

Universidad Nacional de Ingeniería

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL



I R R I G A C I O N

**PROYECTO DE GRADO
Para Optar el Título de
INGENIERO CIVIL**

Julio A. Yana Ticona

PROMOCION 1956

LIMA - PERU

1957

Señor

Rector de la Universidad Nacional de Ingeniería

S.R.:

Julio A. Yana Ticona, ex-alumno de la Facultad de Ingeniería Civil, ante Ud. con las debidas consideraciones digo:

Que habiendo dado término a la Tesis: "PROYECTO DE IRRIGACION" que se me encomendara para optar el título de Ingeniero Civil, solicito se digne nombrar el Jurado respectivo para su revisión.

Es justicia que de Ud. espero alcanzar.


.....
JULIO A. YANA TICONA

Lima, Marzo de 1957.

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

El presente Proyecto de Irrigación, es un aporte, para la facilitación de encontrar procedimientos y métodos a seguir en un caso concreto, y ha sido elaborado bajo la acertada dirección del Ing° Lizandro Mercado.

La Irrigación en el Perú, no está desarrollada ni lo necesariamente para mantener el crecimiento vegetativo de la población; es por ello que se debe hacer una mayor di fusión de esta materia, teniendo en mente que "con abonos, los riegos hacen las tierras todas igualmente fértiles".

Una obra de riego no es una obra de lujo, no viene a satisfacer el capricho de un potentado o de un pueblo, para contemplar con lozanías de vegetación un páramo antes desierto: es una empresa económica, y aunque sea el Estado el que la acometa, ha de asegurarse de que en un plazo más o menos lejano pueda reembolsar todos los desembolsos que cueste la obra, contando los intereses dejados de percibir.

ANTEPROYECTO DE IRRIGACION DE LAS PAMPAS N.... N....

CAPITULO I

GENERALIDADES

1.- SITUACION.- El centro de gravedad del presente anteproyecto está situado entre los meridianos y O de Greenwich y entre los paralelos y latitud sur. Costa Central del Perú, departamento de Lima, provincia de - - - - - . Entre los ríos X y Z y la margen izquierda de este último. Altura media sobre el nivel del mar 300 m. Acceso al campamento central Km. 181 de la carretera Panamericana Norte. Distancia entre estos dos puntos últimos 50 Km.

2.- ANTECEDENTES Y ASPECTO LEGAL.- La parte concierne a este acápite, la mostraremos en una solicitud dirigida al señor Ministro de Fomento y Obras Públicas.

SEÑOR MINISTRO DE FOMENTO Y OBRAS PUBLICAS.

N N , con libretas Militar y Electoral Nos.: y respectivamente, ante Ud. con el debido respeto me presento y digo:

Que habiéndome cerciorado de las tierras erriaseas, denominadas X , ubicadas en el distrito provincia de , departamento de Lima, cuyos límites son:

Por el N. el cerro , por el S. la quebrada ,
por el E. el lindero de la Hacienda , y por el O.
el cerro , de extensión de hectáreas, con
el fin de irrigarlas con las aguas del río Z que se encuentra
a Km. de los terrenos citados, solicito de su alta depen
dencia, se me conceda la irrigación de dichos terrenos. Pa-
ra el efecto, conforme prescriben los artículos del Reglamen
to de Concesiones de terrenos y aguas para irrigar, acompaño
el certificado de la Caja de Depósitos y Consignaciones que
acredita el depósito correspondiente de la suma de \$
. , y el plano respectivo de la zona.

Por tanto:

A Ud. señor Ministro me es honroso anticiparle mi a-
gradecimiento, esperando alcanzar de su magnanimidad, defi-
riendo en forma favorable esta solicitud.

Es justicia:

.

3.- SINTESIS DEL PROYECTO.- El proyecto que ejecu-
ta la "Cia. Irrigadora X X S.A."
comprende una extensión total de x hectáreas, las
que serán regadas son sobrantes del río Z. Además se proyect
ta almacenamientos en la cuenca alta del río referido, para

suplir los déficitis de agua en épocas de estiaje, de acuerdo con los módulos de agua determinados por la Dirección de Aguas é Irrigación para la costa central de nuestro país. El costo total de este proyecto alcanza la suma de \$ oro.

CAPITULO II

ESTUDIOS TOPOGRAFICOS

1.- ESTUDIOS TOPOGRAFICOS.- (Lámina No. 1). Los estudios topográficos que se realizan para llevar a cabo todo proyecto de irrigación se dividen en:

- a) Estudios de reconocimiento
- b) Estudios preliminares
- c) Estudios definitivos.

Los dos primeros se ejecutan en el anteproyecto en que se va a determinar la factibilidad ó imposibilidad del proyecto y no requieren gran precisión, no así los estudios definitivos que si requieren precisión ya que representan en forma objetiva la exacta magnitud del proyecto.

a) ESTUDIOS DE RECONOCIMIENTO.- Son las primeras investigaciones que se realizan de las tierras que son materia de estudio, y como hemos dicho, no requieren de gran precisión. Para hacer estos estudios, se necesita llevar un instrumental mínimo consistente en:

- Una brújula de pibulas
- Dos aneroides
- Un podómetro.

A los que debemos agregar otros de segundo orden:

- Un nivel de mano
- Una wincha por lo menos.
- Todos los accesorios que usan en el trazo de canales (mira, cadena, libreta, estacas, comba, machete para terrenos con vegetación, lápiz tinta, lápiz 2 H, un cortaplumas completo).
- Se debe agregar otros implementos para sacar muestras de suelos y medir corrientes de agua (lampa, saquitos de lona, pico, cronómetro, un flotador, etc.).
- Debemos proveer el equipo de alimentación, de movilidad, hombres que conozcan el lugar, etc. de tal modo que cuando estemos en el sitio de reconocimiento no falte nada.

El personal mínimo necesario es de 8 hombres (un ingeniero, un porta instrumento , un porta mira, dos cadeneros, dos cargadores de estacas, un combero) y se aumentan algunos más de acuerdo a las condiciones del terreno.

Disponiendo así de todo lo necesario, se sale hacer el reconocimiento y si hubiera un plano de la zona mucho mejor, pero en todo caso necesitamos efectuar:

1o.- Un estudio geológico de la zona, reconociendo los horizontes y sacando muestras de suelos.

2o.- Aforos al pie del río, tratando de que sean efectuados en época de estiaje.

El reconocimiento, se empieza por un punto situado

cerca al río, y al cañón, para luego seguir un itinerario tal que encierre todo el área de las pampas, y estar en condiciones de dibujar un plano que nos permita hallar el área que vamos a irrigar y ver la potencia que le asignaremos cuyo minimo es de 0.1 Kw. por Ha, determinando en esta forma la potencia que necesitamos y por consiguiente podemos hallar la altura de la caída:

$$HP = \frac{Q \cdot h}{75}$$

Q = descarga conocida.

HP = Potencia conocida

h = altura que deseamos conocer.

Siguiendo esta altura más o menos, continuamos el reconocimiento con una poligonal hasta cortar el río, siguiendo la pendiente establecida. Al llegar a este punto de intersección, recorreremos al río un poco más arriba para hallar al posible punto de la boca-toma, donde hacemos un aforo preciso y luego regresamos con grandes visuales para comprobar la poligonal.

Con todos estos datos, estamos en condiciones de hacer una memoria, analizar rocas, trazar el canal de derivación, canal madre, todo en forma estimativa, que nos dará una luz sobre el proyecto y debe ser realizada por el ingeniero más experimentado, quién determinará si es factible o nó de ejecutar la obra.

b) ESTUDIOS PRELIMINARES.— Los levantamientos topográficos realizados en un estudio preliminar, deben hacerse a una escala mínima de 1 : 50,000 y nunca a una escala menor.

El levantamiento topográfico para un estudio preliminar, se hace a base de un control altimétrico ó de nivelación diferencial y un control planimétrico mediante una triangulación gráfica o trigonométrica. Ambos controles se realizan con plancheta, instrumento que sirve también para hacer el relleno topográfico y fisiográfico.

La triangulación gráfica y la nivelación diferencial, se hace con la plancheta en forma simultánea, empezando en la cola de las pampas, donde se mide una base de partida y terminando en la boca-toma donde se mide una segunda base.

Se debe tener muy en cuenta, la escala y el tamaño de la hoja de plancheta, de tal manera que entren por lo menos 4 puntos de la triangulación, para podernos ubicar por el problema de Photenó, salvando así el caso de indeterminación que pudiera presentarse; en todo caso se tratará que los 4 puntos estén comprendidos en una hoja de 60 x 60 cm., y teniendo una escala de 1 : 50,000 se puede medir lados hasta de 10 km.

A base de lo dicho, se mide la primera base BS - BN de unos 500 m. de longitud en la cola de las pampas, a partir de la cual y teniendo cuidado que los ángulos no sean menores de 30°, extendemos la triangulación, expandiéndonos en las

pampas, para luego hacer reducciones y entrar por el cañón hasta alcanzar la segunda. Simultáneamente, como ya hemos dicho, se hace la nivelación diferencial y se vá dejando en las pampas, puntos de altura conocida BM, siendo uno de estos últimos el que se fije junto a la boca-toma, de donde se regresa, para cerrar la nivelación, ya que si se deja abierta, preferible habría sido no nivelar.

La nivelación se hace con respecto a la cota cero referida al nivel medio del mar, pero como esto resulta un tanto costoso, basta tomar un nivel aproximado al nivel medio del mar, lo que se consigue con un aneroide. Es pues importante saber las alturas referidas al nivel medio del mar, ya que la producción agrícola varía con ésta.

Realizadas estas operaciones, tenemos el plano de plancheta y luego se hace el relleno, también con plancheta por ser este instrumento el más económico y un tanto preciso, para ello partimos por ubicar la plancheta mediante el problema de Photenó, luego visamos una serie de puntos a los que les determinamos su cota correspondiente y uniendo los que tengan la misma cota, obtenemos las curvas de nivel, hecho esto pasamos a una nueva estación donde volvemos a ubicarnos por el problema de Photenó para no arrastrar error y continuamos en la misma forma.

Finalmente se hace una reducción de todos los planos para que queden en uno solo, que es el llamado plano base.

Las curvas de nivel, deben estar separadas 2 m. unas de otras para así tener 100 m. de separación efectiva.

Escala 1 : 50,000 , 1 m m = 50 m.

c) ESTUDIOS DEFINITIVOS.— Los levantamientos topográficos realizados para los estudios definitivos se hacen a una escala mínima de 1 : 10,000 y según la magnitud del proyecto puede ser 1 : 2,000 ó 1 : 5,000.

Estos levantamientos se hacen a base de una triangulación trigonométrica y una nivelación diferencial de primer orden.

A base de estos dos controles se efectuará el relevo topográfico con plancheta, determinando las curvas maestras en las pampas ó zonas planas de metro en metro, es decir, que no deben ser interpoladas; y en las zonas de mayor pendiente esta distancia variará de acuerdo a élla.

Este plano general debe hacerse tomando al término topografía en su más alto significado y fuera de líneas y niveles, debe llevar una representación fisiográfica del terreno. En cada zona se debe determinar la fisiografía con el mayor detalle posible, y para que esto suceda, el ingeniero debe tener un conocimiento amplio de Geología que le permita estar en condiciones de determinar en cada caso la clase de roca ó terreno, en sus diferentes estados de dureza ó descomposición por el intemperismo. Ejm.: roca granítica descom-

puesta hasta los 2 m. de profundidad, fisurada, más adentro es terreno duro, etc. Después de este plano general, es necesario hacer levantamientos a mayor escala desde 1 : 50 hasta 1 : 2,000 de acuerdo a la magnitud é importancia de las obras de arte, que se proyectarán a base de estos planos, así por ejm. para proyectar la boca-toma es necesario un plano general a escala 1:500 y planos de detalle a escala 1:50, etc. se debe tener cuidado en la nivelación diferencial, que es lo más difícil, ya que los fracasos generalmente se deben a la falta de cuidado en hacer esta nivelación, y para ello es necesario tener una disciplina de cálculo perfecta, empleando en cada paso de operación el mayor número de controles posibles.

Una nivelación, debe estar cerrada antes de comenzar la construcción por lo menos con tres viajes, los 2 primeros corresponden a la nivelación diferencial y el resto cuando se hacen los replanteos, teniendo presente que el error máximo admisible viene dado por:

$$e = 0.02 \sqrt{K} , K \text{ en Km.}$$

En resumen una nivelación diferencial se hace con cuidado y con un cuadro de ajustes al final.

BM	Diferencia 1er.viaje	Diferencia 2° viaje	Diferencia viaje extra	Promedio Diferencias	Elevaciones Definidos
1	+ 3.256	+ 3.468	+ 3.258	+ 3.257	460.386
2	--	--	--	--	463.643
-	- 1.861	- 1.863	--	- 1.862	
3	--	--	--	--	461.781

CAPITULO III

S U E L O S

1.- CLIMA.- Los suelos del presente anteproyecto, están en una región, cuyo clima corresponde al subtropical, característico de la zona desértica de la costa central del Perú, con lluvias menores de 250 mm. al año, pequeñas oscilaciones de temperatura y gran parte de la región con un promedio de sol de 8 horas diarias.

2.- CLASIFICACION DE SUELOS.- Del informe de los expertos, previos los análisis respectivos de laboratorio, se hará una clasificación de suelos, indicando su textura con su respectivo porcentaje de equivalente de humedad que se compare con el 10 % que corresponde a la mayoría de los suelos irrigables.

Además se verificará si los nutritivos minerales están en cantidades suficientes y si las sales dañinas se encuentran en porcentajes aceptables, lo cual se registra mediante un cuadro en que se ven los análisis de todas las muestras de suelos, extraídas durante los estudios de reconocimiento.

De lo expuesto se concluirá si los suelos clasificados, son aptos para el cultivo de cualquier clase de vegetación propia del clima de la región.

