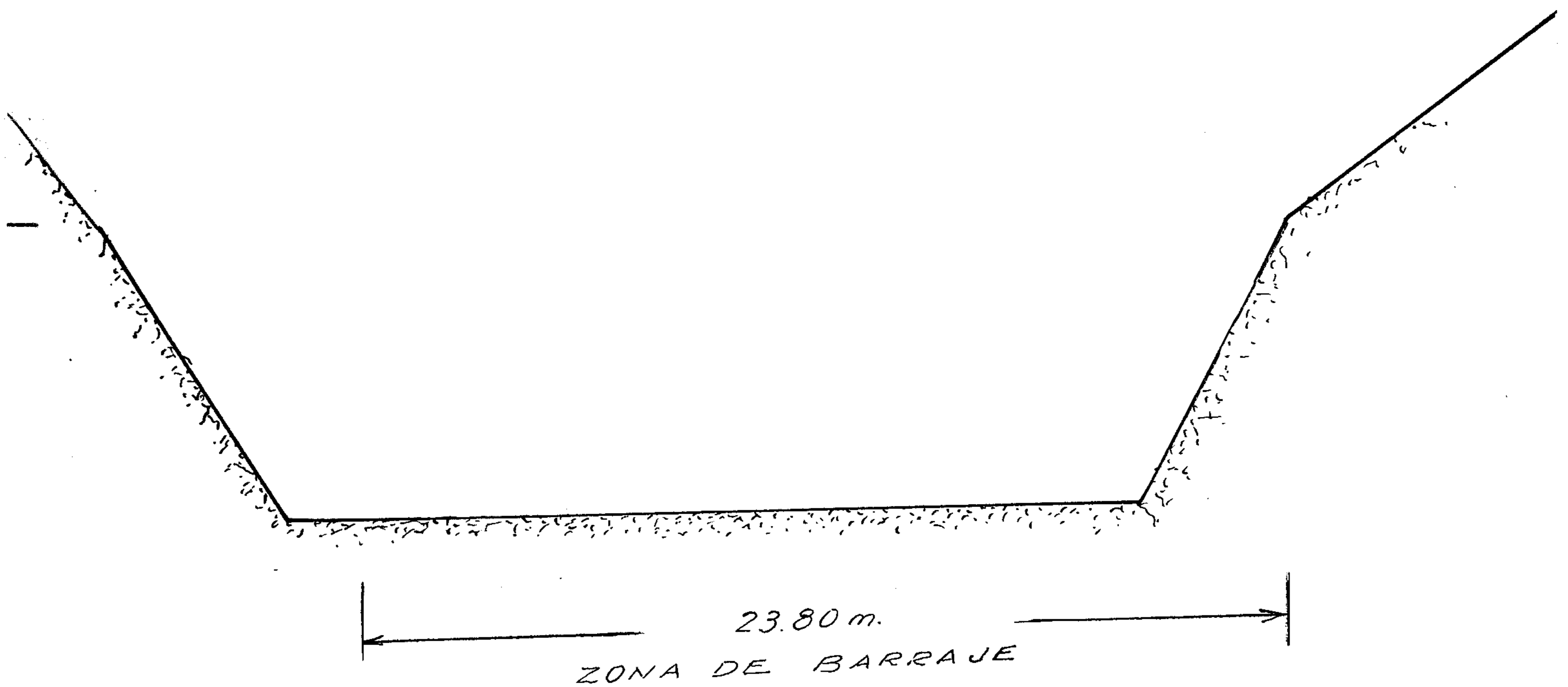
- ESTUDIO DEFINITIVO -

ESTUDIO DEFINITIVO.- Para realizar los cálculos hidráulicos definitivos; es necesario determinar la sección transversal del Río en la zona de la Boca-Toma, lo cual se ha hecho a escala horizontal 1/250 y vertical 1/50.

La pendiente en el Río en esta zona es de:

$$S = \frac{2,1}{1,206} = 1.75 \% = 0.0175$$

SECCION TRANSVERSAL DEL RIO



CALCULO DE LA BOCA-TOMA.-

Descarga del rio:

Aguas máximas: 200 M³/seg.

" minimas: 8 M³/seg.

CALCULO DE LAS COMPUERTAS.- (Epoca de estiaje). Se ha determi-

nado anteriormente que el tirante del río frente al muro de compuertas, en épocas de éstiaje, alcanza por influencia del barraje á 0.70 mts. En función de esta altura, del rebose minimo considerado que es de 0.30 mts., y del número asumido de compuertas (tres) se determinará la longitud de ellas.

Nº. de compuertas: 3

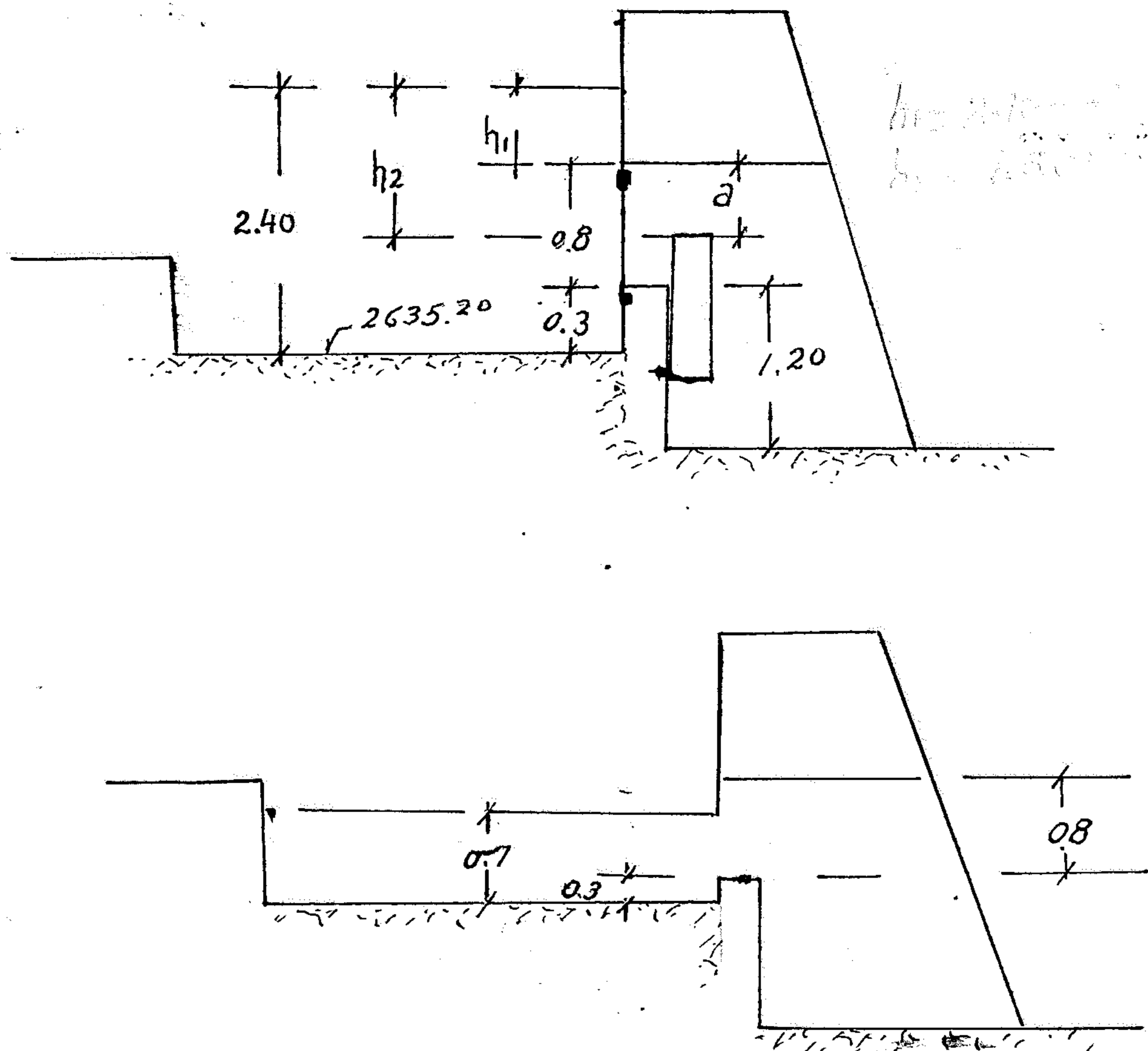
Q (total) : 2 M³/seg.

$$Q = 1.84 (L - 0.2H) H^{3/2}.$$

$$\frac{2}{3} = 1.84 (L - 0.2 \times 0.4) (0.4)^{3/2} = 1.84 (L - 0.08) 0.253$$

$$1.44 = L - 0.08 \text{ de donde } L = 1.52 = 1.60 \text{ mts.}$$

AVENIDAS.-



$$Q = L V \sqrt{2g} \left(\frac{2}{3} C' (h_2 - h_1)^{3/2} \right)$$

$$V \sqrt{2g} = 4.44$$

$$C' = 0.60 \text{ (Coef. de descarga)}$$

$$L = 1.60 \text{ (Long. de compuerta)}$$

$$Q = \frac{2}{3}$$

$$\frac{2}{3} = 1.60 \times 4.44 \times 0.66 \times 0.60 (h_2^{3/2} - 1.30^{3/2})$$

$$0.67 = 2.84 (h_2^{3/2} - 1.482)$$

$$0.236 = (h_2^{3/2} - 1.482)$$

$$h_2^{3/2} = 1.718$$

$$h_2 = 1.43 \text{ Mts.}$$

$$a = h_2 - h_1 = 1.43 - 1.30 = 0.13 \text{ Mts.}$$

De acuerdo a los cálculos anteriores, se deduce que son necesarios tres vanos, de 0.80 x 1.60 mts. con compuertas de dimensiones exteriores de 0.90 x 1.70 mts.