Siendo los suelos, uno de los elementos, sobre los que descansa la factibilidad de toda obra de irrigación, haremos de ellos, un estudio concienzudo, el mismo que empezamos por definirlo.

QUE ES UN SUELO.- La importancia de esta pregunta se destaca mas, cuando se conoce las definiciones propuestas por los más destacados pedólogos.

Hilgard, quizá el mas conocido de los autores de EE. UU. de N.A., al definir el suelo, la calificación mas característica que le dá es que debe sostener las plantas, sin embargo al describir hace mención sobre sus propiedades físicas y químicas.

Glinca, quién posiblemente ha contribuído mas que nadie al estudio de los suelos dice: Que un suelo más es un producto de clima que de una matriz geológica. Dice que ningún material puede ser considerado como suelo mientras que sus características internas y externas no han sido modificadas por el clima. (Si aceptamos este concepto los cascos eriazos de la costa peruana no serían suelos).

Ingle, dice: "El suelo es una capa de roca más ó menos desintegrada que cubre parte de la superficie de la tierra y que está adaptada bajo ciertas condiciones de clima para sostener las plantas.

Lamotte, Kenny y Keed, definen el suelo en la siguiente forma: "El suelo es un medio maravillosamente complicado, en el cual reacciones químicas y físicas innumerables se producen y que bajo el microscópio, parece verdaderamente vivo con bacterias, hongos y otros organismos.

Alfonso González Gallardo, autor mexicano, define el suelo como una capa superficial de la tierra donde se desarrollan las raíces de las plantas y de donde toman el agua y los principios nutritivos minerales que necesitan para su vegetación y desarrollo; está compuesto de partículas minerales finamente divididas en un estado avanzado de desintegración y descomposición, mezcladas con cantidades variables de materia orgánica, agua y bacterias y generalmente muestra capas u horizontes de eluviación e iluviación, más o menos definidos y paralelos a la superficie del terreno.

LA ELUVIACION.- Es el proceso de remoción de materiales en solución o en suspensión, que verifican las aguas de infiltración en la capa superficial del suelo u horizonte A, en la cual los agentes meteóricos y biológicos obran en su mayor intensidad. En esta capa es donde se desarrolla principalmente el sistema radicular de las plantas y la que atacan los instrumentos aratorios y por estos motivos se le llama el suelo arable.

LA ILUVIACION.- Es el proceso de acumulación del material arrastrado o disuelto por las aguas de infiltración,

en la capa que queda inmediatamente abajo del suelo arable, denominado subsuelo u horizonte B a donde llegan todavía las raíces de las plantas y en donde los agentes meteóricos obran con intensidad reducida.

El conjunto de estos dos fenómenos se llama LEXIVIA-CION.

El subsuelo reposa sobre el basamento u horizonte C formado por material relativamente inalterado y que según su composición y estado de agregación, define las condiciones de drenaje de las dos capas superiores, modificando el estado físicoquímico del suelo arable. Pocas raíces penetran hasta el basamento y los agentes meteóricos no ejercen ya influencia alguna en este horizonte.

DEFINICION INTEGRAL.- ¿Qué se entiende por la palabra suelo para un Ingeniero de Irrigación?. Suelo en la acepción mas amplia del término, es una capa de roca desintegrada de textura granular que cubre parte de la superficie terrestre sujeta a la acción del clima, de potencia medible con drenaje y topografía apropiada, con cantidad suficiente de nutrientes minerales, con o sin materia orgánica, con sales dañinas limitadas a ciertos porcentajes cuyo conjunto integral al contacto con el agua, aplicada en forma conveniente sirve para producir vegetación útil.

Esta definición abarca todos los conceptos de los suelos.

LA IMPORTANCIA DEL ESTUDIO DEL SUELO.- El estudio de los suelos hace tiempo constituye una ciencia sobre la cual se basa los proyectos de irrigación y drenaje, así como también los de estructuras especiales, como presas de tierra, cimentaciones, caminos, etc..

Por consiguiente el campo de investigaciones de los suelos está definido por dos móviles a saber:

A) Clasificación y valorización de los suelos para el riego y drenaje.

B) Clasificación y determinación de las propiedades estructurales de los suelos para presas de tierra, cimentaciones y caminos.

En irrigación los factores determinantes principales para su éxito o fracaso son: el suelo, el agua y el clima. Por consiguiente es indiscutible la importancia que tiene el estudio de estos tres factores. Es pues necesario antes de emprender una obra de irrigación conocer fundamentalmente el suelo que se va a irrigar valorizándolo en forma científica a base de una clasificación racional.

En definitiva en el balance económico de un proyecto de irrigación su HABER está determinado por el valor de los suelos y su DEBE por el costo de las obras.

Muchos fracasos se han sucedido en los proyectos de irrigación especialmente en nuestro país por falta de un estudio racional de los suelos por irrigarse.

CLASIFICACION DE SUELOS

OBJETO DE LA CLASIFICACION DE LOS SUELOS

Es un hecho reconocido y no simplemente académico, de que el estudio de cualquier grupo heterogéneo de cosas re quiere clasificarlos y ordenarlos con el objeto de facilitar y simplificar su estudio integral.

En el caso de los suelos su clasificación se hace mucho más necesario e importante, por existir estos en cientos de variedades o tipos, en diferentes ambientes geológicos y climatéricos.

SISTEMAS DE CLASIFICACION.- La clasificación más an tigua y simple de los suelos que se conoce es la que daban los romanos, estos clasificaban por su producción: En suelos de buenas cosechas y suelos de malas cosechas. A esta clasificación han seguido una serie de clasificaciones simples, con criterio edafológico: suelos trigueros, arroceros, etc.

Después los geólogos han clasificado los suelos por su origen en primarios y secundarios y los agricultores lo han ampliado con las palabras: orden mineral u orden orgánico, correspondiendo el primero al que tiene menos de 20% de materia orgánica y el segundo al que tiene más de 20%.

Se llaman suelos primarios cuando el producto de la desintegración de las rocas queda acumulada sobre la propia roca madre, estos suelos también se llaman residuales o se-

dentarios.

Y se denominan suelos secundarios o de acarreo cuando el material intemperizado es acarreado y depositado mas o menos lejos de su lugar de origen, a esta clase de suelo pertenecen la mayor parte de los suelos actuales.

Cuando el cambio de lugar se verifica por gravedad, deslizándose por el talud de las montañas, se forman los suelos coluviales, que siempre muestran en el extremo superior material fragmentario fresco, Si el vehículo de transporte es el agua da lugar a los suelos aluviales.

Los materiales transportados por el viento originan los suelos eólicos y los que son transportados por las corrientes de hielo de los ventisqueros forman los suelos glaciares o morrenas.

Hasta mas o menos a fines del siglo pasado estos conceptos de clasificación han predominado. Pero desde comienzos del presente siglo en Alemania y Rusia se ha comenzado el estudio de los suelos y su clasificación sobre bases científicas.

Se ha demostrado principalmente por el estudio de los suelos en estos países que la materia derivada de la roca bajo la acción del clima se transforma en materiales independientes del carácter de la roca del que ha sido derivado, habiéndose llegado a la conclusión de que los suelos son el resultado del clima, tiempo y material madre, como factores principales y de la vegetación, drenaje y topografía como factores

secundarios.

Cuando el proceso de evolución es incipiente, por haber sido el clima muy débil, que no ha podido transformar los suelos, es decir, cuando éstos todavía conservan las características de las rocas de donde proceden se llaman endodinamórficos y cuando han pasado a un estado de madurez tal, que toda una región de distintas clases de roca está cubierta de suelos de un solo tipo se llama ectodinamórfico.

Desde que se ha descubierto esta verdad existe una ciencia de suelos y son los rusos y americanos con Glínea a la cabeza los primeros y Marbut y Hilgard los segundos, los que han contribuido más al adelanto de esta ciencia tan importante para el hombre.

El primer sistema de clasificación propuesto por Glinca, consistía en siete grandes grupos y eran los siguientes:

1) SUELOS GRISES DE DESIERTO.- Existen en climas con lluvias menores de 200 mm. al año, tienen vegetación esporádica de gramíneas, hierbas y arbustos pequeños.

2) SUELOS PARDOS.- Son los que existen en las zonas climatéricas entre las que producen los suelos pardos castaños y los suelos de desierto, con lluvias entre 200 y 400 mm. al año.

3) SUELOS PARDOS CASTAÑOS.- Existen en climas templados o subtropicales con lluvias entre 200 y 400 mm. al año.

4) SUELOS CHERNOSEM.- Existen en climas con lluvias entre 400 y 500 mm. al año. Característica de praderas cubiertas de vegetación de gramíneas.

5) SUELOS GRISES DE BOSQUE.- (Fedsols grises) Existen en climas templados con lluvias entre 500 y 1,000 mm. al año, con vegetación de bosque.

6) PODSOLS.- Suelos formados en climas de temperatura relativamente baja con lluvias mayores de 1,000 mm., cubierto de bosque, manteniendo en el suelo una alfombra de hojas.

7) SUELOS DE TUNDRA.- O de regiones árticas, caracterizados de vegetación ártica.

Desde la aparición de la anterior clasificación de suelos se ha agregado muchos otros grupos a los siete especificados, algunos por el mismo Glinea y otros por Marbut y otros pedólogos.

El departamento de agricultura de EE.UU. reconoce, en efecto 36 grupos que se agrupan en tres grandes grupos llamados: 1o. Suelos zonales con 21 grupos; 2o. suelos intrazonales con 12 grupos y 3o. suelos azonales con 3 grupos.

SUELOS ZONALES.- Son los que corresponden a grandes áreas de características climáticas y geográficas uniformes ejemplo: los suelos de desierto.

SUELOS INTRAZONALES.- Son los que existen dentro de los anteriores y los azonales y han sido formados por la in-

fluencia dominante de algún factor local de topografía o formación geológica que predomina sobre la influencia general de clima y vegetación. Ejemplo: piedemonte, pantanos, suelos de desierto sujetos a inundación, las sales solubles han sido eliminadas hacia el subsuelo.

SUELOS AZONALES.— Son suelos endodinamórficos que aun no están bien caracterizados y están constituidos por suelos residuales aluviales y eólicos.

Además, Marbut por la distribución del CO_2Ca en los horizontes A y B tanto en los endodinamórficos como en los ectodinamórficos los clasifica en pedocales y pedalfers.

CLASIFICACION CALIFORNIANA.— La ausencia en la costa Pacífica de EE. UU. de los principales grupos primarios de Glinca y Marbut y las grandes variaciones que hay dentro de los suelos de desierto, clasificados como tales por estos sabios, han inducido a los pedólogos de California adoptar un sistema de clasificación distinto, en el cual ponen en la categoría de división las asociaciones geológicas que todavía predominan hasta cierto punto sobre el clima.

El sistema californiano puede sintetizarse en la forma siguiente:

I Orden:

A) Suelos Minerales { Primarios
(Coluvial
(Secundarios { Aluvial
(Eólico
(Glaciares

B) Suelos Orgánicos (Primarios
(Secundarios)

II Clase:

A) Pedocales

B) Pedalfers

III División: (Según asociación geológica)

A) Suelos Sialíthicos

B) Suelos Simalíthicos

C) Suelos Arenalíthicos

D) Suelos Calcialíthicos

E) Suelos Heterolíthicos

IV Familia.

V Serie.

VI Tipo.

El concepto de familia está basado sobre caracteres específicos regionales.

El concepto de serie es una subdivisión del concepto de familia y mas bien local que regional.

Ejemplo: Familia: Lomas de Costa Central.

Serie: Amótape.

Con el concepto de tipo se distinguen las siguientes características del suelo: 1) Potencia, 2) Textura, 3) Topo

grafía, 4) Drenaje, 5) Elementos nutritivos minerales, 6) Sales alcalinas, 7) p H, 8) Sialítico, Simalítico, etc.

CLASIFICACION PERUANA

I.- División: A) Endodinamórficos. B) Ectodinamórficos.

II.- Orden:

A) Mineral	(Primarios	B) Orgánicos	(Primarios
	(Secundarios		(Secundarios

III.- Clase: A) Pedocalas. B) Pedalfers.

IV.- Gran Grupo: A) Zonales. B) Intrazonales. C) Azonales.

V.- Familia.

VI.- Serie.

VII.- Tipo.

EL AGUA EN EL SUELO.- Casi todos los terrenos en las regiones húmedas y muchos de ellos en las regiones áridas están permanentemente saturados de agua a cierta profundidad, denominándose nivel de saturación del subsuelo o mesa de agua.

El agua se presenta en el suelo en tres formas: a) agua libre, b) agua capilar, c) higroscópica.

a) AGUA LIBRE.- Cuando un terreno saturado de agua está provisto de un buen drenaje, una porción del agua que contenía desaparece por gravedad de él y es reemplazado por aire. El agua que por gravedad ha bajado hacia los drenes se llama agua libre o de gravedad.

b) AGUA DE CAPILARIDAD.— El terreno de drenado toda vía contiene una gran cantidad de agua que es mantenida por la atracción capilar en los poros más finos del terreno, como pequeños hilos de agua cantidad que varía según la finura del terreno, siendo mayor esta cantidad en los terrenos arcillosos que en los arenosos.

El espacio que dejó libre el agua de gravedad al correr a los drenes es inmediatamente ocupado por el aire de manera que el terreno con el agua capilar y el aire atmosférico que penetró en los vacíos dejados por el agua de gravedad está bien provisto de aire y agua que es la condición mas apropiada para el crecimiento de las plantas.

El agua capilar es gradualmente aprovechada por las plantas y también se evapora de manera que si no se suministra nuevo riego al terreno, las plantas se marchitan y despues mueren.

Se llama máxima capacidad capilar de un terreno a la cantidad de agua capilar que éste puede contener hasta el momento en que un pequeño exceso empieza a correr como agua de gravedad.

La capacidad para mantener agua capilar de un terreno varía con su textura desde 12% para arena gruesa hasta 20% para arcilla, siendo 16 % para la tierra vegetal corriente.

c) AGUA HIGROSCOPICA.— Después de que el terreno es secado cuidadosamente hasta donde es posible sin la aplicación

de calor artificial, todavía queda en él una cierta cantidad de agua, llamada agua higroscópica que no puede ser extraída de él si no por la aplicación de calor artificial en una estufa. Después expuesta a la atmósfera vuelve a tomar la misma cantidad de agua.

Las plantas no aprovechan la humedad higroscópica.

MOVIMIENTO CAPILAR.— El agua capilar se mueve en todas direcciones hasta el suelo mas seco bajo la acción de la atracción capilar.

En el nivel de la mesa todos los poros están llenos de agua pero cuando está húmedo solo hasta su capacidad capilar y llega a 0.30 m. en arena gruesa y a 1.80 m. en arcilla compacta.

CUADRO DE BRIGGS, HILGARD Y OTROS

CLASE DE TIERRA	ELEVACION CAPILAR EN PULGADAS							
	15 m.	1 h.	2 h.	1 día	3 ds.	8 ds.	13 ds.	19 días
Limo y arena muy fina	2.7	4.7	7	20	30	45	52	56
Arena muy fina			12.4	21	23	26	27.5	28.5
Arena fina	9		10	11.6	13	14.3	15.2	16
Arena gruesa y mediana	5.8	6	6.3	7.5	9	10	11.5	12.5
Cascajo fino	4	5	5.3	6.4	8	9	10	10.8

OPTIMA PROVISION DE AGUA.- La cantidad de agua ideal para el máximo crecimiento de las plantas es aquella que llena los poros del suelo hasta la capacidad capilar en toda la profundidad ocupada por las raíces, sin dar excesos que escape a la mesa de agua o al drenaje, todo lo que pasa es desperdiciado y se lleva sales útiles y eleva la mesa de agua.

Es por esto que no hay que exagerar la cantidad de agua en los riegos.

COEFICIENTE DE MARCHITAMIENTO.- El punto en el cual la vegetación se marchita y muere por falta de humedad se llama coeficiente de marchitamiento.

El agua disponible para el consumo de las plantas es por consiguiente la porción del agua capilar que contiene el terreno sobre el coeficiente de marchitamiento.

PORCENTAJE EN PESO DE CAPACIDAD DE HUMEDAD PARA VARIOS SUELOS

TIPO DE TIERRA	Coef. Higros.	Coef. Marchitam.	Capacidad Capilar	Capacidad Util	Capacidad Total
ARENA GRUESA	1	1.5	13	11.5	33
ARENA DELGADA	2.1	3.3	14	10.7	34
TIERRA VEGETAL AREN.	4.7	7	15	8	35
T.FINA VEGETAL AREN.	6.9	10.8	16	5.2	37
TIERRA VEGETAL	9.1	13.4	18	4.6	38
TIERRA VEGETAL ARCILL.	11.8	15	19	4	40
ARCILLA	13.2	16.5	20	3.5	42

3.- VALORIZACION DE SUELOS.- A base de la clasificación anteriormente descrita, se hace la valorización de los suelos, estimándose el valor mínimo que alcanzará por Ha., después de un período de colonización que se calcula digamos en 2 ó 3 años.

Se especifica ciertas características de producción de algunas zonas; así puede suceder que las tierras de la zona A, den una producción de algodón doble del promedio de producción de la zona B.

En general en todo proyecto de ingeniería lo definitivo es el balance económico, ó sea un cuadro numérico que expresa y resuelve si el proyecto es factible técnicamente (física y económicamente).

En el caso de un proyecto de irrigación, el balance económico se presenta en 3 columnas:

COSTOS Y ESPECIFICACIONES	DEBE	HABER
1 A
2 B
3 C
.
	T	T'

En los costos se considera aquellos, desde las primeras investigaciones, estudios preliminares y definitivos.

- 1.- Estudio
- 2.- Construcción
- 3.- Cálculo de intereses del capital invertido.
- 4.- Colonización
- 5.- Cálculo de intereses del capital gastado durante el periodo de colonización.

Con todo esto hallamos el valor T , y T' es el valor estimado de las tierras irrigadas. Cuando $T' > T$ en una cantidad S racional, entonces es factible el proyecto ;
 $T + S = T'$, siendo S un saldo favorable.

CAPITULO IV

A G U A

1.- **HIDROLOGIA GENERAL.**- Para Irrigación, el agua es el factor que determina si es o no factible un proyecto, es por ello que los estudios hidrológicos son de suma importancia. En primer lugar, se debe estudiar la cuenca hidrográfica de la fuente de aprovechamiento, subdividiéndola en cuenca seca y cuenca húmeda.

CUENCA SECA, es aquella en la cual no se produce el escurrimiento.

CUENCA HUMEDA, es aquella en la que se produce el escurrimiento.

Para hacer los estudios hidrológicos, es necesario instalar estaciones meteorológicas y estaciones de aforo en la cuenca húmeda, habiendo determinado primeramente el área de la cuenca por medio de planos topográficos.

El escurrimiento es una parte de la precipitación y por la cantidad de agua que corre, depende fundamentalmente de la fisiografía y topografía del terreno, así si se tiene por ejm. una cuenca muy plana y de fisiografía de tierra arenosa, el agua que cae demora en correr por la pequeña pendiente y por lo tanto está más tiempo a expensas de la evaporación y lo poco que se infiltra lo hace por capilaridad. Si la cuenca fuera de plano más inclinado, aunque sea de fisiografía a-

renosa, el agua corre más rápidamente y por tanto estará menos expuesta a la evaporación y habrá mayor escurrimiento. Si hay un terreno rocoso, el agua corre rápidamente de acuerdo a su pendiente dando lugar a muy pequeñas evaporaciones é infiltraciones.

El escurrimiento también depende del número de precipitaciones o sea la cantidad de agua por año.

Los rendimientos de las cuencas varían mucho con los factores anteriormente citados, en zonas de nuestra cordillera entre los 3,000 m. y 4,500 m. los rendimientos llegan al 60%, 70% y como máximo al 80%. Así tenemos por ejm. en la cordillera de Huaura a 4,000 m. tenemos una precipitación de máxima frecuencia de 700 a 800 mm. al año y se producen escurrimientos de 500 a 600 mil m³ por Km².

En las estaciones meteorológicas se halla la precipitación media por año que multiplicada por el área nos dá el rendimiento de la cuenca. En las estaciones de aforo también conocemos la precipitación en m³, y relacionando estos datos se conoce el rendimiento en porcentaje.

$$\text{Precipitación media por año} \times A = M^3$$

$$\text{En estaciones de aforo} \dots = M^3$$

$$\frac{M^3}{M^3} = \text{coeficiente de escurrimiento}$$

$$\frac{M^3}{A} = \text{escurrimiento por Km}^2$$

En las estaciones meteorológicas se debe cuidar los

pluviómetros de precipitación, que son vasijas de área determinada y dispuestas para medir la precipitación por año, por mes, etc.

En las estaciones de aforo también se mide la precipitación, determinando de esta manera si toda el agua escurre o si parte se evapora.

También se mide la dirección y velocidad de los vientos, se estudia las horas de sol, lluvia, cambios de temperatura, etc. Las estaciones de aforo se instalan en los afluentes, y los estudios se hace tanto en la cuenca húmeda como en la cuenca seca.

AFORO DE AGUA.- En 1790 el ingeniero alemán Woltman inventó el aparato que lleva su nombre y cuyo objeto es medir la velocidad de una corriente de agua. Este aparato se denominó el "Molinete de Woltman" que funciona por acción de un sistema de aletas aseguradas en un eje horizontal.

Este aparato era de uso muy delicado por lo que ha sido reemplazado por el Correntómetro tipo Price Americano, en el cual el movimiento se efectúa por la acción de la corriente sobre una serie de tazas cónicas aseguradas en un eje vertical, actuando el agua sobre el lado cóncavo de las tazas. Se fabrican en dos tipos: acústico y eléctrico diferenciándose sólo en el mecanismo registrador.

El acústico se usa en acequias pequeñas o ríos vadeables, o sea cuando el aparato puede acercarse a la superficie

del agua hasta 2 ó 3 metros. El eléctrico, se usa en ríos grandes, sosteniéndolo por medio de un cable.

El calibrado del instrumento, que consiste en determinar el número de revoluciones por segundo que corresponde a cada velocidad de la corriente, se efectúa experimentalmente y los coeficientes obtenidos son las constantes del aparato.

En una estación de aforo, debe haber ciertas condiciones indispensables.

HUARO, es una estación de aforo, en la que el río tiene su cause más uniforme.

Para la práctica de aforos se hace un cuadro que tiene 11 columnas, de las cuales las 5 primeras corresponden a observaciones de campo y el resto a los cálculos de oficina.

Estas columnas son:

- 1 - Distancia al punto inicial
- 2 - Profundidad
- 3 - Profundidad observada
- 4 - Tiempo en segundos
- 5 - Número de revoluciones
- 6 - Velocidad en vertical
- 7 - Velocidad en sección
- 8 - Profundidad media
- 9 - Anchura
- 10 - Area
- 11 - Descarga.

SELECCION DE LAS ESTACIONES DE AFORO.- La fuente principal de aprovechamiento para los proyectos hidráulicos en general, como irrigación, fuerza motriz hidráulica, agua potable, etc. son los ríos, y el método general que se usa

para medir su caudal, es aquel en el cual se determina una sección transversal mojada de su cauce, haciendo uso de un nivel o de sondajes y se mide directamente las velocidades en diferentes partes de la sección por medio de correntómetros o flotadores si se quiere sólo aproximado.

También se hacen estas medidas, por métodos indirectos en la sección completa, por medio de vertederos, medidores diseñados especialmente, entre ellos el más importante, y usado en toda América es el "Medidor Parshall". Estas medidas también pueden hacerse por medio de fórmulas de pendiente como la de Kutter, Manning, etc.

Antes de hacer estas mediciones, que tienen por objeto hacer la historia de los ríos, es necesario escoger un sitio aparente en el curso del río, al que se le llama Estación de Aforo, y que debe satisfacer una serie de condiciones que no siempre se encuentran en el mismo lugar y en todos los ríos.

Precisa en cada caso hacer un reconocimiento cuidadoso a lo largo del valle, a fin de encontrar la ubicación que satisfaga al mayor número posible de las condiciones exigidas.

Las estaciones de aforo deben situarse aguas arriba de las tomas de las acequias superiores del valle, y las condiciones favorables para obtener un buen estacionamiento son las siguientes:

a) El cauce debe ser lo más recto posible en una distancia de 50 a 250 m. aguas arriba y aguas abajo de la sección escogida, variando esta longitud con el ancho del río y

debe ser más o menos $2 \frac{1}{2}$ veces el ancho del río.

b) La dirección de la corriente, debe ser perpendicular a la sección y muy pocas ó nulas las obstrucciones en el cauce.

c) El lecho debe ser lo más permanente posible, regular en su forma y con muy pocas proyecciones de más de 30 cm. sobre su perfil transversal.

d) No debe existir cambios bruscos de velocidad, ni ser esta menor de 15 cm. por segundo.

e) La estación debe estar libre del efecto del remanso producido por obra de captación.

f) Los bordes libres deben ser altos y libres de rebalses.

g) La estación debe ser fácilmente accesible para poder ser atendida en forma eficiente por el operador.

h) Debe evitarse en lo posible una sección con fondo de arena y taludes inestables, porque una curva de aforo para dicha estación sólo sería aplicable durante poco tiempo, debido a las variaciones del perfil transversal.

i) Deben estudiarse de preferencia los sitios que cuentan con una estructura como puentes, apoyos, etc. que permitan efectuar mediciones en época de abundancia, sino convienen esas secciones, debe construirse la estructura más aparente a las condiciones del lugar escogido. De la presencia de esas obras y del modo como se llevan a cabo los aforos, provie-

ne el nombre de la estación, que puede llamarse: estación de puente, de cable, de bote y de vadeo.

La estación debe estar provista de una grúa de aforo, cuyo sistema de colocación depende de cada caso particular.

La historia de los ríos, está representada por los diagramas de descarga dibujados a escala conveniente, tomando como unidad la descarga media diaria del río. Se dibuja en un sistema de coordenadas, en el cual las ordenadas representan volúmenes descargados y las abscisas el tiempo.

Generalmente la escala que se toma es $1 \text{ mm} = 1 \text{ día}$ en abscisas y en ordenadas $1 \text{ mm} = 1 \text{ m}^3$, en esta forma obtenemos la historia de los ríos.

A base no sólo de estudios hidrológicos, sino fundamentalmente económicos se ha llegado a conclusiones especialmente en la costa peruana, y para proyectos de irrigación se ha adoptado el diagrama que corresponde al 75% de PERSISTENCIA, tomando como unidad el mes, que indica que en 100 años, 75 años viene mayor descarga y 25 años viene menor descarga que la expresada por el diagrama (Lámina N° 2).

2.- CANTIDAD DE AGUA POR Ha.- La cantidad de agua por hectárea que utilizará la irrigación, estará de acuerdo con lo anteriormente expuesto.

Los módulos señalados por la Dirección de Aguas e Irrigación para la Costa Central de nuestro país son de 0.5 lts/seg/Ha en época de estiaje, elevable a 1 lt/seg/Ha en los meses de abundancia, con los que se calculará la masa total de agua que recibirán por Ha. las tierras de la irrigación dada, en m³ por año calendario.

Esta cantidad de agua, distribuida en los diferentes períodos vegetativos de las sembreras de mayor rendimiento en nuestra costa, como el algodón, la caña de azúcar, pastos y otras, dan un gran margen de seguridad para efectuar un riego abundante, pudiendo asegurarse que no habrá cosecha deficiente por falta de este elemento.