CALCULO DEL CANAL CURVO DE INGRESO.- El ancho de este canal será determinado en función de la longitud de compuertas, y del espacio que debe existir entre ellas, tomándose con 7.20 mts. la velocidad mínima será 3m/seg. suficiente para arrastrar la grava que pudiera penetrar por las compuertas.

$$Q = 2 \text{ M}^3/\text{seg.}$$

$$n = 0.019$$

$$S = 0.004$$

$$b = 7.20 \text{ mts.}$$

$$d = 0.093 \text{ mts.}$$

$$V = 3 \text{ mts/seg.}$$

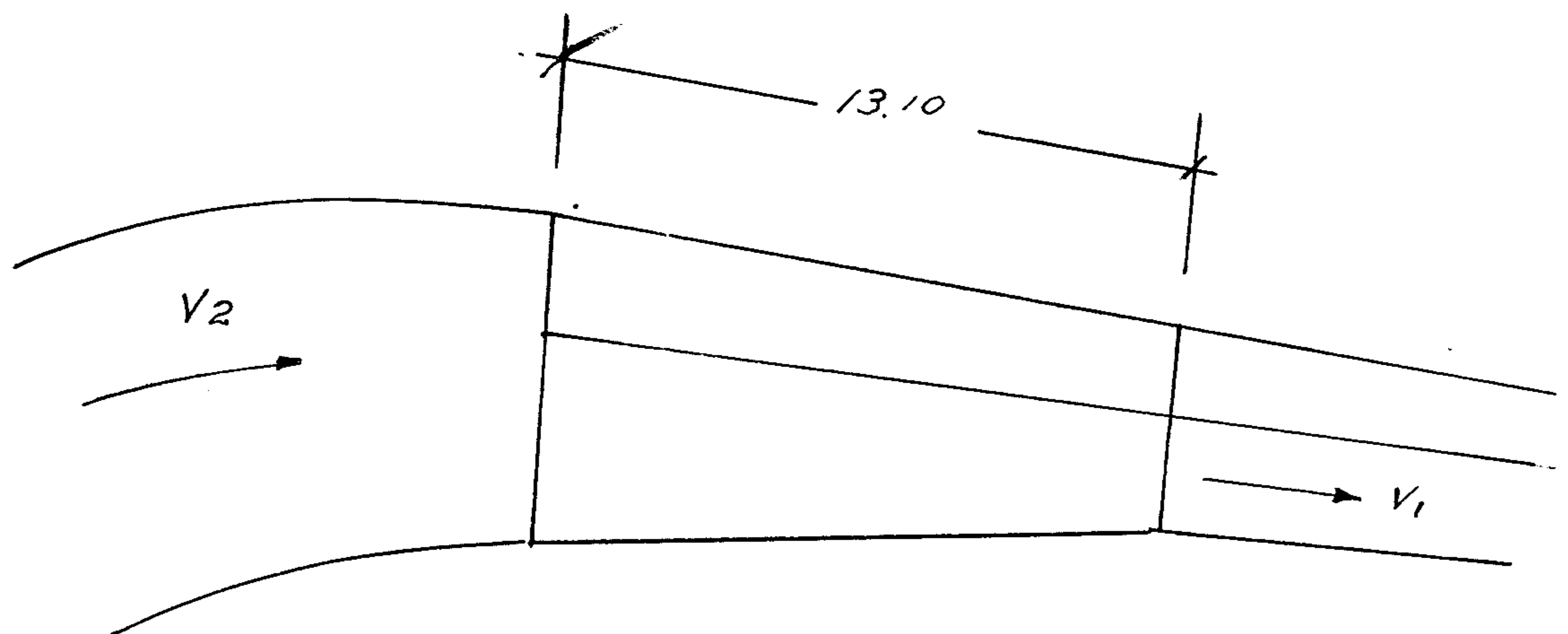
$$P = 7.38 \text{ mts.}$$

$$A = 0.66 \text{ m}^2.$$

$$V = \frac{0.932 \times 0.063}{0.019} = 3.1 \text{ Mts./seg.}$$

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

CALCULO DE LA TRANSICION.- El objeto de una transición bien diseñada, es tomar el agua de un canal, y entregarlo al otro, sin turbulencias que puedan dificultar su pasaje. En el caso de que tratamos, en que se pasa de una velocidad rápida a otra lenta, se tratará de hacer la transición con el máximo de recuperación de carga, a fin de ahorrar volumen de excavación en el Canal de Derivación.



$$H_2 = \frac{V_2^2 - V_1^2}{2g} - \frac{V_m^2 \times L}{C_m^2 \times R \ m}$$

H_2 = Recuperación de carga

V_2 = Velocidad al principio de la transición

V_1 = Velocidad al fin de la transición

C_1 = C_2 = Coeficientes de Kutter

R_2 - R_1 = Radios Hidráulicos

V_m = Velocidad media

R_m = Radio hidráulico medio

C_m = Coeficiente medio

$$V_2 = 3.10 \text{ m/seg.}$$

$$V_1 = 1.73 \text{ m/seg.}$$

$$C_2 = 51.6$$

$$C_1 = 50.1$$

$$R_2 = 0.900$$

$$R_1 = 0.396$$

$$V_m = \frac{51.6 + 50.1}{2} = 50.85$$

$$R_m = \frac{0.900 + 0.396}{2} = 0.6488$$

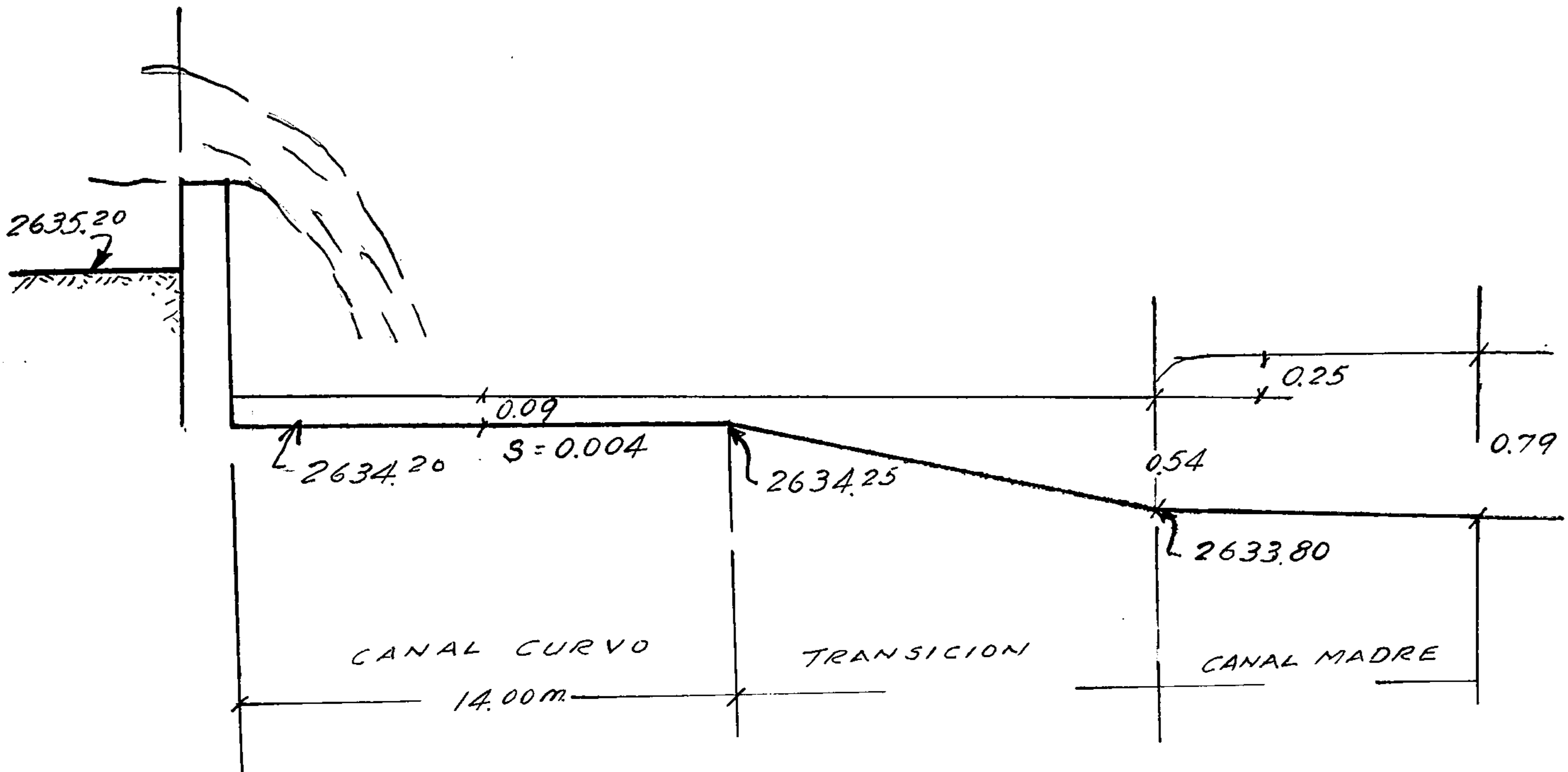
$$H_2 = 0.75 \frac{V_2^2 - V_1^2}{2g} - \frac{V_m^2}{C_m^2 \times R_m}$$

$$H_2 = 0.75 \frac{3.1^2 - 1.73^2}{19.62} - \frac{2.415^2 \times 13.1}{50.85^2 \times 0.648}$$

$$H_2 = 0.75 \frac{9.6 - 3}{19.72} - \frac{5.85 \times 13.1}{25.80 \times 0.648}$$

$$H_2 = 0.252 - 0.0046 = 0.247 \text{ ó } 0.25$$

$$H_2 = 0.25$$



LONGITUD DE LA TRANSICION.-

$$L = \left(\frac{b_1}{2} - \frac{b_2}{2} \right) \text{Cotg. } 12^\circ 30'$$

b_1 = ancho del (cajón) cajero del canal al principio de la transición.

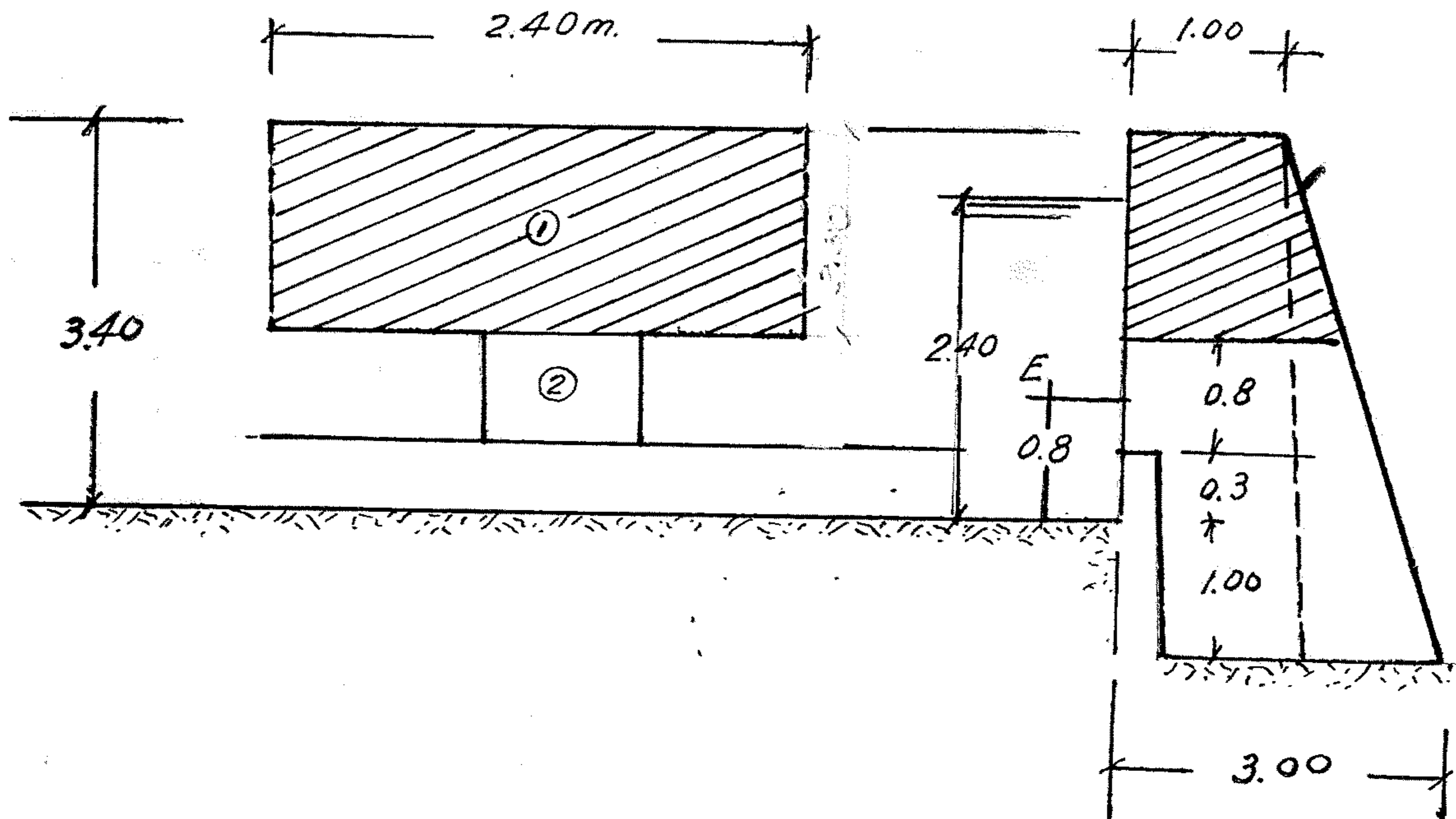
b_2 = ancho del cajero del canal al final de la transición