Para llegar a los módulos de 0.5 litro en estiaje y de 1 litro en los meses de abundancia, ha sido necesario estudiar en nuestra costa las cantidades de agua que necesita cada tipo de agricultura, Así:

El algodón, necesita 10,000 m³ en 9 meses. En Piura esta cantidad de agua baja hasta 8,000 m³ y en la costa central del Perú llega hasta los 12,000 m³.

La caña de azúcar tiene un año agrícola de 18 meses y necesita 30,000 m³.

Entre los pastos, la alfalfa es la más importante

con 7 cortes por año calendario necesita 20,000 m³.

Entre las plantaciones de pan-llevar, tenemos los frejoles y arbejas que en 4 meses de año agrícola necesitan 6,000 m³. El maíz necesita 8,000 m³ por 4 a 5 meses. El trigo necesita 10,000 m³ en 7 ú 8 meses.

Los árboles frutales, no hacen gran consumo de agua y se hace necesaria su presencia en las plantaciones por conservar la humedad.

3.- DERECHO DE TERCEROS.- Es la parte de la descarga del río, que ya está siendo utilizada en otras obras existentes, y por lo tanto debe respetarse. Este derecho de terceros también se ubica en el diagrama del 75 % de persistencia, en el que estará claramente fijado el límite del derecho del proyecto, para ver si se hace o nó necesario preveer almacenamientos para la época de estiaje.

Así digamos que el río descarga 20 m³/seg, pero del estudio de obras existentes, hemos hallado que ya son usados 15 m³/seg, luego sólo tendríamos disponibles para nuestro proyecto 5 m³/seg.

CAPITULO V

TECNICA DE INTEGRACION DEL AGUA Y DEL SUELO

La técnica de integración del agua y del suelo se hace por medio del trazo de canales, que resulta bastante delicado, ya que las pendientes son mínimas, y como el agua corre por inercia, debido a la fuerza de gravedad, no deben existir contrapendientes, razón por la que un error de nivelación resulta fatal, es por todo esto que el trazo de canales se hace difícil. En general el trazo de canales se puede subdividir en 3 órdenes:

- 1° Trazo de primer orden
- 2° Trazo de segundo orden
- 3° Trazo de tercer orden.

Los dos primeros, están basados en los mismos principios y prácticamente son iguales, no así el trazo de tercer orden que está estructurado sobre conceptos diferentes.

En el trazo se une el agua con el suelo y el canal toma diferentes nombres:

a) Boca toma, es el sitio donde nace el canal y debe tener la mayor cota.

b) Canal de derivación, es el primer tramo que lleva el agua hasta un lugar propicio donde se produce una caída y empieza la irrigación. Se caracteriza porque su capacidad de

conducción permanece constante a lo largo de toda su trayectoria.

c) Canal madre, que es continuación del canal de derivación, pero debido a que pasa por la zona a irrigarse, va disminuyendo paulatinamente de capacidad.

d) Canales laterales, son los que se derivan directamente del canal madre y avanzan por los lomos de la zona a irrigarse.

e) Canales sublaterales o distributarios que se derivan de los laterales, y van a dar hasta los drenes.

Las partes que comprende el trazo de primer orden, contienen todo lo necesario para hacer un trazo cualquiera y son:

- 1° Línea de gradiente
- 2° Ploteo de la línea de gradiente
- 3° Determinación de las tangentes, sobre los planos o sobre este ploteo.
- 4° Replanteo y estacado de las tangentes y curvas, previo cálculo de éstas.
- 5° Nivelación longitudinal de las estacas del eje del canal.
- 6° Ploteo de algunos P. I. definitivos.
- 7° Levantamiento de las secciones transversales.
- 8° Dibujo de los perfiles longitudinales y transversales.
- 9° Metrados.

10° Presupuesto

11° Memoria descriptiva

Finalmente se hace un balance, un cuadro de organización y por rutina un plan de trabajo.

El trazo de un canal para que llene todos los requisitos técnicos, es decir para que sea estable y a mínimo costo, debe efectuarse haciendo un levantamiento previo de la zona por donde va a pasar el canal.

La técnica del levantamiento de este plano se hace con dos controles: altimétrico y planimétrico.

El control planimétrico se hace por triangulación que puede ser gráfica o trigonométrica, ó también por medio de una poligonal.

El control altimétrico se efectúa por medio de una nivelación diferencial. Para esto buscamos un B.M. referido a un plano de comparación, que en general es el plano del mar, y de este punto de donde más o menos sale la boca toma, se mide 1 km. y se regresa nuevamente, y así sucesivamente, se realizan ambos controles; el error máximo admisible en el punto de cierre viene dado por:

$$e = 0.02 \sqrt{k}, \text{ k en Km.; [rara vez se usa]}$$

$$e = 0.01 \sqrt{k}$$

Resumiendo, tenemos que es necesario realizar cinco registros.

1° Registro de distribución de pendientes.

2° Registro de la línea de gradiente

3° Registro del trazo propiamente dicho

4° Registro de la nivelación longitudinal de las estacas.

5° Registro de las secciones transversales.

Estos registros se llevan a cabo mediante cuadros, que son el resultado de la disciplina de cálculo que se debe tener para un desempeño eficiente.

Para determinar la escala de un levantamiento para trazo de canales, se debe tener en cuenta dos factores que influyen en razón de su importancia, y ellos son:

1° Magnitud del canal.

2° Topografía del terreno.

Omitiremos hacer la descripción, de cada una de las partes del trazo de primer orden y de sus respectivos registros, ya que el trazo de canales está involucrado en un proyecto y no en un anteproyecto que es el tema que nos ocupa.

1.- DESCRIPCION DE LAS OBRAS Y BOSQUEJO DE DISEÑO

a) BOCA-TOMA.- Las boca-tomas son estructuras que sirven para hacer ingresar agua de la fuente de captación, ríos, al canal de derivación en las mejores condiciones posibles.

La ubicación de esta estructura es clave en todo proyecto de derivación y está limitado por el mínimo costo

del canal de derivación. Para ubicarla se determinan dos puntos extremos T' y T'' sobre el río, de cotas mayores que el punto B donde se toma el salto hidráulico y que están supeditados por dos velocidades:

- 1) Velocidad crítica de erosión
- 2) Velocidad crítica de sedimentación.

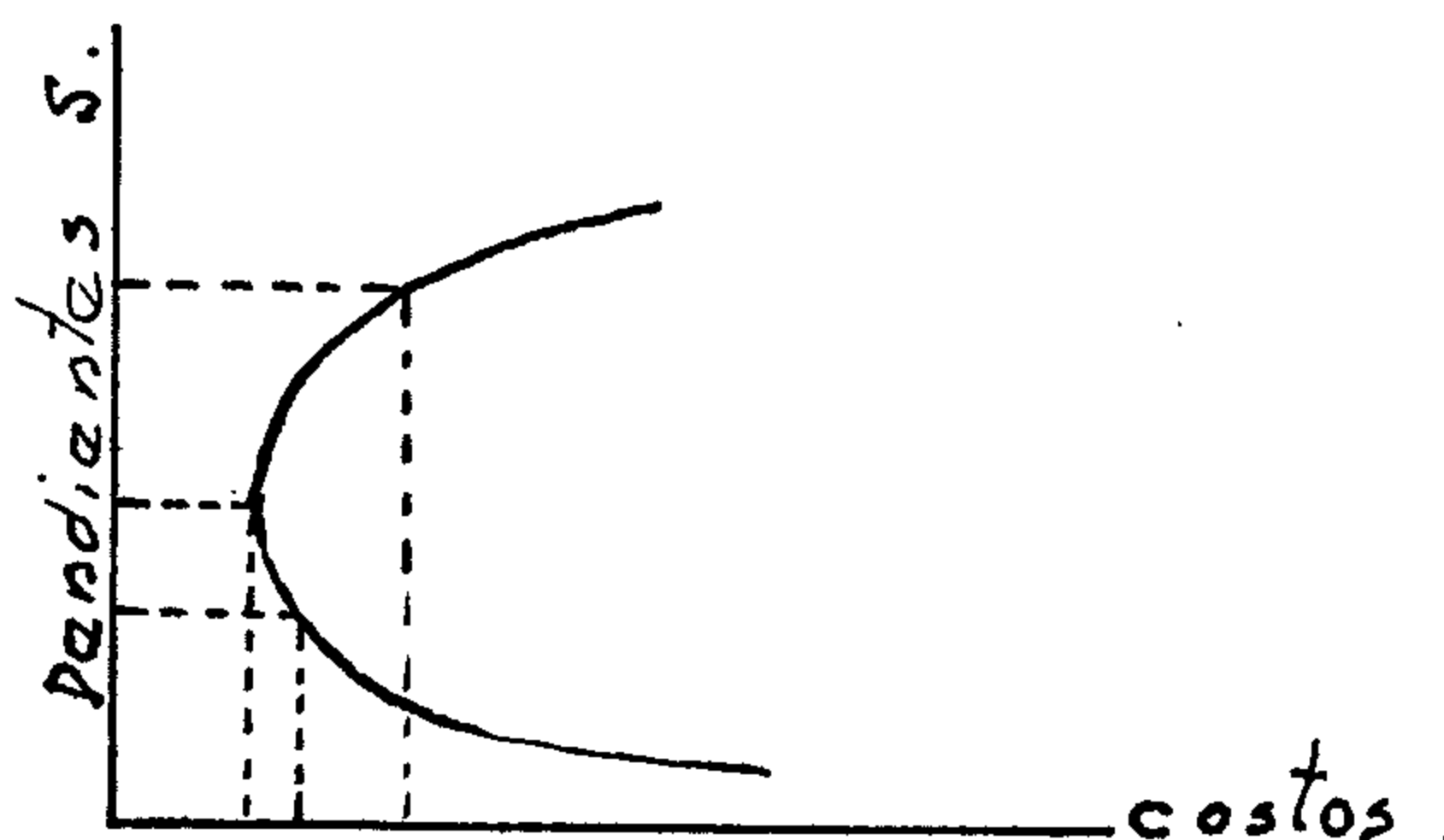
[Lámina N° 3 : UBICACION BOCA-TOMA]

La cota de T', es generalmente la que da el canal con mayor velocidad, debido a su mayor pendiente media, y da la velocidad crítica de erosión, que es aquella en que el material empieza a erosionarse por efecto de la velocidad como los canales son generalmente revestidos, tenemos que la velocidad de erosión del concreto es de 3 a 3.5 m/seg.

La cota mínima T'', está determinada por la velocidad crítica de sedimentación que es aquella en la que empiezan a sedimentar los materiales en suspensión, y para evitar ello se debe tener como mínimo una velocidad de 0.6 m/seg. En la práctica rechaza diseñar canales para velocidades menores que 1 m/seg. evitando en esta forma que se produzca la sedimentación (lámina N° 3).

Teniendo estos dos puntos como límites calculamos

una serie de pendientes para el canal de derivación y a cada uno de estos trazos le hallamos su costo, para determinar así mediante un gráfico, el trazo más económico y que tenga una pendiente apropiada. Prácticamente se hacen unos cinco tanteos y se adopta el más económico.



Después de la ubicación de la boca-toma, se hace la distribución de pendientes, el trazo con todos los registros, para luego entrar en su diseño.

En principio las boca-tomas se dividen en:

- 1.- Boca-tomas con rebose
- 2.- Boca-tomas sin rebose
- 3.- Boca-tomas con barraje a través del río
- 4.- Boca-tomas sin barraje a través del río

Las boca-tomas con barraje captan el agua con rebose y las sin barrajes captan el agua sin rebose, además el barraje o vertedero de derivación puede ser todo movable o sólo en parte para eliminar los elementos sólidos que arrastra el río y que podrían bloquear la boca-toma, lo ideal es que sea todo movable mediante compuertas, pero lo económico es hacerlo parte fija y parte móvil al lado de las compuertas de captación.

BOCA-TOMAS TIPO PERUANO.- Las boca-tomas clásicas tanto con barraje y sin barraje, en nuestro país no han dado resultado, porque nuestros ríos tienen arrastre fuerte de sólidos de fondo que al perder peso y debido a la gran pendiente del río vienen flotando y no obstante el rebose penetran a la boca-toma. Esto se podría evitar elevando el rebose pero resulta anti-económico. Este problema, en boca-tomas sin rebose se acrecienta aún más en época de avenidas.

Es por todos estos inconvenientes que se presentaron, que nuestros ingenieros de irrigación entre ellos el ingeniero Carlos Sutton (extranjero) y el Ing. Lizandro Mercado, se dieron a la busca de una solución que satisficiera las condiciones de nuestros propios problemas y tras largos años de experimentaciones y estudios sacrificados en que no encontraron mayor apoyo que su propio entusiasmo, dieron a luz un gran aporte a nuestra naciente técnica de irrigación, dieron a conocer dos tipos de boca-tomas netamente peruanas que más tarde vendrían a solucionar nuestros problemas, é inclusive llamar la atención de otros países empeñados en estudios parecidos. Debido a ellos, tenemos la satisfacción de contar con dos tipos de boca-tomas tipo peruano, y ellas son:

- 1.- Boca-tomas sin barraje tipo peruano
- 2.- Boca-tomas con barraje tipo peruano

Las boca-tomas sin barraje tipo peruano, para obviar los inconvenientes que presentan los sólidos flotantes, llevan una pantalla y con el objeto de obviar el estiaje crí-

tico se le ha colocado dos compuertas que son 10 cm. más altas que la abertura de la boca-toma, y funcionan en sentido inverso para de más se les ha dado una caída.

Las boca-tomas con barraje tipo peruano, se caracterizan porque llevan una pantalla frontal paralela al muro de compuertas, debajo de la cual hay un muro de rebose adicional que funciona como primer rebose. Se produce una subdivisión de presiones en la captación. La velocidad de entrada es la misma tanto en estiaje como en avenidas. Cuando el paramento es muy largo (mayores de 12 m), los cuerpos sólidos de fondo no son arrastrados totalmente y para evitar acumulaciones se ha puesto una tubería de presión de modo que pueda limpiar.