L = Longitud de la transición

$$L = \left(\frac{7.20}{2} - \frac{1.42}{2} \right) 4.51 = 2.89 \times 4.51 = 13.10 \text{ mts.}$$

$$L = 13.10 \text{ mts.}$$

CALCULO DE LA ESTABILIDAD DEL MURO DE COMPUERTAS.-



1º Tanteo - Base - 3.00 mts.

Sección	Peso	Toneladas	Xa	Ma - Ton/m
1	$2.30 \times 1.55 \times 2.40 \times 2.40$	$= 20.60$	2.15	44.30
2	$2.10 \times 2.55 \times 0.8 \times 2.40$	$= 10.30$	1.70	17.50
		<u>30.90</u>		<u>61.80</u>

$$E = \frac{1}{2} (500) (2.40)^2 = 2.88 \text{ Ton/ml.}$$

$$E_{2.1} = 6.92 \text{ Ton.}$$

$$h = \frac{2.4}{3} = 0.8$$

$$30.90 \text{ dA} = 61.8 - 6.92 (1.8) = 61.8 - 12.5 = 49.3$$

$$dA = \frac{49.3}{30.9} = 1.59$$

$$e = \frac{3.00}{2} - 1.50 = 0.09$$

Luego en vista de que la resultante cae tan cerca del centro de la sección, se puede reducir la sección del muro haciendola más económica.

2° Tanteo.-

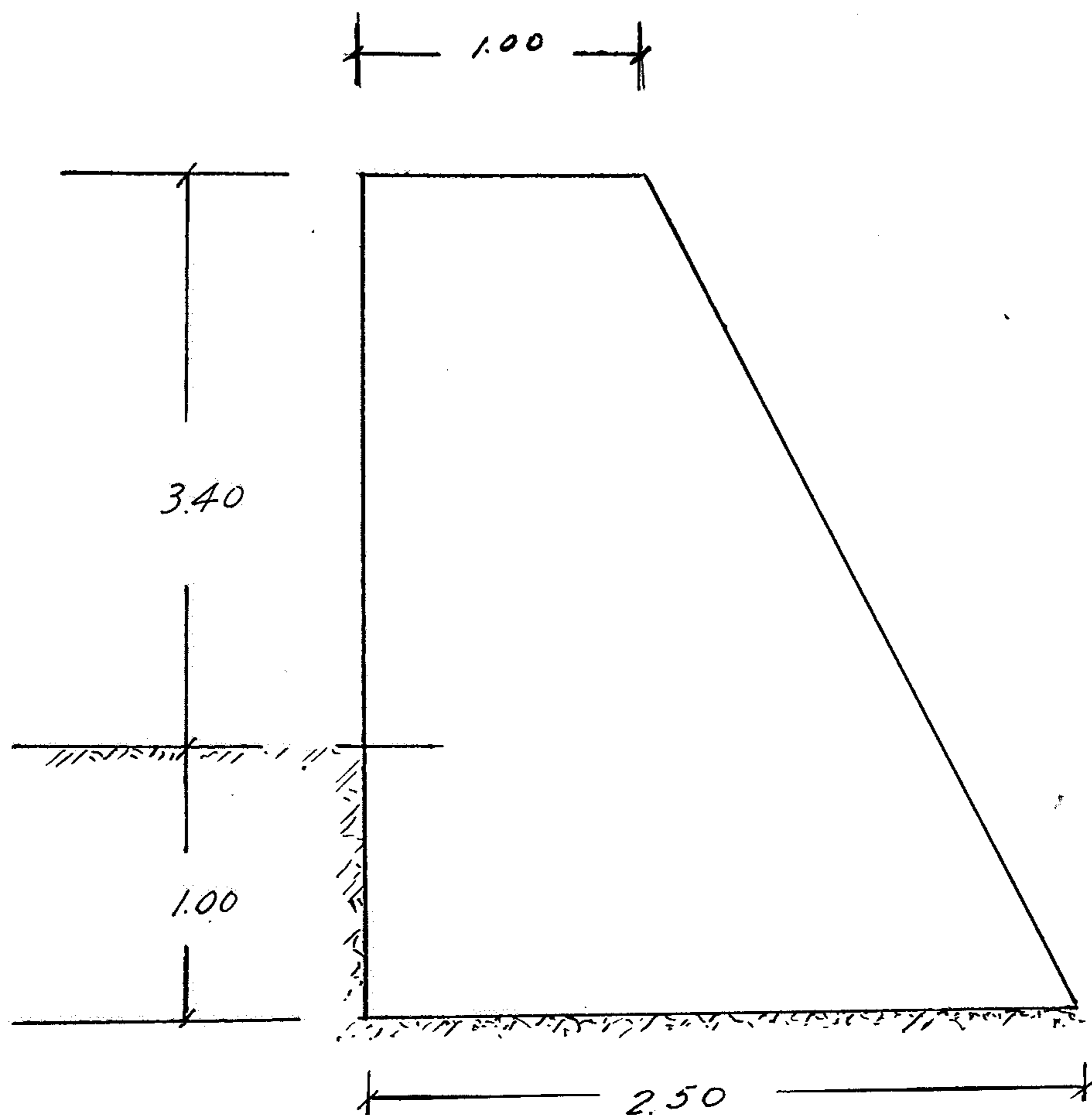
Sección	Pesos - Toneladas	Xa	Ma - Ton/m.
1	2.30 x 1.40 x 2.4 x 2.4 = 18.7	1.75	32.6
2	2.10 x 2.15 x 0.8 x 2.4 = 8.7	1.45	12.6
	<u>27.4</u>		<u>45.2</u>

$$27.4 \text{ dA} = 45.2 - 6.9 (1.8) = 45.2 - 12.5 = 32.7$$

$$dA = \frac{32.7}{27.4} = 1.19 = 0.31 \text{ menor } \frac{2.50}{6} = 0.416$$

$$Cv = \frac{45.2}{12.5} = 3.62$$

De acuerdo a estos cálculos el perfil definitivo es:



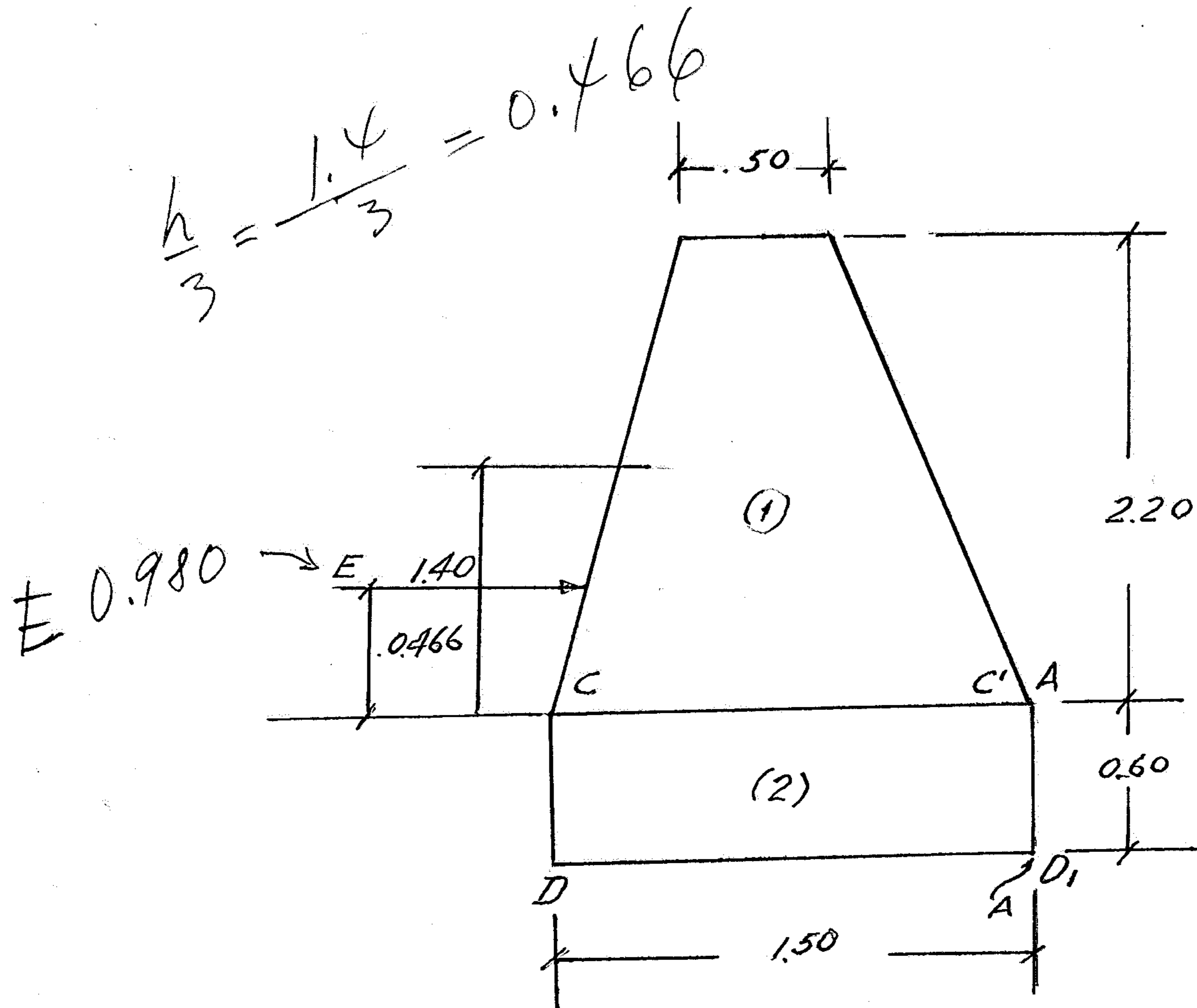
CALCULO DE LA ESTABILIDAD DE LOS MUROS DE DEFENSA.- Los muros de defensa serán construidos de concreto simple, y utilizando las voladuras, del primer tramo del canal de Derivación, las secciones adoptadas serán relativamente holgadas, afin de preveer cualquier creciente de magnitud extraordinaria. La longitud necesaria de estos muros, y su altura será determinada en el plano 1/2000, en función de las zonas ribereñas innundables. En esta forma se ha diseñado un muro de 100 metros de longitud; con dos secciones de 2.20m y de 1.70 metro de altura respectivamente.

PRIMERA SECCION.-

$$E = \frac{1}{2} W h^2 = \frac{1}{2} (1000) (1.4)^2$$

$$E = \frac{1}{2} 0.49$$

$$E = 0.98 \text{ Ton/m.1.}$$



SECCION A-A.-

Sección	Peso	Toneladas	Xa.	Mo. Ton/m.
1	$1 \times 2.2 \times 2.3 =$	5.30	0.75	4.00
2	$1.5 \times 0.6 \times 2.3 =$	2.16	0.75	1.62
		<u>7.46</u>		<u>5.62</u>

EXCENRICIDAD.-

$$5.30 \times da = 4.00 - 0.98 (0.466) = 4.00 - 0.45 = 3.55$$

$$da = \frac{3.55}{5.30} = 0.67$$

$$e = \frac{1.50}{2} \cdot 0.67 = 0.08 \text{ menor que } \frac{1.50}{6}$$

SECCION B-B ?

EXCENRICIDAD:

$$7.46 \times da = 5.62 - 0.98 (1.066) = 5.62 - 1.04 = 4.58$$

$$da = \frac{4.58}{7.46} = 0.61$$

$$e = \frac{1.50}{2} \cdot 0.61 = 0.14 \text{ menor que } \frac{1.50}{6}$$

COEFICIENTE DE ESTABILIDAD.-

$$Cv = \frac{\text{Mom. est.}}{\text{Mom. vol}} = \frac{5.62}{1.04} = 5.4$$

Luego el muro es perfectamente estable, quedando un amplio margen, para soportar repuntas no previstas. Las presiones por resultar muy pequeñas (sobre el terreno) no se comprobarán, así como también por estar cimentado al muro y empotrado en la roca.

SEGUNDA SECCION.-

PLANO N°5

?
es un proyecto de grado.

La coronación se conservará de 0.50 mts. la altura se disminuirá a 1.70 m. y la base a 1.20 m., conservándose la cimentación idéntica. La necesidad de efectuar los cálculos de estabilidad salvada, pues por las pequeñas alturas de agua (máxima de 0.91 m. en corto trecho) el muro es perfectamente seguro para las dimensiones anotadas.

SOLADO DE PIEDRA.- Para evitar la socavación por las aguas, se hace necesario colocar un solado de piedra, aguas abajo del espigon. Su longitud será determinada por medio de la fórmula de BLIGH.

$$l = 0.64 C \sqrt{H g}$$

l = Longitud del solado

C = Coeficiente de Bligh

H = Máxima diferencia de niveles de agua = 1.60

g = Descarga en $M^3.w$ por m.l. de vertedero = 5 $m^3/m.l.$

$$l = 0.64 \times 9 \sqrt{5 \times 1.6} = 16.3 \text{ Mts}$$

CALCULO DEL FLUME.-

Datos:

$L' = 7.00$

L (calc.) = 7.50

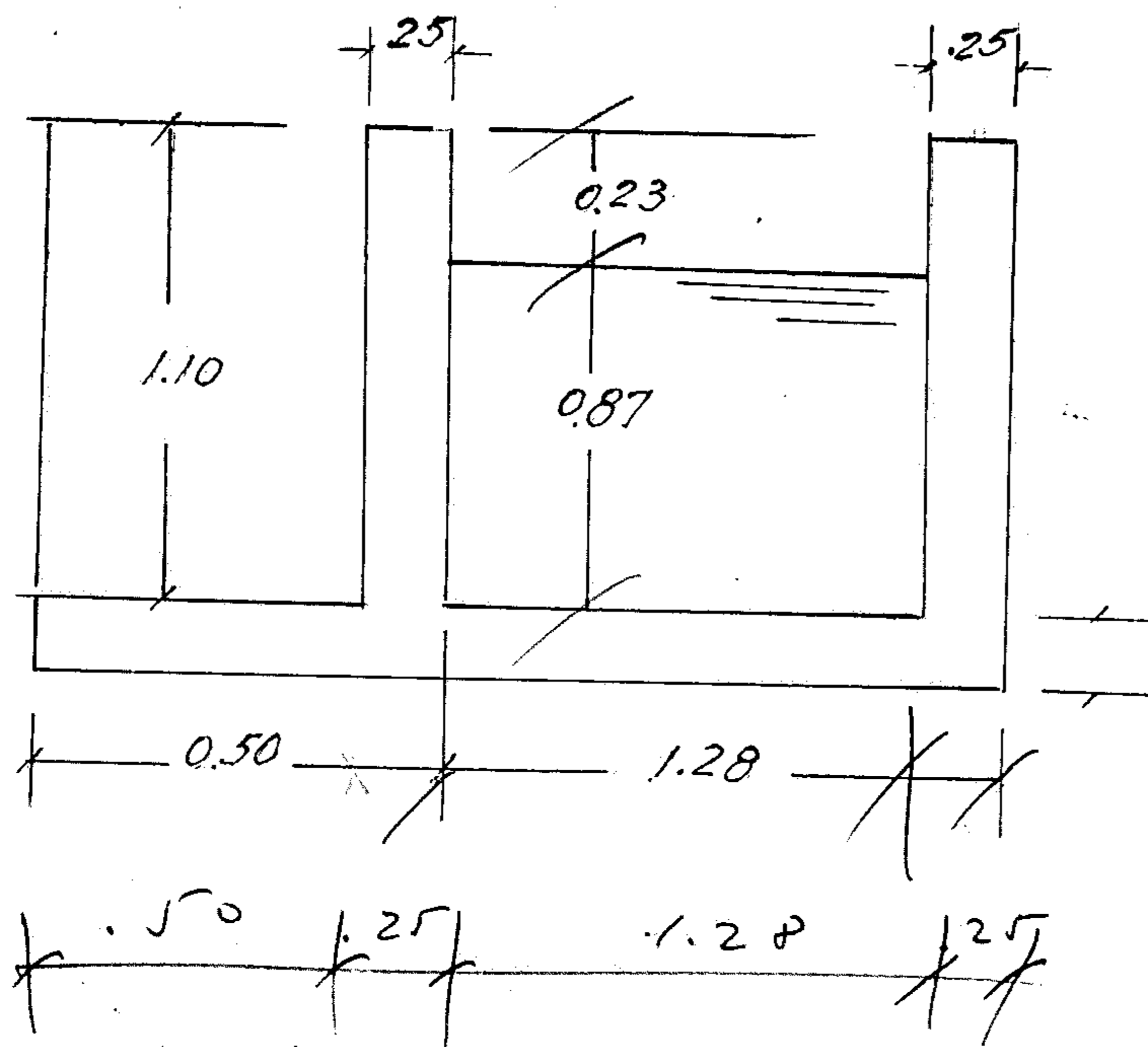
$Q = 1.8 \text{ m}^3.$

$d = 0.87$

$b = 1.20$



de qué ?



VIGAS LATERALES.-

Cargas.-

Peso propio :	$0.25 \times 1.10 \times 1.00 \times 2.4$	²⁴⁰⁰	= 660 Kg./m. 1°.
Losa :	$0.20 \times 1.40 \times 2.40$	²⁴⁰⁰	= 670 "
S/C :	$1/2 (870) \text{ agua}$		= 435 "
S/C :			= 100 "
			<hr/>
			1.865 Kgs/m.1.

Momentos.-

$$(-)M = \frac{1}{24} W L^2 = \frac{1}{24} (1865) (7.5)^2 = 4150 \text{ Kgm.}$$

$$(+)M = \frac{1}{10} W L^2 = \frac{1}{10} (1865) (7.5)^2 = 9950 \text{ Kgm.}$$

$$d = 130 - 4 - 0.6 - 0.7 = 124.7 \text{ cms.}$$

$$K = \frac{M}{bd^2} = \frac{995000}{25 \times 124.7^2} = 2.55 \text{ Kgs/cm}^2$$

Con los valores de K y $n = 15$; $f_s = 18000 \text{ lbs/p}^2$ se entra a las tablas "PEABODY" pag N° 505 y se obtiene:

$$p = \frac{As}{bd} = 0.0018$$

$$f_c = 350 \text{ lbs/p}^2 = 2.45 \text{ kgs/cm}^2$$

I en tabla N° 1 se obtiene:

$$j = 0.93 \quad \text{de donde:}$$

$$(\dagger) As = \frac{995000}{1260 \times 0.93} \times d = 6.8 \text{ cm}^2$$

$$(\dagger) As(\text{min}) = 0.005bd = 0.005 \times 25 \times 124.7 = 15.6 \text{ cm}^2$$

luego:

$$\underline{(\dagger) As = 15.6 \text{ cm}^2}$$

Fierro (-) Negativo.-

$$K = \frac{M}{bd^2} = \frac{415000}{25 \times 124.7^2} = 1.06 \text{ kg/cm}^2$$

$$K = 15.1 \text{ lbs/p}^2$$

$$n = 15$$

$$F_s = 18000 \text{ lbs/p}^2$$

$$p = 0.0007 \quad \text{usamos:}$$

$$p = 0.0001$$

$$j = 0.946$$

$$(-) As = \frac{415000}{1260 \times 0.946 \times 124.7} = 2.8 \text{ cm}^2$$

Se colocará $(-)As(\text{min}) = 0.005bd = 15.6 \text{ cm}^2$

Suponiendo que su empotramiento en la roca y apoyo en el muro de ala, actua como apoyo construido integramente con la viga.

ADHERENCIA ESFUERZO CORTANTE.-

$$S_o = \frac{V}{u_j d}$$

$$S_o = \frac{6500}{7 \times 0.875 \times 124.7} = 8.5 \text{ cms.}$$

¿distribución?

$$V = 1865 f'_c \text{ (anclaje ordinario)} = 7 \text{ Kgs/cm}^2$$

$$v = 0.02 f'_c = 2.8 \text{ Kgs/cm}^2$$

RESUMEN FIERRO.-

$$(+) (-) A_s = 15.6 \text{ cm}^2 = 4 \phi 7/8''$$

LOSA DE FONDO.- (Recubrimiento de 5 cms.)