Estas boca-tomas de tipo peruano, en lo demás no difieren de las de tipo clásico. (Láminas N° 4 y 4a.)

En el diseño de la boca-toma, para determinar el volumen de captación se tomará en cuenta las pérdidas de carga tales como: evaporación, infiltración, desarenador, fricción, por fuerza motriz hidráulica, por posibles pérdidas en el manejo de las compuertas, etc., todas ellas se estiman en porcentajes que varían más que todo de acuerdo a un criterio práctico.

Las boca-tomas por lo general se tratan de ubicar en puntos que reúnan ciertas condiciones tales como:

- a) Que domine el área máxima posible de las tierras por irrigar.
- b) De ser posible que esté situada en una parte

convexa del río.

c) Tratar de que esté sobre terreno tal, que garantice una cimentación estable.

Además, para su cálculo se tendrá presente la determinación experimental del tirante de agua del río tanto en época de estiaje como en época de avenidas y preveer y hacer observaciones sobre posibles inundaciones que pudieran presentarse.

Con todo lo expuesto estamos en condiciones de escoger el tipo de boca-toma, y en general las boca-tomas sin barraje se usan en obras pequeñas y las con barraje en proyectos de gran envergadura. En nuestro caso, usaremos una boca-toma de tipo peruano.

b) CANAL DE DERIVACION.— Constituyendo esta parte de la obra, un gran porcentaje del costo de la irrigación, es necesario verificar un cuidadoso estudio de costos, a fin de escoger el trazado más económico, el mismo que determina el punto de ubicación de la boca-toma como se ha explicado anteriormente.

Para el cálculo y diseño de canales, adoptaremos la notación americana (Lámina N° 3).

Q = Gasto en m³/seg.

V = Velocidad en m/seg.

A = Area de la sección mojada en m².

d = Altura o tirante del agua en m.

b = ancho del fondo del canal en m.

p = Perímetro mojado de la sección del canal en m.

R = Radio medio hidráulico

S = Pendiente del canal

t = Talud de las paredes laterales del canal.

n = Coeficiente de fricción de Kutter.

f = Margen libre en la sección del canal.

De estos elementos se debe poner especial atención en la determinación del tirante de agua d, ya que es un tanto difícil y se hace a base de costos y ciertos criterios teóricos que se han dado; pero más depende de la experiencia del ingeniero.

a) Criterio de Etcheverry, dice que $d = \frac{1}{2} \sqrt{A}$ para canales en tierra y en topografía llana.

b) Moles Word ha criticado esto, y dice que sólo es aplicable a canales grandes, no así para chicos, que debe ser $d = \frac{1}{1.73} \sqrt{A} = \sqrt{\frac{A}{3}}$

canal chico aquel que tenga de 5 a 6 m² de A con velocidad límite que en canales de tierra es de 1.20 m/seg.

c) El criterio del mejor radio hidráulico, de perímetro mínimo; y se aplica sin discusión para canales revestidos en topografía llana y sería absurdo usarlo en ladera:

$$d = 2 R$$

d) Cuando $d > 2 R$ hay una mayor excavación, este caso se aplica en medias laderas.

Aquí se produce un aumento en el perímetro mojado

lo que redundaría en una mayor inversión para revestimientos; por esto se calcula primero con el criterio del mejor radio hidráulico y luego se va aumentando hasta llegar a una situación en que el costo es mínimo.

f) El criterio de una tabla empírica propuesta por EE.UU. después de muchos años de experiencia. Esta tabla sirve para controlar a los demás criterios.

Q en m ³	d en m.
5 m ³ ó menos	0.60 - 1.20
5 - 10	1.00 - 1.50
10 - 20	1.00 - 2.00
20 - 30	1.20 - 2.50
30 - 60	1.20 - 3.00

g) El criterio del diseñador a base de su experiencia, y es el que envuelve a los demás.

El cálculo de la velocidad, se hace con varias fórmulas entre ellas tenemos la de Chezy.

$$V = C \sqrt{RS} \quad C = \text{Coeficiente.}$$

Kutter propuso la misma fórmula dando un valor a C de:

$$C = \frac{23 + \frac{0.00155}{S} + \frac{1}{n}}{1 + (23 + \frac{0.00155}{S}) \frac{1}{\sqrt{R}}}$$

$$V = C, R^{1/2} S^{1/2}$$

n varía desde la rugosidad en ríos completamente de forma variada con vegetación abundante hasta la rugosidad de planchas metálicas ó cemento bruñido de 0.25 a 0.010.

Manning ha dado otra fórmula más simple y es la que se emplea más y con bastante aproximación aunque no como la de Kutter.

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

En el cálculo de canales cuando se presenta el caso de que son datos Q y S, teniendo en cuenta que tanto t como n son datos forzados, las ecuaciones de velocidad expuestas, resultan indeterminadas y la solución se hace por tanteos como el método gráfico ó el de la fórmula del Quinto.

Para facilitar este cálculo, tenemos una fórmula directa, encontrada por el Ing. Lizandro Mercado.

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

El coeficiente β también está en función de datos conocidos y para el mejor radio hidráulico $\beta = 0.608$.

La determinación de los demás elementos es bastante clara, por lo que no redundaremos en ello.

El canal de derivación que se extiende desde la

boca- toma hasta el punto donde se produce la caída hidráulica, se calcula para una capacidad constante y en él se proyectará ciertas obras de arte como:

- 1) Un desarenador
- 2) Un medidor Parshall principal.
- 3) Túneles
- 4) Acueductos principales
- 5) Alcantarillas
- 6) Rebosaderos en las quebradas principales
- 7) Aliviaderos de fondo.

Tanto los túneles como los canales, se proyectan con revestimiento para tener un mínimo gasto de conservación y por supuesto un eficiente y seguro funcionamiento.

c) DESARENADOR.- (lámina No. 5). El desarenador se calcula por el tiempo que demora una partícula de sedimento en caer más bajo que el fondo del canal de salida.

En principio no se ha llegado a conclusiones definidas para su cálculo principalmente del agua, pero el hecho es que para que las partículas empiezen a caer debemos estar con la velocidad crítica de sedimentación.

Velocidades a las cuales las partículas de sedimentación caen en agua tranquila a 10°C.

D en m m.		V en m m/seg
Arena gruesa	1.00	100
	0.80	83
	0.60	63
	0.50	53
Arena Media	0.40	42
	0.30	32
Arena Fina	0.20	21
	0.15	15
	0.10	8
Arena muy fina	0.08	6
	0.06	3.8
	0.05	2.9
Limos
	0.002
Arcillas Coloides

El problema está en calcular el largo del desarenador que se hace a base de coeficientes, mediante la fórmula:

$$L = K d' \frac{V}{V'}$$

d' = tirante en el desarenador, cuya determinación depende de un criterio práctico del diseñador.

V = velocidad en el desarenador que varía de 0.15

a 0.40 m/seg.

V' = Velocidad vertical de sedimentación, que depende del diámetro de las partículas.

K = Coeficiente de seguridad, que varía con la velocidad en el desarenador.

Velocidad cm/seg	K coef. seguridad.
20	1.25
30	1.50
40	1.75

En irrigación solo se quita la arena gruesa, ya que la arena media y la arena fina se necesita para las tierras.

Para fuerza motriz hidráulica se quita hasta la arena media y muchas veces hasta la arena fina, ya que estas traen consigo el desgaste de las paletas.

Los desarenadores más usados, son los constituidos por tasas de forma tronco-cónicas, con taludes mínimos 1:1 para que no se produzcan sedimentaciones y el ancho de cada una de ellas se determina por la fórmula:

$$b' = \frac{Q}{V d'}$$

pudiendo de esta manera, determinar el número de tasas que

entrarán en el largo del desarenador hallado.

A la entrada del desarenador se rompe la velocidad mediante rompientes metálicos para que adquiera la velocidad deseada en el desarenador, y a la salida se le da una caída necesaria para que el agua vuelva a recuperar su velocidad normal de cálculo. Esta caída se calcula por la diferencia de:

$$\frac{V_1^2}{2g} - \frac{V^2}{2g} = \text{altura de caída.}$$

V_1 = Velocidad en el canal.

V = Velocidad en el desarenador.

Como se vé, el cálculo de un desarenador se hace por métodos empíricos, pero si debemos tener en cuenta que pueden ser de carga continua y de carga intermitente siendo estos últimos los más recomendables.

d) PRESA REGULADORA.— Donde se pueda hacer una presa reguladora hay que hacerla, y puede constar simplemente de un dique de tierra. Se debe apreciar la capacidad de embalse de la laguna artificial para determinar el porcentaje del área de irrigación que se va a servir de ella.

La presa reguladora, tiene su razón de existir en la gran ventaja, de que determinada área solo se riega de día durante 12 horas, con una dotación doble de la que correspondería con riego de 24 horas.

e) CANAL MADRE.- El canal madre, empieza al entrar a las pampas desde el momento en que se deriva el primer lateral y se caracteriza porque será diseñado para tramos de gasto variable, siguiendo los mismos principios que se ha señalado para el canal de derivación.

En este canal, si las condiciones del terreno lo permiten también se puede proyectar una caída, lo mismo que túneles, sifón y una serie de obras de arte.

De este canal se derivan los canales laterales, proyectados con sus respectivas compuertas y medidores Parshall.

Como el gasto es variable, para los diferentes tramos del canal, se hace necesario diseñar una sección tipo, algunas de las cuales se muestra en la lámina No. 3. Los túneles por lo general se hacen en forma de herradura, y revestidos tratando de darle cierto coeficiente de rugosidad.

f) FUERZA MOTRIZ HIDRAULICA.- Lámina No. 6. En todo proyecto de irrigación es necesario contemplar una caída de agua, cerca del final del canal de derivación, para poder aprovechar todo el agua, en la nueva zona de vida, satisfaciendo las futuras necesidades de energía, para lo cual se debe tener presente, que el mínimo necesario de energía por Ha es de 0.1 Kw.

$$Kw = \frac{Q \times h}{100 \times 1.36}$$

Kw = Kilowatts necesarios.

Q = Gasto en litros.

h = altura de caída en m.

Con esta fórmula podemos determinar la altura de caída que debemos tener en el punto escogido. Esta potencia multiplicada por 8760 horas nos dá el total de Kw-año, del que no se utiliza íntegramente todo, sino un 75 % solamente en el caso de Lima esta utilización es de 65 %.

La ventaja, de utilizar esta forma de energía estri
ba en que:

1o. Nos dá fuerza motriz para combustible eterno

2o. Con un solo dato técnico podemos ver la gran importancia que significa para una región esta forma de energía barata.

Comparando costos de producción, con la energía del petróleo, tenemos:

El costo de 1 Kwh. que se puede producir en el tablero central hidroeléctrico en Lima varía alrededor de \$0.15.

Ahora, la energía del petróleo, solo se puede aprovechar hasta un 30 % y para producir 1 Kwh se necesitan 250 gramos de petróleo, que al costo de nuestro petróleo representa \$0.082, solo el combustible, al que se debe agregar desgaste de maquinaria, depreciación, llegándose a precisar que 1 Kwh cuesta producirlo alrededor de \$0.35 esto con

petróleo nacional.

Tratándose de petróleo importado, la diferencia de costo resulta mayor, ya que en vez de abonar \$0.082 por 250 gramos, tendríamos que abonar alrededor de \$0.20, resultando en este caso que la producción de 1 Kwh es de \$0.47 cifra que es realmente la verdadera, ya que está basada en el precio del petróleo en el extranjero y no en el precio del petróleo nacional que es muy bajo, siendo quizá este el motivo por el que no se da gran auge al desarrollo de nuestra energía hidroeléctrica.

Como se vé, la fuerza termoeléctrica resulta a un precio elevado; y como para colonizar rápidamente una zona, se hace necesario dotarla de fuerza electro-motriz barata, para que así entre a un estado de semi-industrialización concluimos que debemos tener centrales hidroeléctricas en vez de centrales termoeléctricas.

g) SISTEMA DE DISTRIBUCION, DRENAJE Y CAMINOS VECINALES.— El sistema de distribución está constituido por una serie de canales laterales, sublaterales y distributarios con sus respectivas compuertas y medidores Parshall en cada punto de toma.

El sistema de drenaje, se diseña por las partes de mayor depresión.

Los caminos vecinales, no solo se construyen con el propósito de facilitar la inspección de las obras, sino para

enlazar la zona, en las mejores condiciones posibles, con los otros centros de producción existentes, por lo que deben tener como mínimo un ancho de 16 m., llevando a manera de cunetas, drenes cuando va por las depresiones, y canales laterales cuando lo hace por las partes altas.

h) VOLUMEN DE OBRAS.- En el volumen de obras se consideran las siguientes partidas:

- 1) Movimiento de tierras en m³
- 2) Area de revestimientos en m²
- 3) Vaceado de concreto en m³
- 4) Cemento necesario en barriles.

Al determinar el movimiento de tierras, se debe medir con planímetro el área de las secciones transversales tanto de la parte triangular como trapezoidal separadamente, ya que esta última cuesta 50 % más que la triangular por ser el terreno más contemporáneo.

Para hallar el volumen de tierras, es recomendable usar la fórmula prismoidal.

$$V = \frac{1}{3} (A+B+\sqrt{AB}) \times L$$

V = Volumen de tierras

A = Area triangular o trapezoidal de la sección transversal.

B = Area triangular o trapezoidal de la sección transversal.

L = Distancia entre secciones transversales, que es igual a

20 m. y en las curvas se reduce hasta 5 m. este valor.

i) LOTIZACION.— Tratándose de un anteproyecto se efectuará en el plano preliminar a escala $1 = 50,000$, teniendo en cuenta los factores de riego, drenaje, caminos vecinales y geometría, que deben estar combinados armónicamente y equilibrados en la solución del problema.

Los lotes deben ser más o menos rectangulares aceptándose hasta una relación de $1 : 3$ entre sus lados, con un área máxima de 300 Ha y 5 Ha. como mínimo.

Para el sistema de distribución, y drenaje, generalmente 2 bordes contiguos del lote sirven de drenaje y los otros 2 de riego.

También debemos tener muy en cuenta, que al realizar la lotización, debemos garantizar que todo lote tenga acceso a los caminos vecinales. Lámina No. 7.

j) ESTACION METEOROLOGICA Y RED TELEFONICA.— Generalmente en el centro de gravedad de las pampas, se debe instalar un Observatorio Meteorológico de primer orden.

Así mismo se debe instalar una red telefónica que una el campamento central con la boca-toma y otras obras que por su interés lo exijan.

CAPITULO VI

ASPECTO ECONOMICO Y SOCIAL

1) ASPECTO ECONOMICO.— En este punto, determinaremos la entrada bruta en productos alimenticios e industriales que darán las tierras irrigadas en plena producción durante un año, para deducir luego, de acuerdo a nuestra estadística lo que corresponderá como utilidad al capital particular y otro tanto al Estado por concepto de impuestos directos e in directos. Cada una de estas partidas oscila alrededor del 30 %.

2) ASPECTO SOCIAL.— El Perú con una población de cerca de 9 millones de habitantes y con una extensión económica de solo 15,500 Km² lo que da una densidad de más de 580 habitantes por Km² con un coeficiente de menos de 0.2 Ha. por habitante, contra más de 1 Ha. por habitante en los EE.UU., 1.75 Ha./ hab. en la Argentina, 0.3 Ha/hab. en México y 0.5 Ha/hab. en Chile, para conservar por lo menos este ínfimo coeficiente, necesita incorporar a su área productiva, de a cuerdo con su crecimiento vegetativo é inmigratorio, un mínimo de 30,000 Ha por año, contra 1,000 Ha que es lo que es tá ganando en promedio, desde hace medio siglo.

Por las razones expuestas, todo proyecto de irrigación en el Perú, tiene una trascendencia social de vital importancia.

portancia, porque creando nuevas áreas de vida tienden a solucionar en forma integral nuestros problemas nacionales principalmente el de alimentación y vivienda, ya que la irrigación no solo es creación de vida vegetal sino también humana, acrecentando las poblaciones no solo rurales sino también urbanas.

Además, en un proyecto de irrigación, se debe prever y señalar zonas, destinadas al nacimiento de poblaciones rurales que puedan albergar la cantidad de 1 hombre por Ha. irrigada, tratando en lo posible que estén cerca al mar, é incluso se debe reglamentar de tal modo que nada ni nadie pueda apropiarse de estas zonas, por ningún medio posible, por estar destinadas según un proyecto, a dar nacimiento a un nuevo núcleo vital que más tarde jugará papel preponderante en nuestra riqueza.

Por todo lo expuesto debemos dar amplias facilidades a todo proyecto de irrigación tanto estatal como particular, aceptando y apoyando íntegramente todo su contenido, porque no debemos olvidar que nuestro país es eminentemente agrícola-ganadero y si queremos hacer un Perú grande: ¡Hagamos Irrigaciones! .

CAPITULO VII

PRESUPUESTO Y CONSTRUCCION

1) PRESUPUESTO.- Los presupuestos se hacen a base de un análisis minucioso de costos, teniendo en cuenta la maquinaria a usarse ó el rendimiento del obrero. Generalmente la parte triangular se hace con tractores y la trapezoidal con palas mecánicas; a falta de maquinaria se hace a mano de hombre, en cuyo caso es fundamental conocer su rendimiento por hora que depende de la naturaleza y fisiología del terreno, y al sacar su jornal tipo por hora debe agregársele 50% por obligaciones sociales.

Cuando se usa maquinaria, debemos distinguir los gastos directos é indirectos.

GASTOS DIRECTOS.- Comprenden los jornales, obligaciones sociales, materiales como combustibles, lubricantes, depreciación de la maquinaria que generalmente se deprecian en 10,000 horas de trabajo, reparación de la maquinaria que en el Perú llega a un 10 % anual de su primitivo valor.

GASTOS INDIRECTOS.- Aquí se consideran todos aquellos que no se pueden aplicar directamente, sino que hay que prorratarlos no solo en magnitud sino también en calidad.

Estos gastos tienen las partidas a saber:

1o.- Estudios y diseños con sus salarios, jornales y materiales.

- 20.- Ingeniería y administración con sus salarios, jornales, materiales y equipo como carros, implementos de oficina, etc.
- 30.- Tránsito de ingeniería y administración con salarios, jornales, materiales y equipo.
- 40.- Tránsito interior de carga con salarios, jornales, y materiales.
- 50.- Obligaciones sociales.
- 60.- Amortización, reparación y conservación de equipo.
- 70.- Expropiaciones.
- 80.- Intereses y descuentos.
- 90.- Gastos legales
- 100.- Imprevistos de los gastos indirectos.

Con todas estas partidas acumuladas, estamos en condiciones de fijar el presupuesto que requiere la obra, dando término así al estudio, con una memoria descriptiva, con su respectivo balance económico, que es el que en última instancia define la ejecución del proyecto.

2.- CONSTRUCCION.- En este acápite se indicará, el equipo de que dispone la compañía que se hará cargo de la ejecución de la obra, indicando además un cuadro de organización y por rutina un plan de trabajo, en el que se vea claramente la fecha de iniciación de la obra, y la fecha de entrega de la misma, indicando los avances correspondientes.

PROYECTO DE IRRIGACION

CAPITULO VIII

TRAZO DEL CANAL DE DERIVACION

Iniciando los estudios correspondientes a un proyecto de irrigación, analizaremos las partes de que consta el TRAZO DE PRIMER ORDEN y son:

- 1.- Línea de gradiente
- 2.- Ploteo de la línea de gradiente
- 3.- Determinación de tangentes sobre los planos o sobre este ploteo.
- 4.- Replanteo y estacado de las tangentes y curvas, previo cálculo de estas.
- 5.- Nivelación longitudinal de las estacas del eje del canal.
- 6.- Ploteo de algunos P.I. definitivos.
- 7.- Levantamiento de las secciones transversales en cada estaca del trazo.
- 8.- Dibujo de los perfiles longitudinales y transversales.
- 9.- Metrados
- 10.- Presupuesto.

El resumen del trazo, se hace mediante los siguientes registros:

- 1.- Registro de distribución de pendientes
- 2.- Registro de la línea de gradiente.
- 3.- Registro del trazo propiamente dicho.
- 4.- Registro de la nivelación longitudinal de las estacas.
- 5.- Registro de las secciones transversales

Estos registros se hacen mediante cuadros que se indicarán en su debida oportunidad.

1.- LINEA DE GRADIENTE.- Es un trazo preliminar, consiste en una línea que va bajando con una pendiente dada, y sirve para determinar las líneas tangentes del trazo definitivo. Se acostumbra trazar colocando estacas cada 20 m. y como es un preliminar del trazo verdadero no hay curvas.

Los puntos de cambio de la línea de gradiente se trazan con aproximaciones de milímetros, y la cota de partida se encuentra en el fondo del río y hay que buscarla con el nivel.

Para trazar la línea de gradiente se necesita: nivel del ingeniero, mira graduada al cm. con la tarjeta que contiene graduación metálica al milímetro (mira Philadelphia), cada de 20 m., libreta de nivelación, un nivel de mano que sirve para colocar el aparato más o menos en su posición altimétrica conveniente, estacas, comba de 3 libras, machete para terreno con vegetación, lápiz tinta para ennumerar las estacas, lápiz 2H, un corta plumas completo.

El personal necesario es: 1 ingeniero nivelador, 1

CUADRO DEL REGISTRO DE DISTRIBUCION DE PENDIENTES

Kilometraje Estructura	DISTANCIAS		Pen- diente de nivel	Cota Inicial	Cota Final	Angulo de flexión	Tipo de sec.	Observa- ciones.
	Parcial	Al origen						

porta instrumento, 1 porta mira, 2 cadeneros, 2 cargadores de estacas, 1 combero, o sea un mínimo de 8 hombres.

Si el terreno es de mucha pendiente, habrá una pequeña cuadrilla con sus herramientas necesarias, para abrir pequeñas trochas y si hay monte debe incluirse a los macheteros y por último se debe considerar a los hombres que llevan alimentación.

Luego, llegamos a la conclusión de que mínimo es 8 hombres, y se aumentan otros más de acuerdo a las condiciones del terreno.

La libreta de campo es de nivelación, y el registro es parecido al cuadro de distribución.

Para determinar la pendiente de la línea de gradiente, en nuestro caso tenemos como datos conocidos: $Q = 13 \text{ m}^3/\text{seg}$, $t = 1:1$, $n = 0.018$, la velocidad consideraremos entre $1 \text{ m}/\text{seg}$ y $4 \text{ m}/\text{seg}$ que son las velocidades críticas de sedimentación y erosión respectivamente, el tirante lo calcularemos para el mejor radio hidráulico $d = 2 R$ y tenemos como cálculo preliminar:

$$Q = 13 \text{ m}^3/\text{seg}$$

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

$$A = 4.33 \text{ m}^2$$

$$d = 0.74 \sqrt{4.33} = 1.54 \text{ m.}$$

$$b = 0.631 \sqrt{4.33} = 1.315 \text{ m.}$$

$$p = 2.705 \sqrt{4.33} = 5.64 \text{ m.}$$

$$R = 0.77$$

$$S =$$

$$t = 1 : 1$$

$$n = 0.018$$

$$f =$$

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

$$s = \left(\frac{vn}{R^{2/3}} \right)^2 = \left(\frac{3 \times 0.018}{0.77^{2/3}} \right)^2$$

$$s = \left(\frac{0.054}{0.84} \right)^2 = 0.00413$$

La pendiente hallada $s = 0.00413$, la redondeamos a $s = 0.004$ que es la definitiva que con los datos ya conocidos hallamos la velocidad verdadera, que nos servirá para determinar definitivamente los demás elementos.

$$Q = 13 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$V = 2.96 \text{ m}/\text{seg}$$

$$A = 4.40 \text{ m}^2$$

$$d = 0.74 \sqrt{4.4} = 1.55 \text{ m.}$$

$$b = 0.631 \sqrt{4.4} = 1.32 \text{ m.}$$

$$p = 2.705 \sqrt{4.4} = 5.68 \text{ m.}$$

$$R = 0.775$$

$$s = 0.004$$

$$t = 1:1$$

$$n = 0.018$$

$$f = 0.45$$

Fórmula del Ing^o L. Mercado

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

$$V = 0.608 \sqrt[2]{13^{1/2} \left(\frac{0.004^{1/2}}{0.018}\right)^{3/2}}$$

$$V = 0.608 \sqrt[2]{3.61 (3.51)^{3/2}}$$

$$V = 0.608 \sqrt[2]{3.61 \times 6.58}$$

$$V = 2.96$$

Los elementos se han calculado, con ayuda de cuadros que existen en el MONOGRAMA DE LA FORMULA DEL Ing^o MERCADO PARA EL CALCULO DE CANALES, fórmula que nos permite suprimir el método de tanteos.

Con esta pendiente definitiva $s = 0.004$, se traza la línea de gradiente, bajando 0.08 m. cada 20 m., para luego trazar las tangentes del trazo, que se enlazan con el trazo geométrico que empieza en la boca-toma.

CUADRO DEL REGISTRO DE LA LINEA DE GRADIENTE

Ing° Nivelador Porta mira

Porta Instrumento

.....

LINEA DE GRADIENTE

Fecha

I P.BM. Km.	V. atrás	\bar{A}	V. adelante	Elevación de Gradiente	Observaciones
BM					
.....
0 + 000					
.....
0 + 020					
.....
.....

2.- PLOTEO DE LA LINEA DE GRADIENTE.- Consiste en llevar todos los puntos del terreno al plano, lo que se consigue mediante la plancheta ya que no se hace mucho uso del teodolito. Para empezar, ubicamos el punto donde está el plano por medio del problema de Photenó y dirigimos visuales a todos los puntos, combinando la altimetría dada por la gradiente y la planimetría dada por las tangentes.

La línea de gradiente se acostumbra trazar en la intersección del terreno con el pelo de agua, pero el trazo verdadero se hace en el eje, por consiguiente antes de determinar las tangentes se corre ladera arriba la distancia $T/2$, siendo T el ancho superficial.

En el trazo de 2° orden, no se plotean los puntos y el trazo de tangentes y curvas se hacen en el mismo terreno, y la línea de gradiente ya está desplazada en la distancia $T/2$, lo que se consigue con una cañita.

3.- DETERMINACION DE LAS TANGENTES, SOBRE LOS PLANOS .- Las tangentes se determinan lo más próximo posible al control de la línea de gradiente ya desplazada, haciendo lo posible porque haya el menor número posible de tangentes y combinando cortes y rellenos. El radio mínimo aceptado en las curvas es:

$$R = 5 T$$

$$T = \text{ancho superficial.}$$

4.- REPLANTEO Y ESTACADO DE LAS TANGENTES Y CURVAS PREVIO CALCULO DE ESTAS.- Una vez determinadas las tangentes y curvas en los planos, se llevan al terreno, para lo cual hacemos uso de la plancheta, ubicando el sitio de la estación por medio del problema de Photenó y por el método corriente de ángulo y distancia se replantean las tangentes, determinando todos los P I. (puntos de intersección).

Luego, para efectuar el estacado de las tangentes y

curvas, hacemos uso del teodolito el que colocamos en $0 + 000$ y alineamos con $P I_1$ y estacamos cada 20 m. hasta llegar a $P I_1$, donde hacemos cambio de dirección colocando el teodolito en $P I_1$, (marcado por estaca empotrada en concreto y lleva un clavito que indica el punto exacto) de donde dirigimos una visual a la primera estaca $0 + 000$, luego se transita el telescopio, el jalonerero se coloca en $P I_2$ y dirigiendo una visual a este punto se determina el ángulo de flexión I .