Cargas.-

$$\text{Peso propio} = 0.20 \times 1.00 \times 1.00 = 480 \text{ kgs/m.l.}$$

$$\text{agua} = \dots \dots \dots = 870 \text{ ''}$$

$$\text{S/c.} \dots \dots \dots = 100 \text{ ''}$$

$$= 1450 \text{ Kgs/ m.l.}$$

MOMENTOS.-

$$(+) (-) M = \frac{1}{12} W L^2 = \frac{1}{12} (1450) (1.28)^2$$

$$M = 198 \text{ Kgm.}$$

$$d = \sqrt[3]{M/Kb} = \sqrt[3]{198000 / 11.6 \times 100}$$

$$d = 4.12 \text{ cms.}$$

$$h = 4.12 + 0.6 + 0.6 + 5 = 10.34 \text{ o } 10.00 \text{ cms.}$$

Para tener una seguridad adicional contra el empuje tomaremos:

$$h = 15 \text{ cms. y}$$

$$d = 15 - 0.6 + 5 = 9.4 \text{ cms.}$$

$$(+) (-) A_s = \frac{19800}{1260 \times 0.857 \times 9.4} = 1.96 \text{ cm}^2$$

$$(++) (-) A_s(\text{min}) = 0.0025bd = 0.0025 \times 100 \times 9.4 = 2.34 \text{ cm}^2$$

Luego se pondrá: $A_s(\text{min})$ Acero minimo.

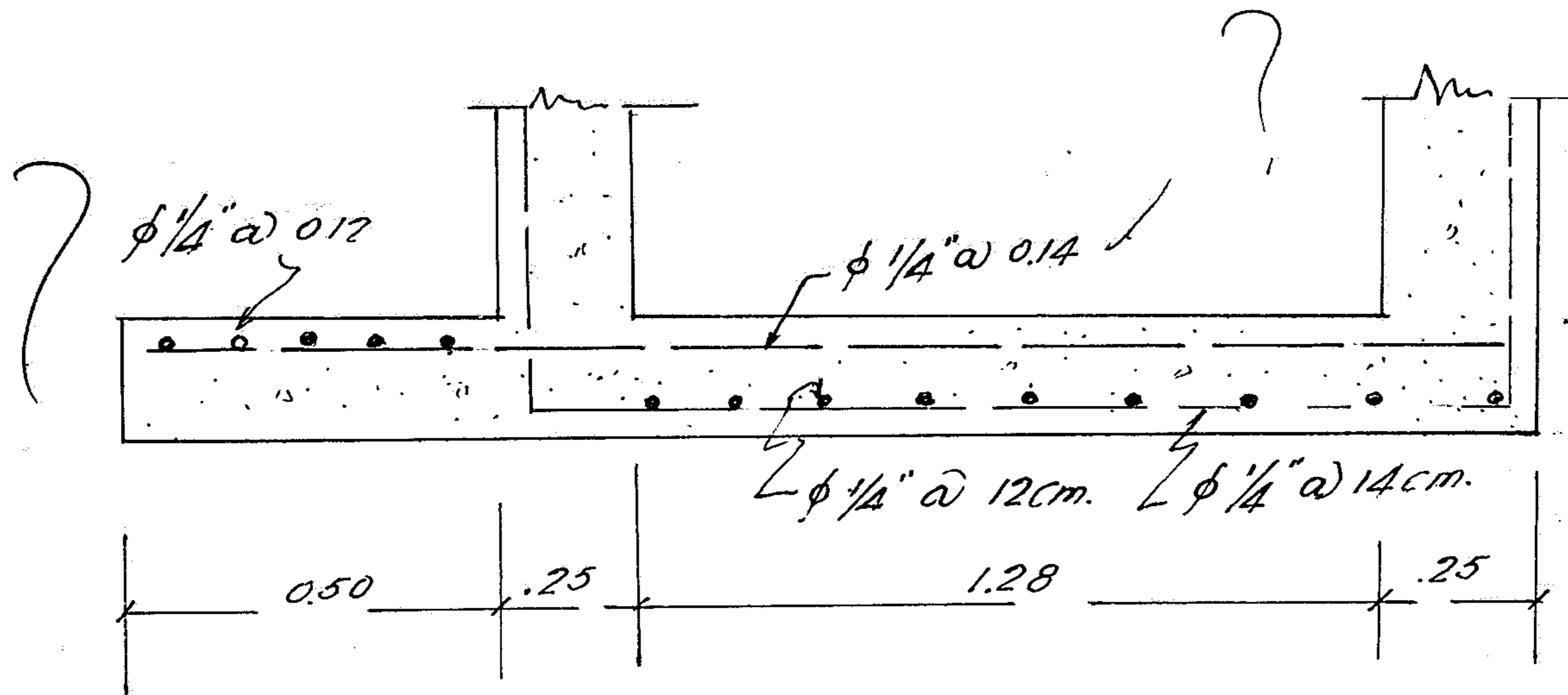
RESUMEN FIERRO.-

(+) (-) $A_s = 2.34 \text{ cm}^2 = \phi 1/4" \text{ a } 14 \text{ cms.}$

fierro de temperatura.-

$A_s = 0.003bd = 2.81 \text{ cm}^2 = \phi 1/4" \text{ a } 12 \text{ cms.}$

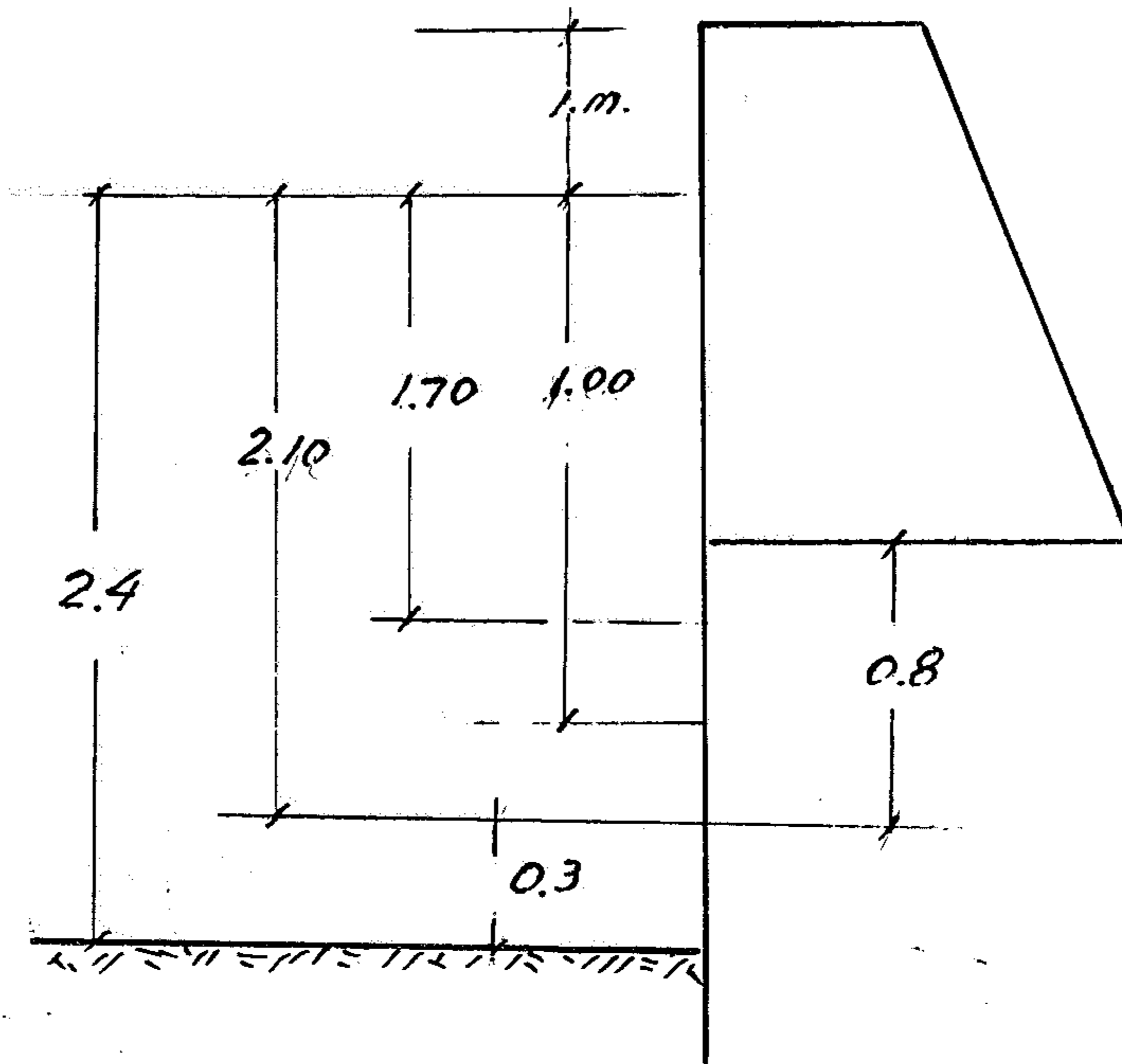
coladizo?