Desde este punto $P I_1$ donde nos encontramos no se puede seguir adelante con el estacado sin antes haber calculado la longitud de la curva.

Para el cálculo de una curva debemos considerar los siguientes elementos:

I = Angulo deflexión

R = Radio de la curva

T = Tangente de la curva

E = External de la curva

L_c = Longitud de la curva

$\frac{1}{2} L_c$ = Media longitud de la curva.

y debemos conocer 2 de estos datos, siendo uno de ellos el ángulo deflexión y el otro debe ser el radio, para cuyo cálculo tenemos la regla siguiente: El radio debe ser como mínimo 5 veces el ancho superficial T .

$R = 5 T$ (para canales de régimen lento).

Se considera que un canal es de régimen lento cuando:

$$\frac{v^2}{2g} = \frac{\text{Area mojada}}{2T} \dots\dots\dots \text{régimen crítico}$$

$$\frac{v^2}{2g} < \frac{\text{Area mojada}}{2T} \dots\dots\dots \text{régimen lento ó subcrítico}$$

$$\frac{v^2}{2g} > \frac{\text{Area mojada}}{2T} \dots\dots\dots \text{régimen turbulento o supercrítico.}$$

Para canales supercríticos, la regla ya no es tan sencilla; y en todo caso depende de la velocidad del canal.

Los demás elementos se hallan con el auxilio de tablas quedando de esta manera determinados el PC y pT. que no estarán precisamente sobre estacas enteras y para continuar con el estacado de 20 m. en 20 m., a partir de pT. hallamos la distancia que nos dé una estaca completa, de donde continuamos hasta llegar a P I₃, donde nuevamente se repite lo que acabamos de describir.

REGISTRO DEL TRAZO PROPIAMENTE DICHO

Se usa la libreta que hemos utilizado para el registro de la línea de gradiente.

Cuando el canal es de tierra y de curva pequeña, ésta se traza con el Pc, E y P T, solamente; si la curva es grande se hacen deflexiones para cuerdas de 10 m. y si fuera revestido las cuerdas serán de 2 m.

Cuando se construye el canal, se debe referir el P I, de tal manera que se pueda restituir en caso de que se haya

Ing° Nivelador	Porta mira Porta Instrumento T R A Z O Fecha				
Km	V. atrás	∧	V. adelante	Cotas	Observaciones
0 + 000
0 + 020
P I ₁
P c
E
PT
.....

movido o perdido, para lo cual se visa un punto a unos 10 m. del PI, y en el mismo alineamiento visamos otro punto a distancia prudencial, estos puntos van definidos por estacas afirmadas en concreto.

En nuestro caso hemos calculado cinco curvas y cuya magnitud de sus elementos se indican en un cuadro impreso en

el plano # 3.

5.- NIVELACION LONGITUDINAL DE LAS ESTACAS DEL TRAZO.

Se hace uso del nivel de trípode, el que antes se prueba si está bien, y se coloca a una distancia de 100 m más ó menos del 0 + 000, se halla la altura instrumental con respecto a un B M. que debe existir cerca, para lo cual se visa este BM, teniendo así una vista atrás que sumada con la cota del BM nos dá la altura instrumental; luego se realiza una serie de vistas adelante, quedando nivelados 200 m. más o menos.

Una vez dada la última vista adelante (generalmente la décima), se hace un punto de cambio, para lo cual el portamira escoge un punto fijo que lo marca con crayon o se clava una alcayata a falta de éste, y se coloca en él, para que el ingeniero nivelador dé una visual al milímetro, después de lo cual se halla en condiciones de trasladar el instrumento, dar una vista atrás y luego continuar con la nivelación de las estacas, hasta llegar al Km, donde una vez dada la visual a la última estaca, se visa el siguiente BM comprobando de esta manera una vez más la cota del BM, que nos sirve de control.

Para realizar la nivelación longitudinal de las estacas, se necesita 2 ayudantes, una mira, un nivel de ingeniero, crayón, alcayatas y una comba para marcar los puntos de cambio.

REGISTRO DE LA NIVELACION LONGITUDINAL DE LAS ESTACAS

Se realiza mediante el siguiente cuadro:

(En nuestro caso las cotas se han hallado en el plano).

Ing° Nivelador Porta mira

Porta instrumentos

.....

NIVELACION LONGITUDINAL

Fecha

BM. TP. Km.	V. atrás	∩	V. adelante	Cotas	Observaciones.
BM (Toma)
0 + 000
0 + 020
0 + 040
.....
.....
0 + 200
T P
.....
0 + 220
.....
1 + 000

6.- PLOTEO DE ALGUNOS PI. DEFINITIVOS.- Si se cambian algunos PI. en el terreno, ya que ha podido haber un error en el plano, naturalmente que se corrige en los planos, es decir se realiza su ploteo.

7.- LEVANTAMIENTO DE LAS SECCIONES TRANSVERSALES EN CADA ESTACA DEL TRAZO.- Como ya se ha hecho la nivelación longitudinal de las estacas conocemos la cota de cada una de estas y procedemos a sacar las secciones transversales, dentro de las que tenemos que dibujar la sección del canal.

Las secciones transversales se sacan de diferentes maneras: con nivel de mano ó eclímetro, por el método de resaltes, con mira y eclímetro, con nivel de trípode, etc.

El método standart es con el nivel de mano o eclímetro, para el que se necesita 2 ayudantes, mira, nivel de mano, wincha de 20 m. y otros accesorios como cuchilla, lápiz, etc. En este método el seccionista se para en la estaca y la mira debe estar colocada a unos 10 m. determinando la cota del terreno mediante la sustracción que se hace de la altura instrumental y la lectura que se efectúa en la mira.

Debe existir un patrón de registro, que coincida con el dibujo realizado, esto se hace mediante un cuadro, que constituye el 5° registro de las secciones transversales, y como ya se dijo, debe adaptarse al dibujo que se haga.

8.- DIBUJO DE LOS PERFILES LONGITUDINALES Y TRANSVERSALES.- Ante todo se escoge la escala de acuerdo a la magnitud del canal y topografía del terreno, en nuestro caso hemos

usado para la escala horizontal 1:2000 y para la vertical un décimo de la horizontal o sea 1:200, esto para el perfil longitudinal en el que además se indica, los elementos altimétricos, planimétricos, fisiográficos, etc. como se indica en el plano # 4.

Los perfiles transversales se dibujan con ambas escalas iguales y por facilidad se usa 1:100 tanto para la horizontal como para la vertical. Estas secciones transversales tienen importancia en los metrados, teniendo presente que el corte triangular cuesta menos que el corte trapezoidal.

9.- METRADOS.- Para hacer los metrados, se dibujan las secciones transversales, generalmente a escala 1:100, y sobre estas se dibujan las secciones tipo de los canales calculados anteriormente, determinándolos por la cota del terreno y la cota del fondo del canal correspondientes al tramo que se está tratando.

Sobre este perfil se dibuja la sección tipo del tramo trazado anteriormente también determinado por la cota de la rosante y la del fondo del canal, encontrándonos luego en condiciones de hacer los metrados; hallando separadamente las áreas de la sección triangular, y trapezoidal mediante el planímetro.

Los tramos a tomarse son de 20 m. que en las curvas disminuyen, y para hallar los volúmenes se hace uso de la fórmula prismoidal:

$$V = \frac{1}{3} \times [A + B + \sqrt{A \cdot B}] \times L$$

V = Volumen que se desea determinar

A = Area de una sección

B = Area de la otra sección

L = Distancia que separa ambas secciones.

Como se dijo, se trabaja por separado la parte triangular y la trapezoidal, ya que esta última cuesta 50% más que la triangular, debido a que la línea de resistencia de la parte triangular es menor y a que el terreno de la parte trapezoidal es más contemporáneo.

10.- PRESUPUESTOS.- Todo lo concerniente a presupuestos, por tratarse de un punto bastante importante, se ha expuesto en el capítulo VII - Pág. 63.

CAPITULO IX

BOCA-TOMA TIPO PERUANO CON BARRAJE

Para nuestro proyecto hemos decidido, diseñar una boca toma tipo peruano con barraje que en síntesis consiste en:

1° DESCRIPCION:

- 1.- Muro de compuertas con sus respectivos contrafuertes, debajo del cual está el muro de rebose.
- 2.- Transición en forma hidrodinámica entre la sección del muro de compuertas y la sección del canal de derivación.
- 3.- Muros de sostenimiento, limitando el muro de compuertas y la transición.
- 4.- Vertedero de derivación a través del río, que puede ser todo movable o parte fija y parte móvil que es la más económica; con su respectivo zolado aguas abajo terminando con un relleno de escollera.
- 5.- Pantalla frontal paralela al muro de compuertas, debajo de la cual hay un muro de rebose adicional que funciona como primer rebose.
- 6.- Muro de encauzamiento paralelo al muro de compuertas y con altura igual a la de rebose.

7.- Transición entre muros de sostenimiento y los taludes del río (por medio de cara olabeada al río).

8.- Muro de encauzamiento en la rivera opuesta.

9.- Transiciones de este muro.

2° FUNCIONAMIENTO:

En estiaje la compuerta de la cámara de presiones permanece cerrada, y el agua penetra al canal de derivación sin ningún inconveniente.

En aguas medias al agua toma altura mayor y pasa por encima del vertedero, lo que no conviene ya que la arena que trae se asienta, por lo que se levanta un poco las compuertas del vertedero.

En aguas máximas, trae mucho sólido flotante y para que el agua entre con una velocidad regular y no erosione la compuerta de limpia se levanta ésta hasta arriba y se baja la compuerta de la boca-toma.

3° VENTAJAS

1.- En avenidas máximas se evita el ingreso de sólidos flotantes mediante la pantalla frontal.

2.- Debido a los dos reboses que tiene, se evita la entrada de sedimentos de fondo.

3.- Se produce una subdivisión de presiones, y en el primer rebose el agua entra con presión mínima, lo que trae consigo que el agua entra con menor velocidad debido a que la

carga es menor.

4.- En aguas medias el agua entra por el primer rebalse, prácticamente con la misma velocidad que en estiaje, lo que evita la succión.

4° UBICACION

En cuanto a la ubicación de la boca toma y algunos otros aspectos se ha hablado ampliamente en las págs. 43 a 48.

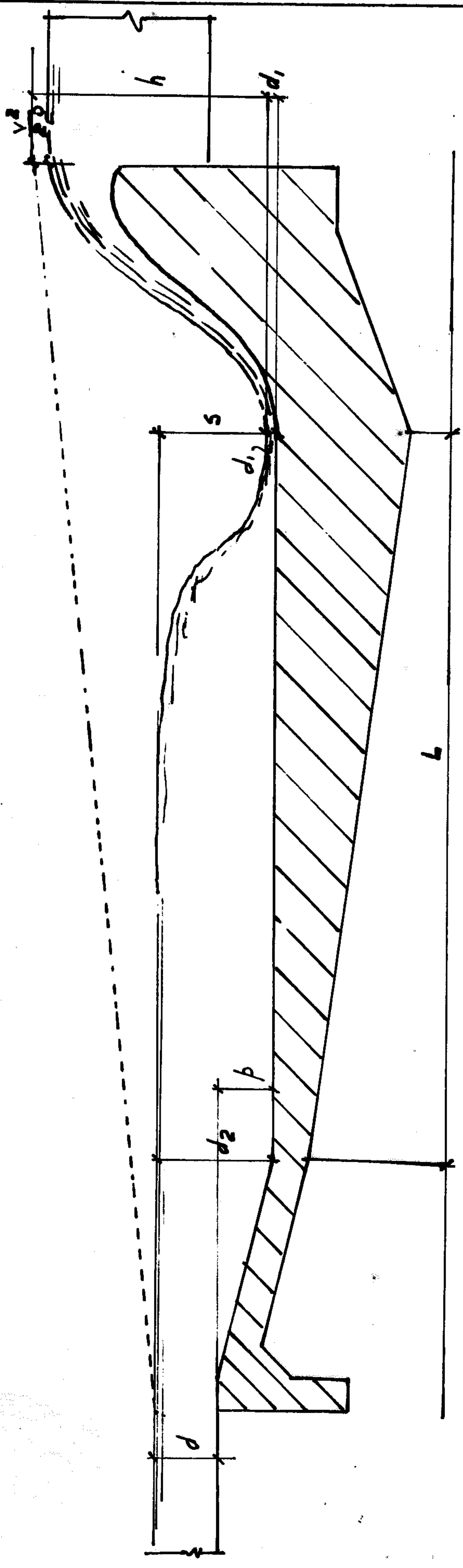
Antes de entrar a realizar los cálculos de la boca toma hablaremos un poco sobre salto hidráulico.

5° SALTO HIDRAULICO

Cuando se pasa de regimen turbulento a tranquilo, la velocidad se reduce transformándose en carga potencial, ocurriendo un choque interno con pérdida de energía que se manifiesta por una elevación brusca de la superficie del agua, acompañada de remolinos con efervescencia en dicha superficie; a este fenómeno que absorbe debido al choque producido parte de la energía cinética se denomina Salto Hidráulico. Este fenómeno fué estudiado con reducciones de velocidades por Belanger.

Según las experiencias de los más distinguidos hidráulicos, se ha llegado a la conclusión de que de los diversos métodos existentes para la absorción de la Energía Cinética, el más eficaz de todos es el de producir el salto hidráulico.

Para estudiar este fenómeno, es necesario determinar la relación que liga los estados de la corriente antes y des-



SALTO HIDRAULICO.

pués del salto, quedando definidos por los tirantes respectivos que reciben el nombre de TIRANTES CONJUGADOS.