CALCULO DE LAS COMPUERTAS.-

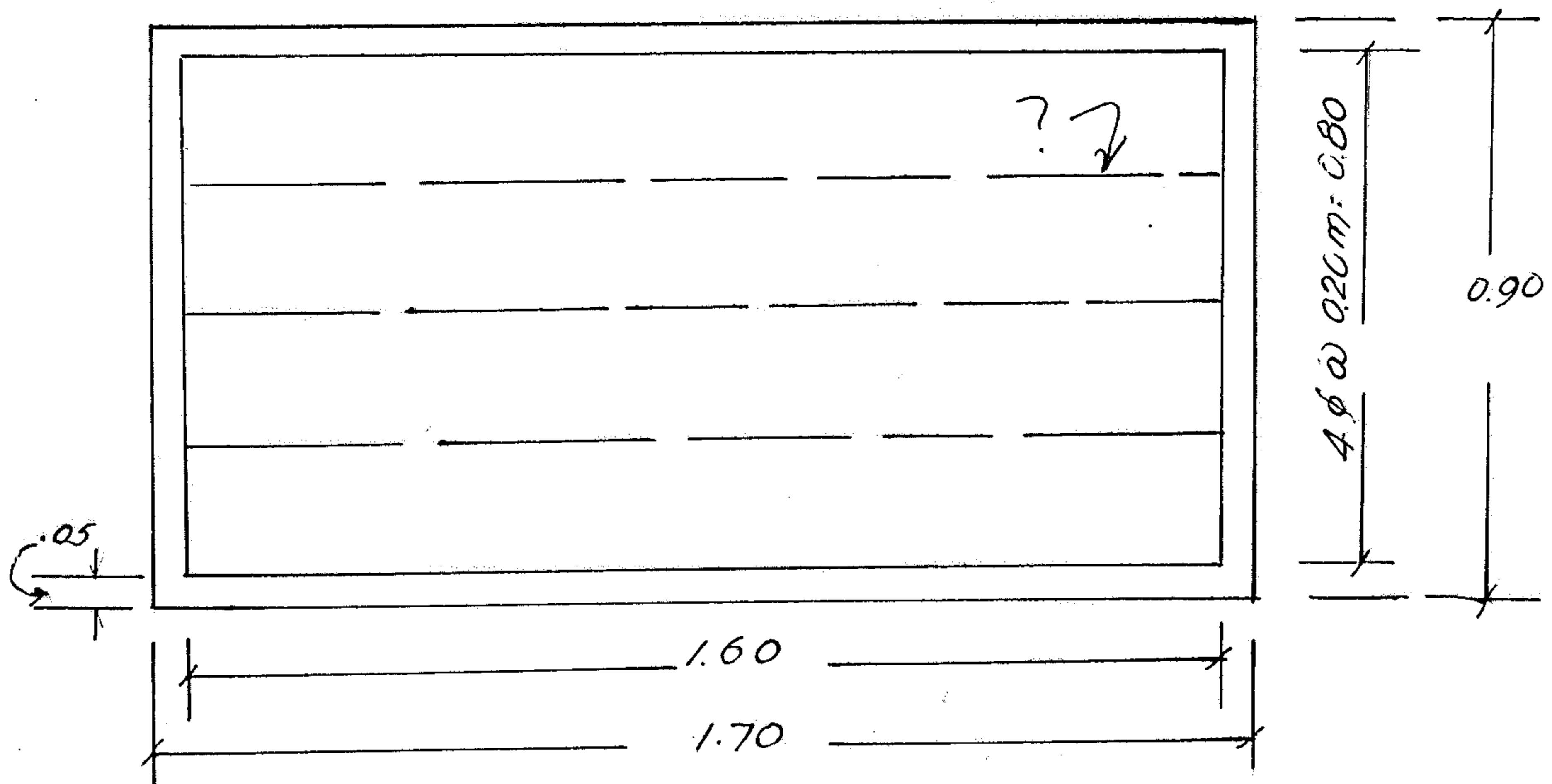
Presión total.-

$$P = 0.80 \times 1.60 \times 1.70 = \underline{2.2 T}$$



Se usará una compuerta de palastro reforzado con perfiles de acero.

DISTRIBUCION DE PERFILES.-



CALCULO DE LOS PERFILES.-

Carga máxima que soporta un perfil

$$P = 0.20 \times 1.60 \times 1.90 = 0.6 T.$$

carga por metro lineal.-

$$W = \frac{0.6}{1.6} = 0.38 \text{ Tons/m.l.}$$

$$M = \frac{W L^2}{8} = \frac{0.38 \times 1.70^2}{8} = 0.14 \text{ Tons-Mts.}$$

$$M = 140 \text{ Kgs-mts.} = 140 \times 2.17 \times 3.28 = 996.5 \text{ pies libras}$$

$$S = \frac{Mc}{I} = \frac{M}{Z} \quad \text{de donde}$$

$$Z = \frac{M}{S}$$

Tomando $S = 16000 \text{ lbs/pul}^2$ para el caso del acero ($s = 11200 \text{ Kgs/cm}^2$)

$$Z = \frac{996.5 \times 12}{16000} = 0.75 \text{ pul}^3$$

De acuerdo al manual de la United States Steel Products Company, se elije el perfil B-77 de las siguientes características:

$$Z = 1.7 \text{ pulg}^3$$

$$b = 2.33 \text{ pulg.} = 59 \text{ m.m.}$$

$$h = 3.00 \text{ pulg.} = 76 \text{ m.m.}$$

$$e = 0.17 \text{ pulg.} = 4.3 \text{ m.m.}$$

El peso es de 5.5 Lbs/pie lineal o bien de:

$$8.19 \text{ Kgs/m.l.}$$

En los extremos superior e inferior se usarán perfiles tipo:

U - C 72 a los lados que se pegan a las guías es el

tipo:

L - A 240

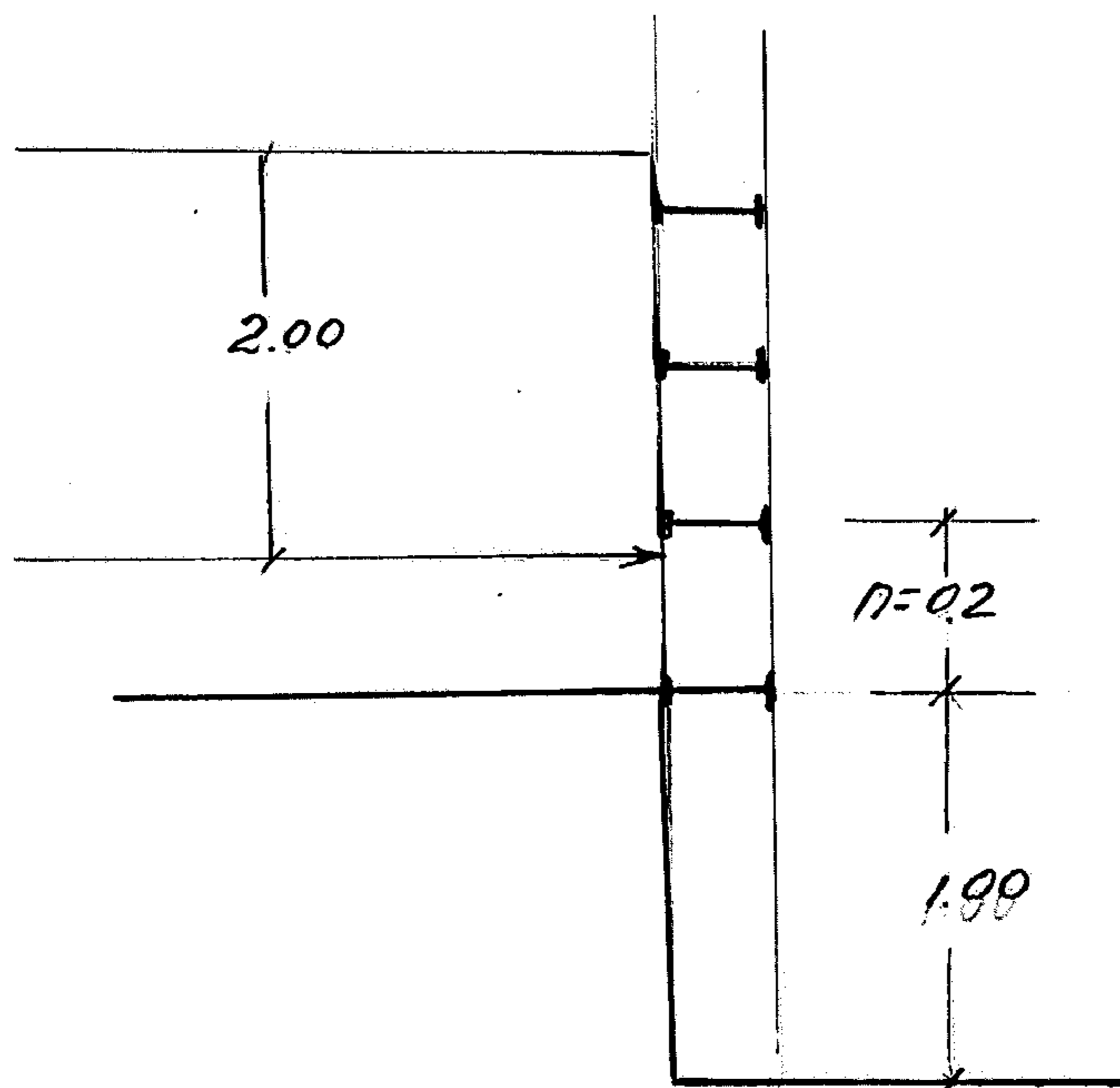
CALCULO DE LA CHAPA.-

Carga total.

Corte...?
Deflexión?

CALCULO DE LA CHAPA.-

Carga total.-



$$P = 0.20 \times 1.60 \times 2 = 0.64 \text{ Tons.}$$

Momento máximo.-

$$M = \frac{P m}{10} = \frac{0.64 \times 0.20}{10} = 0.0128 \text{ Tons-m}$$

$$M = 12.8 \text{ Kgs-mts.}$$

Grosor.-

$$M = S Z \quad Z = \frac{1}{6} L e^2$$

$$M = \frac{1}{6} L e^2 S \quad e^2 = \frac{6M}{LS}$$

e = espesor

S = Fatiga del palastro 1000 Kg./cm²

$$e^2 = \frac{6 \times 1280}{160 \times 1000} = 0.048$$

$$e = \sqrt{0.048} = 0.22 \text{ m.m.}$$

Para la oxidación se agrega 2 m.m. más

$$\underline{e = 2.22 \text{ m.m.}}$$

DIMENSION COMERCIAL.-

<u>espesor</u>	<u>peso</u>	<u>ancho</u>	<u>longitud</u>
11/64"	6.875 lbs/pie ²	36 pulg.	134"
4.37 m.m.	33.57 Kgs/m ²	0.91 m.	3.40 mts.

GUIAS.- Se usara el tipo C-106 5-3/4" x 3-1/2" x 0.375" que se amolda bien a la compuerta.

Se usaran 6 guías de 4.50 m. de longitud, su peso por metro lineal es de: 25.30 kgs. = 25.30 Kgs.

Peso total por guía 4.5 x 25.3 = 107.00 "

Peso total 6 x 107 = 642 Kgs.

MECANISMO DE IZAR.- Se usará eje torneado con hito cuadrado, coeficiente de rozamiento-movimiento =

0.90; Coeficiente de reporso 0.15 + 50 % de seguridad = 0.225.

La presión total sobre la compuerta es P = 2.2 T

Fuerza resistente Fr = 0.225 x 2.2 = 0.495 Tons.

Peso de la Compuerta.-

Chapa 0.9 x 1.7 x 33.57 = 50.00 Kgs.

Perfiles (I) 3 x 1.67x 8.19 = 41.00 "

(U) 2 x 1.67x 5.95 = 18.00 "

(L) 2 x 0.90x 15.48 = 28.00 "

Eje 1.5" (asumido) 4.7 x 8.94 = 42.00

179.00 Kgs.

Fuerza total que se vencerá para elevar la compuerta:

$$F_t = \begin{array}{r} 495 \\ 179 \\ \hline 674 \end{array} \text{ Kgs.}$$

La fuerza en el mecanismo.

$$F = \frac{P \cdot F_t}{e \cdot 2 \cdot R}$$

$$p = \text{pasa del tornillo} = \frac{1}{4} = 0.636 \text{ cms.}$$

$$e = \text{eficiencia } 15\%$$

$$R = \text{radio del volante para operar} = 45 \text{ cms.}$$

Luego:

$$F = \frac{0.636 \times 674}{0.15 \times R \times 45} = 10 \text{ Kgs.}$$

RESISTENCIA DEL EJE.- El caso más desfavorable de trabajo del eje es cuando por razón de una obstrucción (piedras) al bajar la compuerta se ejerzan sobre el eje, cargas insperadas que puedan pandearlo.

Esta carga crítica es:

$$P = \frac{4 \cdot I^2 \cdot E \cdot L}{L^2}$$

$$E = 2 \times 10^6 \text{ Kgs/cm}^2$$

$$I = \frac{R^4}{4} = \frac{1.59^4}{4}$$

$$I = 5.02 \text{ cm}^4$$

$$e = 4.50 \text{ m.}$$

$$D (\text{nom}) = 1\text{-}1/2" = 3.81 \text{ cms.}$$

$$D (\text{efect.}) = 1\text{-}1/4" = 3.17$$

$$R = 1.59 \text{ cms.}$$

$$P = \frac{4 \times 9.87 \times 2000000 \times 5.02}{20 \times 2500}$$

$$P = 1960 \text{ Kgs.}$$

Carga que es suficientemente alta a la que en la práctica no se llegará. Luego el eje definitivo tendrá 1-1/2" de diámetro.

PERNOS DE ANCLAJE.

Con cuatro (4) de fierro.

$$Sc = 750 \text{ Kgs/cm}^2$$

$$\frac{1960}{4} = 490 \text{ kgs cada perno}$$

$$As = \frac{490}{750} = 0.653 \text{ cms}^2$$

Luego se usarán pernos \emptyset de 1/2".

M E T R A D O S Y P R E S U P U E S T O S

Estudios Definitivos.-

Obras de Cabecera-dos primeros kilometros de Canal.-

<u>Obra.</u>	<u>Material.Metrado.</u>	<u>P. Unitario.</u>	<u>P.Total</u>
		<u>S/o.</u>	<u>S/o.</u>
<u>Bocatoma.</u>			
Excavación	Roca dura 33 m3	10.15	334.95
Cimientos de Pantalla F.	Conc.Arma. 4 m3	458.45	1,833.80
Cimientos muro de compuertas.	Conc.simp. 13 m3.	89.78	1.167.14
Albañilería	Conc.Arma. 24 m3. Conc.simp. 30 m3.	458.45 89.78	11,002.80 2,693.40
Solado en el rio y cámara moderadora	(0.2 m.) Piedra 1350 m2.	8.84	11,934.00
Trabajos auxiliares(estimdo)			<u>3,000.00</u> / <u>31,966.09</u>
<u>Muros de ala.</u>			
Excavación.	R.dioriti-ca. 63 m3.	10.15	639.45
Cimentación	Conc.simp. 63 m3.	89.78	5,656.14
Muros	" " 200 m3.	89.78	<u>17,956.00</u> <u>24,251.59</u>
<u>Espigón de dirección</u>			
Excavación.	Roca d. 80 m3.	10.15	812.00
Cimentación	Conc.simp. 80 m3.	89.78	7,182.40
Muro sobre la cimentación	Conc.simp. 32 m3.	89.78	2,872.96
Armadura	Rieles 29.76 K/m1. 8,340 K. Mano O.	4.00	33,360.00 <u>8,340.00</u> <u>52,567.36</u>
<u>Canal curvo</u>			
Excavación ma-	Roca 187 m3.	10.15	1,898.05
Solado de 0.2m.	Piedra 101 m2.	17.96	1,813.96
Cimentación	Conc.simp. 2.8 m2	89.78	251.39
Muros	Conc.simp. 14 m3.	89.78	<u>1,256.92</u> <u>5,220.32</u>

<u>Obra.</u>	<u>Material.</u>	<u>Metrado.</u>	<u>P. Unitario.</u> S/.	<u>P. ToTal</u> S/.
<u>Transición</u>				
Excavación	Roca	122 m3.	10.15	1,238.30
Solado de 0.2m.	Piedra	57.6 m2.	17.96	1,034.50
Muros con cimentación	Conc.simp.	14 m3.	89.78	<u>1,256.92 \$.</u> 3,529.72
<u>Muros de defensa.</u>				
<u>Aguas arriba</u>				
Excavación	Roca	45 m3	10.15	456.75
Cimentación	Conc.simp.	45 m3.	89.78	4,040.10
Albañilería	Conc.simp.	110 m3.	89.78	9,875.80
<u>Aguas abajo</u>				
Excavación	Roca	108 m3.	10.15	1,096.20
Cimentación	Conc.simp.	108 m3.	89.78	9,696.24
Albañilería	Conc.simp.	220 m3.	89.78	<u>19,751.60</u> 44,916.69
<u>Desarenador</u>				
Excavación	Roca	34 m3.	10.15	345.10
Solado	Conc.Simp.	21 m3.	89.78	1,885.30
Muro de revestimiento	Conc.simp.	4.1 m3.	89.78	368.10
Muro compuertas	Conc.arma.	8 m3.	458.45	3,667.60
Cimentación muro compuerta	Conc.arma.	7.5 m3.	458.45	3,438.38
Excavación cimentación muro compuerta.	Roca	7.5 m3.	10.15	76.12
Plataforma de control.	Conc.arma.	3.6 m3.	458.45	1,650.42
Tabiques divisorios.	Conc.arma.	1.5 m3.	458.45	687.68
Compuertas de limpia.	Fo.fdo.	4 U	500.00	2,000.00
Mecanismo de hizaje.	Perfiles varios	4 U	200.00	<u>800.00</u> 14,918.70

<u>Obra.</u>	<u>Material.Metrado.</u>	<u>P.Unitario.</u>	<u>P. Total</u>
		<u>S/o.</u>	<u>S/o.</u>
<u>Compuertas.</u>	<u>Marca</u>		
3 Perfiles I long. 1.69 m.	B-77 41.769 K.	5.50	229.73
2 Perfiles U long. 1.7m c/u.	C-72 20.230 K.	5.50	111.26
2 Perfiles L long. 0.8m c/u.	A-240 24.768 Kg.	5.50	136.22
1½ planchas pa- lastro de 11" x 3' x 11'2" 64	Peso por plancha 104.5 Kg. 15.70 K.	6.30	<u>989.10 S/. 1,466.31</u>
Mecanismo de hizaje.	24	1,000.00	<u>2,000.00 2,000.00</u>
			3,466.31
<u>Flume.-</u>			
Excavación	Roca 1.0m3.	10.15	10.15
Albañilería	Conc.Arma. 7.6 m3.	458.45	3,484.22
Baranda de fierro	Tubo 2" 20 m.	15.00	300.00
Uniones de la baranda	13 Un.	6.00	<u>78.00 S/. 3,872.37</u>

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

a) Movimiento de tierra, sin equipo jornal diario:

Barreteros	S/. 16.00	S/. 2.00	por hora
Peones	" 6.00	" 0.75	" "

En roca dura.-Costo del m3.

Mano de obra.

Excavación y transporte:

Barretero 2 h/m3. a	S/. 2.00p/h"	4.00
Peón 2 h/m3 a	" 0.75 "	1.50

Materiales.-

Dinamita 1 cartucho por m3.º.	3.00	3.00
-------------------------------	------	------

Varios.-

Vigilancia, control, obligaciones sociales,

campamento, movilidad etc. 20 % de la

mano de obra.	1.10
-----------------------	------

Herramientas.-

Desgaste y amortización 10 % de la

mano de obra.	0.55
-----------------------	------

Total.- S/. 10.15 m3.

En tierra compacta.-Costo del m3. de excavación.-

Mano de obra.-

Desagregación 20 h/m3 a S/. 0.75 h.	S/. 1.50
-------------------------------------	----------

Trasporte a lampa a $4 \text{ m} \cdot \frac{1}{5} \times 0.75 \times 4$	" 0.60
--	--------

Planilleros y Control 20 % mano de obra "	0.42
---	------

Herramientas.-

Amortización y desgaste 10 % mano de obra	<u>0.21</u>
---	-------------

S/. 2.75

Costo del m³. de concreto simple:

Jornales.-

Carpintero	S/.	18.00	diarios	S/.	2.25	por hora
Maquinista	"	18.00	"	"	2.25	" "
Albañil	"	16.00	"	"	2.00	" "
Peón	"	6.00	"	"	0.75	" "

Concreto 1:3:6 con 30 % de pedrones.

Materiales:

Cemento 1 barril por m ³ . a S/.	35.00	barril	35.00
Madera para encofrados 80 pies cuadrados			
por m ³ . con diez usos, a S/.	3.20	por pié	" 25.60
Alambre 0.5 Kg/m ³ . a S/.	7.00	Kg.	" 3.50
Clavos 1 Kg/m ³ . a S/.	5.50	Kg.	" 5.50

Mano de obra:

Arena en obra 0.35 m ³ por m ³ . de concreto	"		
a S/.	4.00	m ³ .	" 1.40
Carga transporte, descarga de 0.63 m ³ .			
hormigón a S/.	4.00	m ³ .	" 2.52
Carga transporte y descarga de 0.6 m ³ .			
de pedrones a S/.	3.00	m ³ .	" 1.80
Preparación del encofrado.			
Carpintero 2 h/100 pies x 80 pies			
1.6 h. a S/.	2.25	hora	" 3.60
Peon 0.6 h/100 pies x 80 pies			
0.56 a S/.	0.75	hora	" 0.42
Batido del concreto en mezcladora			
Maquinista: 0.35 h/m ³ a S/.	2.25		" 0.88
Peón: 1.50 h/m ³ a S/.	0.75	h.	" 1.15
Colocación y apisonado del hormigon			
albañil 1 h/m ³ a S/.	2.00		" 2.00
Peón: 1. h/m ³ a S/.	0.75		" 1.05
			S/.
			84.42
			Sub-total.

Vienen: S/. 84.42

Curado del hormigon.-

peón 0.1 h/m3 a S/. 0.75 h. " 0.08

Desencofrado y limpieza.-

Peon 1 h/100 pies x 80 pies 0.80 h.a S/.0.75h " 0.60

Capataz planillas, etc 20 % mano de obra " 3.10

Herramientas:

Amortización y desgaste 10 % mano de obra " 1.55
S/. 89.78

Costo del m3 de concreto armado para boca-toma y flume.-

2 barriles de cemento 0.44 m3. de arena y 0.88 m3 de piedra

(Mezcla 1:2:4)

Jornales:

Carpintero s/. 18.00 diarios	S/. 2.25	hora
Maquinista S/. 18.00 diarios	" 2.25	"
Fierrero " 18.00 "	" 2.25	"
Albañil " 16.00 "	" 2.00	"
Peón " 6.00 "	" 0.75	"

Materiales.-

Cemento 2 barriles/m3. a \$35.00 bl. S/.	70.00
Fierro 80 Kgs/m3. a S/. 3.50 Kg.	" 280.00
Madera 120 pies2/m3 con 6.usos	
S/. 3.20 pie	" 64.00
Alambre 0.5 Kg/m3 a S/. 7.00 Kg.	" 3.50
Clavos 1 Kg/m3. a S/. 5.50	" 5.50

Mano de obra.-

Arena puesta a obra 0.44 m3 a	
S/. 4.00 m3.	" 1.66
Piedra puesta en obra 0.88 m3 a	
S/. 4.00 m3.	" 3.52
Batido del concreto en mezcladora:	
Maquinista 0.35 h/m3 a \$ 2.25 hora	" 0.88
Peon 1.5 h/m3 a S/. 0.75 hora	" <u>1.13</u>
	S/. 430.19

Sub-total.

Vienen: S/. 430.19

Preparación del encofrado.-

Carpintero 4 h/100 pies x 120 pies
 4.8 hombres/m³. a S/. 2.25 " 10.83
 Peon 0.6 h/100 pies x 120 0.72 h/m³ a \$ 0.75 " 0.54

Doblado y cortado de fierros.-

Fierrero 1.2 h/100 Kgs. x 80 Kgs.
 0.96 h/m³ a S/. 2.25 " 2.16
 Peon 1.2 h/100 Kgs. x 80 Kg. 0.96 h/m³ a
 S/. 0.75 " 0.72

Armado y colocación de los fierros.-

Fierrero 0.5 h/100 x 80 = 0.4 h/m³. a \$ 2.25 " 0.90
 Peón 0.5 h/100 x 80 a S/. 0.75 " 0.30

Colocado y apisonado del concreto.-

Albañil 1 h/m³ a S/. 2.00 " 2.00
 Peon 1.5 h/m³ a S/. 0.75 " 1.13

Curado del concreto.-

Peón 0.8 h/m³ a S/. 0.75 " 0.60

Desencofrado y limpieza.-

Peón 1 h/100 pies x 120 1.2 h/m³ a S/. 0.75 " 0.90
 Capataz, planilleros, etc. 20 % mano de obra " 5.45

Herramientas:

Amortizaciones y desgaste 10 % mano de obra " 2.73

TOTAL: S/. 458.45

Costo del m² de solado de piedra de 0.20 m de espesor.-

Jornales:

Maquinista	S/. 18.00	diarios	S/. 2.25	hora
Albañil	" 16.00	"	" 2.00	"
Peón	" 6.00	"	" 0.75	"

Materiales.-

Cemento 0.2 barrils/m2 a S/ 35.00 S/. 7.00

Mano de obra.-

Arena lavada 0.07 m3 por m2 a

S/. 1.00 m3 (por estar en cauce rio) " 0.07

Hormigon 0.12 m3 por m2 a S/ 100 m3. " 0.12

Piedra 0.14 m3 por m2 a S/. 1.00 " 0.14

Batido del concreto en mezcladora.-

Maquinista 0.07 h/m2 a S/. 2.25 " 0.16

Peon 0.30 h/m2 a S/. 0.75 " 0.23

Colocación y apisonado.-

A1.0.2 h/m2 a S/ 2.00 h (albañil) " 0.40

Peon 0.40 h/m2 a S/. 0.75 h. " 0.30

Capataz, planilleros, etc. 20 % mano de obra " 0.28

Herramientas.-

Amortizaciones y desgaste 10 % mano de obra " 0.14

TOTAL: S/. 8.84

FORMULAS A USAR EN LA CUBICACION DE EXCAVACIONES EN EL CANAL.

$$V_c = \frac{C + C' \times D}{2}$$

C y C' son areas de corte

$$V_r = \frac{R + R' \times D}{2}$$

B distancia

R y R' son areas de relleno

C = Area corte

R = Area relleno

PLIEGO DE CUBICACIONES

Km. 0+000 al Km. 2+000			
	Areas m2.	Volumenes m3.	Clasificaciones
Estacas	C	V C	Tierra Roca dura
0+000	5.3		
0+050	3.4	217.5	217.5
0+100	2.1	137.5	137.5
0+150	1.1	80.0	80.0
0+200	1.5	65.0	65.0
0+250	1.7	80.0	80.0
0+300	2.6	107.5	107.5
0+320	2.8	54.0	54.0
0+350	2.7	82.5	82.5
0+400	2.8	137.5	137.5
0+450	3.0	145.0	145.0
0+500	3.4	160.0	160.0
0+550	3.0	160.0	160.0
0+600	3.3	157.5	157.5
0+650	3.1	160.0	160.0
0+700	2.8	147.7	147.7
0+750	2.2	125.0	125.0
0+800	2.6	120.0	120.0
0-850	3.9	162.5	162.5
0+900	4.9	220.0	220.0

Pliego de cubicaciones (cont)

Estacas	Areas m2.	Volumenes m3	Clasificaciones	
	C	V C	Tierra	Roca dura
0+950	3.5	210.0	210.0	
1+000	3.9	185.0	185.0	
1+050	3.86	194.0	194.0	
1+080	4.72	128.7	128.7	
1+100	4.78	95.0	95.0	
1+150	5.16	248.5	248.5	
1+200	4.13	232.5	232.5	
1+250	4.95	227.0	227.0	
1+270	4.08	90.3	90.3	
1+300	4.95	135.4	135.4	
1+350	2.43	184.5	184.5	
1+ 370	3.46	63.9	63.9	
1+400	3.43	125.8	125.8	
1+450	2.55	149.5	149.5	
1+460	2.24	24.0	24.0	
1+480	2.78	49.2	49.2	
1+500	2.68	53.6	53.6	
1+520	1.5	41.8	41.8	
1+550	2.68	62.7	62.7	
1+600	2.61	132.2	132.2	
1+650	2.68	132.2	132.2	
1+700	2.65	133.2	133.2	
1+720	2.70	53.5	53.5	
1+740	3.76	64.0	64.0	
1+750	2.68	32.2	32.2	
1+700	2.80	137.0	137.0	
1+850	3.42	155.5	155.5	
1+900	3.38	170.0	170.0	
1+950	3.68	176.5	176.5	
2+000	4.60	207.0	207.0	
		TOTAL.....	5,307.4	1,106.5

PRESUPUESTO

<u>PARTIDAS.</u>	<u>CANTIDAD.</u>	<u>P.U.</u>	<u>COSTO</u>
<u>CANAL.-</u>			
Cortes Km. 0+000 a 2+000			
Roca dura	1106.5 m3.	S/. 10.15	S/. 11,230.98
Tierra	5307.4 m3.	" 2.75	" 14,595.35
Revestimiento de 2 km. de canal.	2000 m.l.	" 28.73	" 57,460.00
<u>OBRAS DE ARTE.-</u>			
Bocatoma			" 31,966.09
Compuertas			" 1,466.31
Mecánismo de izaje			" 2,000.00
Espigón de dirección			" 52,567.36
Muro de alas			" 24,251.59
Canal curvo			" 5,220.32
Transición			" 3,529.72
Muros de defensa			" 44,916.69
Desarenador			" 14,918.70
Flume			" 3,872.37
			<u>S/. 267,995.48</u>

Costo de los dos primeros kilómetros de canal y sus obras
de arte es de S/. 267,995.48.-

T R A Z O D E L C A N A L

Curvas de los 2 primeros kms.

Ang. I	Puntos.	Estacas. Kms.	L.C. mts.	L.T. mts.	L.E mts.	R. mts.
75°30'	PC	0+017	19.7	11.6	3.95	15
	PT	0+0367				
6°30'	PC	0+1657	22	11.34	0.2	200
	PT	0+1877				
9°	PC	0+2747	23.6	11.8	0.585	150
	PT	0+2983				
11°30'	PC	0+3643	30.	15.	0.71	150
	PT	0+3943				
2°	PC	0+8583	13.6	6.96	0.06	400
	PT	0+8719				
7°	PC	1+2999	24.5	12.	0.375	200
	PT	1+3244				
26°	PC	1+4544	68.	34.5	3.75	150
	PT	1+5224				
18°30'	PC	1+5584	46.8	23.8	1.85	150
	PT	1+6052				
6°	PC	1+7022	20.5	10.48	0.275	200
	PT	1+7227				
9°30'	PC	1+8357	24.8	12.4	0.52	150
	PT	1+860.5				
Longitud.....		2+020.5				

B I B L I O G R A F I A

- 1) *Apuntes del curso de Irrigación del Ingeniero Lizandro Mercado.*
 - 2) *Salto de agua, por José L. Gómez Navarro y José Juan Aracil.*
 - 3) *Boletines de la Dirección de Aguas é Irrigación*
 - 4) *Curso de Irrigación por B.A. Etcheverry y S.T. Harding.*
 - 5) *Manual de Hidráulica por King.*
 - 6) *Curso de Topografía por el Ingeniero Carlos Basadre.*
 - 7) *Tablas para el trazado de las curvas por J.A.Rigau.*
 - 8) *Apuntes del curso de Concreto Armado del Ing. Juan Sarmiento E.*
 - 9) *Curso de Concreto Armado por Dean Peabody Jr.*
 - 1 0) *Apuntes del curso de Hidráulica del Ing. Enrique Gongora P.*
 - 1 1) *Resistencia de Materiales por Seely.*
 - 1 2) *Estática gráfica por O. Henkel.*
-

I N D I C E

	Pag.
<i>Proyecto de Irrigación.....</i>	3
<i>Estudio Preliminar.....</i>	5
<i>Descripción General.....</i>	6
<i>Relieve y topografía de las pampas.....</i>	6
<i>Plano topografico.....</i>	6
<i>Area por irrigar.....</i>	6
<i>Naturaleza de los suelos.....</i>	7
<i>Recursos y dotación de agua.....</i>	7
<i>Canal de derivación y canal madre.....</i>	8
<i>Estudio de revestimiento.....</i>	9
<i>Pendiente critica de costo.....</i>	10
<i>Calculo del salto de agua.....</i>	11
<i>1º Tramo.....</i>	16
<i>Sub-tramo A.....</i>	17
<i>Sub-tramo B.....</i>	18
<i>Boca-toma.....</i>	20
<i>Tirante del rio en aguas mínimas.....</i>	21
<i>Cálculo del tirante de aguas máximas.....</i>	22
<i>Tipo de boca-toma.....</i>	25
<i>Funcionamiento de la boca-toma.....</i>	26
<i>Desarenador.....</i>	26
<i>Cálculo del desarenador.....</i>	27
<i>Canal madre.....</i>	28
<i>Lateral A.....</i>	29
<i>Lateral B.....</i>	31
<i>Caminos.....</i>	39
<i>Costo total de las obras.....</i>	40
<i>Balance económico.....</i>	41
<i>Estudio definitivo.....</i>	45
<i>Calculo de la boca-toma.....</i>	46
<i>Cálculo del canal curvo de ingreso.....</i>	47
<i>Cálculo de la transición.....</i>	48
<i>Longitud de transición.....</i>	50
<i>Cálculo de la estabilidad del muro de compuertas.....</i>	51
<i>Solado de piedra.....</i>	56
<i>Cálculo del flume.....</i>	56
<i>Cálculo de las compuertas.....</i>	61
<i>Metrados y presupuestos.....</i>	67
<i>Análisisde precios unitarios.....</i>	70
<i>Pliego de cubicaciones.....</i>	76
<i>Presupuesto.....</i>	78
<i>Trazo del Canal.....</i>	79
<i>Bibliografía.....</i>	80