Si se pudiera conocer la pérdida de Energía, debido al choque, estaríamos en condiciones de aplicar el teorema de Bernouilly, pero ante esta dificultad nos valdremos del principio de las cantidades del movimiento para realizar el salto hidráulico, y establecer la relación entre los tirantes conjugados, dada por las siguientes fórmulas:

$$d_1 = -\frac{d_2}{2} + \sqrt{\frac{d_2^2}{4} + \frac{2V_2^2 d_2}{g}} \quad (1)$$

$$d_2 = -\frac{d_1}{2} + \sqrt{\frac{d_1^2}{4} + \frac{2V_1^2 d_1}{g}} \quad (2)$$

Antes del salto en el punto d_1 , se calcula el régimen de la corriente, para así conocer el tirante H , luego de lo cual se procede de la siguiente manera.

Nos suponemos d'_1 , próximo al verdadero d_1 de acuerdo a la experiencia, luego:

$$H - d'_1 = h$$

conocido h , se calcula la velocidad en la zona d_1 , aplicando la fórmula de caída libre de los cuerpos.

$$V'_1 = \sqrt{2gh}$$

Y como el gasto Q es conocido, tenemos que podemos hallar el área:

$$A'_1 = \frac{Q}{V'_1}$$

Una vez hallada el área, podemos determinar un nuevo tirante conjugado d''_1 , ya que conocemos el ancho b del río.

$$\frac{A'_1}{b} = d''_1$$

Este nuevo tirante d''_1 resulta diferente que d'_1 supuesto; y volvemos a realizar un nuevo cálculo empezando con d''_1 , así tendremos:

$$H - d''_1 = h'$$

$$V''_1 = \sqrt{2 g h'}$$

$$A''_1 = \frac{Q}{V''_1}$$

$$d''' = \frac{A''_1}{b}$$

Si este valor d''' difiere de d'' , seguimos haciendo tanteos empezando con d''' ; hasta que resulten iguales los valores del tirante que se supone y el que resulta de los cálculos que se ha indicado, y cuando esto suceda estaremos en el verdadero tirante conjugado d_1 .

Una vez determinado d_1 , nos encontramos con que p también ha sido supuesto, y el tirante conjugado d_2 sería:

$$d_2 = d + p$$

d = tirante conocido del régimen del río.

Conocido d_1 y d_2 aplicamos la fórmula (2) y si resulta una identidad, el problema está resuelto, pero si no es así, tenemos que variar p aumentando o disminuyendo de acuerdo al

caso; y al vaciar p nos cambian todos nuestros datos que habíamos determinado y tenemos que empezar nuevamente el problema.

De estamanagera se realiza una serie de tanteos hasta que como último resultado obtengamos la identidad expresada por la fórmula (2).

6° LARGO DEL COLCHON

Varía de 4 a 8 veces el salto hidráulico S.

7° LARGO DEL CAMINO DE PERCOLACION

Se calcula basándose en el principio de que el camino de percolación bajo la presa debe ser suficientemente largo para que la velocidad del agua no sea capaz de arrastrar el material en que ella descansa. El Ing° Bligh, asegura que de los experimentos hechos en la India con piezómetros para determinar las subpresiones bajo el zolado de la presa, resulta que el camino de percolación no es la distancia más corta entre la entrada y salida del agua, aguas arriba y aguas abajo de la presa, sino una línea quebrada que corre a lo largo del perímetro de contacto del terreno con la cara inferior de la presa, de aquí se deduce que cada cortina, alarga el camino de percolación en el doble de su longitud, repetimos que el largo del camino de percolación debe ser tal que prevenga la socavación por arrastre del material bajo la presa.

Bligh recomienda después de su larga experiencia la

siguiente fórmula:

$$L = C H$$

L = Largo del camino de percolación.

H = Máxima diferencia de nivel entre aguas arriba y aguas abajo de la presa.

C = Coeficiente que depende del material del fondo del río.

El hidráulico Cane con mayores experiencias que Bligh aplica la misma fórmula anterior pero determina otros coeficientes para c, con la condición de que las longitudes horizontales del fondo de la presa deben ser determinadas tomando un tercio éstas. Entonces los valores de este coeficiente para Cane son:

<u>Clase de Material</u>	<u>Valor de C</u>
1.- Arena muy fina o limo	8.5
2.- Arena fina	7
3.- Arena media	6
4.- Arena gruesa	5
5.- Grava fina	4
6.- Grava media y arena	3.5
7.- Grava gruesa	3
8.- Bloques, soleras con algunos morrillos y grava	2.5
9.- Arcilla plástica	3
10.- Arcilla consistente media	2
11.- Arcilla dura	1.8
12.- Arcilla muy dura (Hard pad).	1.6

Una vez hallada la longitud del camino de percolación por esta fórmula, la comparamos con la longitud real del diseño en que como se ha indicado se toma sólo la tercera parte de las longitudes horizontales; más el íntegro de las cortinas, si la longitud de diseño es mayor que la hallada por la fórmula adoptamos la de diseño, pero si resulta menor debemos aumentar, tratando de satisfacer siempre el caso más desfavorable.

8° ESPESOR DEL SOLADO

Se calcula o depende de la subpresión o presiones neutras, originadas por el paso del agua bajo la presa, por consiguiente este debe tener el espesor suficiente para resistir las subpresiones del agua.

El espesor de los solados puede calcularse de dos maneras:

- a) Conectando el solado a pilares de anclaje.
- b) Haciendo el solado suficientemente grueso para que su peso balancee a la subpresión.

Generalmente para determinada velocidad de la subpresión en cualquier punto del solado se construye gráficamente la línea de gradiente hidráulica.

El espesor del solado se calcula para que por su peso resista a la subpresión y para más garantía el peso de la fábrica debe ser $1/3$ más que la subpresión y el espesor no debe ser nunca menos de 3 pies (1 m).

De modo que si H es la subpresión máxima en m

de carga de agua en el solado, t su espesor y p el peso de m^3 del solado, tendremos entonces:

$$p t = \frac{4}{3} H$$

$$t = \frac{4}{3} x \frac{H}{p}$$

CAPITULO X

CALCULOS JUSTIFICATIVOS

1.- CALCULO DEL RIO

Primeramente para poder calcular la curva de remanso calcularemos el río aguas arriba y para la descarga máxima.

Como datos conocidos tenemos:

$$Q = 320 \text{ m}^3/\text{seg.}, \text{ gasto del río}$$

$$b = 42.50 \text{ m}, \text{ ancho del río}$$

$$S = 0.015 \text{ pendiente del río}$$

$$t = 1 \frac{1}{2} : 1 \text{ talud.}$$

$$n = 0.035 \text{ coeficiente de rugocidad.}$$

Con estos datos calculamos los demás elementos del río, que estén de acuerdo al ancho $b = 42.50$, para lo cual hacemos tanteos preliminares en que aplicamos la fórmula del Ing^o Mercado.

$$V = \beta \sqrt{Q^{1/2} \left[\frac{S^{1/2}}{n} \right]^{3/2}}$$

$$\text{Para } m = 5$$

$$\beta = \left[\frac{m}{m^2 - t + 2 \sqrt{1 + t^2}} \right]^{1/2} = \left[\frac{5}{25 - 1.5 + 2 \sqrt{1 + 1.5^2}} \right]^{1/2}$$

$$\beta = \left[\frac{5}{25 - 1.5 + 3.6} \right]^{1/2} = \sqrt{0.185} = 0.43$$

Para $m = 6$

$$\beta = \left[\frac{6}{36 - 1.5 + 3.6} \right]^{1/2} = \sqrt{0.157} = 0.398$$

$$V = \beta \sqrt[3]{320^{1/2} \left[\frac{(0.015)^{1/2}}{0.035} \right]^{3/2}} = \beta \sqrt{17.9 \times 3.5^{3/2}}$$

$$V = \beta \sqrt{17.9 \times 6.54} = \beta \times 10.8$$

Luego finalmente tenemos:

$$m = 5$$

$$\beta = 0.43$$

$$Q = 320 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$V = 4.65 \text{ m/seg.}$$

$$A = 68.90 \text{ m}^2$$

$$d = 1.66 \text{ m.}$$

$$b = 39.01 \text{ m.}$$

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

$$R = 1.53$$

$$S = 0.015$$

$$t = 1 \frac{1}{2} : 1$$

$$n = 0.035$$

$$m = 6$$

$$\beta = 0.398$$

$$Q = 320 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$V = 4.30 \text{ m/seg.}$$

$$A = 74.60 \text{ m}^2$$

$$d = 1.44 \text{ m.}$$

$$b = 49.74 \text{ m.}$$

$$P = 54.93 \text{ m.}$$

$$R = 1.36$$

$$S = 0.015$$

$$t = 1 \frac{1}{2} : 1$$

$$n = 0.035$$

Interpolando entre:

$$m = 5$$

$$b = 39.01 \text{ m.}$$

$$m = 6$$

$$b = 49.74 \text{ m.}$$

Obtenemos que para $b = 42.50 \text{ m.}$

$$m = 5.325$$

$$\beta = 0.417$$

Lo que nos da como elementos definitivos:

$$Q = 320 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$V = 4.50 \text{ m/seg.}$$

$$A = 71.10 \text{ m}^2$$

$$d = 1.58 \text{ m.}$$

$$b = 42.60 \text{ m.}$$

$$p = 48.30 \text{ m.}$$

$$R = 1.475$$

$$S = 0.015$$

$$t = 1\frac{1}{2} : 1$$

$$n = 0.035$$

2.- CALCULO DEL COLCHON

Para el cálculo del colchón, calcularemos al río con la avenida más frecuente (80% de frecuencia).

$$Q = 220 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$b = 45 \text{ m.}$$

Siguiendo el mismo procedimiento, que para los cálculos anteriores tenemos para:

$$m = 6$$

$$\beta = 0.398$$

$$\begin{aligned} Q &= 220 \text{ m}^3/\text{seg.} \\ V &= 3.92 \text{ m/seg.} \\ A &= 56.10 \text{ m}^2 \\ d &= 1.25 \text{ m.} \\ b &= 43.02 \\ p &= 47.52 \\ R &= 1.18 \\ S &= 0.015 \\ t &= 1\frac{1}{2} : 1 \\ n &= 0.035 \end{aligned}$$

$$m = 7$$

$$\beta = 0.37$$

$$\begin{aligned} Q &= 220 \text{ m}^3/\text{seg.} \\ V &= 3.64 \text{ m/seg.} \\ A &= 60.50 \text{ m}^2. \\ d &= 1.11 \text{ m.} \\ b &= 52.79 \text{ m.} \\ p &= 56.79 \text{ m.} \\ R &= 1.065 \\ S &= 0.015 \\ t &= 1\frac{1}{2} : 1 \\ n &= 0.035 \end{aligned}$$

Interpolando entre:

$$m = 6$$

$$b = 43.02 \text{ m.}$$

$$m = 7$$

$$b = 52.79 \text{ m.}$$

Obtenemos para $b = 45 \text{ m.}$

$$m = 6.203$$

$$\beta = 0.391$$

Luego:

$$Q = 220 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$V = 3.85 \text{ m/seg.}$$

$$A = 57.10 \text{ m}^2.$$

$$d = 1.22 \text{ m.}$$

$$b = 45.02 \text{ m.}$$

$$p = 42.92 \text{ m.}$$

$$R = 1.159$$

$$S = 0.015$$

$$t = 1 \frac{1}{2} : 1$$

$$n = 0.035$$

$$h_v = 0.755.$$

3.- CALCULO DEL VERTEDERO

Consideramos el ancho del vertedero igual al barraje más las dos compuertas:

$$30 \text{ m} + 9 = 39 \text{ m.}$$

$$\text{Sabemos que } Q = 2.1 \times L (H + h_v)^{3/2}$$

Luego de una serie de tanteos, se llega a la suposición de $H = 1.71.$

Con lo que podemos calcular la velocidad de acercamiento:

$$V = \frac{220}{(1.71 + 1) \times 39} = 2.08 \text{ m/seg.}$$

$$\text{Luego: } hv = \frac{v^2}{2g} = \frac{2.08^2}{2 \times 9.8} = 0.22$$

comprobando tenemos:

$$Q = 2.1 \times 39 (1.71 + 0.22)^{3/2} = 220 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

Por consiguiente H supuesto está correcto.

Cota fondo río en zona captación	451.00
Altura de barrage	3.00
Cota cresta vertedero	454.00
Cota río (fin del colchón)	450.45

La cota del río al fin del colchón se ha calculado suponiendo una longitud total del colchón de 37 m. y la pendiente del río $S = 0.015$.

4.- CALCULO DE LA ALTURA CRITICA

$$dc = \sqrt[3]{\left[\frac{Q}{b}\right]^2 \times \frac{1}{g}} = \sqrt[3]{\left[\frac{220}{39}\right]^2 \times \frac{1}{9.8}}$$

$$dc = 1.482$$

$$hvc = \frac{dc}{2} = 0.741$$

Longitud de Energía sobre barrage:

$$454 + 1.58 + 0.741 = 456.321.$$

Longitud de Energía en fin del colchón:

$$450.45 + 1.22 + 0.755 = 452.425$$

$$F = 456.321 - 452.425 = 3.896$$

$$\frac{F}{dc} = \frac{3.896}{1.482} = 2.62$$

Con esta relación entramos a tablas prácticas, y obtenemos para:

$$\frac{F}{dc} = 2.62 \dots \dots \frac{d_1}{dc} = 0.328$$
$$K = 7.03$$

Luego:

$$d_1 = 0.328 \times 1.48 = 0.485$$

$$A_1 = 0.485 \times 39 = 18.95$$

$$V_1 = \frac{220}{18.95} = 11.61$$

$$hv_1 = 6.89$$

cota fondo colchón:

$$456.321 - (0.485 + 6.89) = 448.946.$$

$$d_2 = 7.03 \times 0.485 = 3.41$$

$$A_2 = 3.41 \times 39 = 133$$

$$V_2 = \frac{220}{133} = 1.654$$

$$hv_2 = 0.140$$

cota fondo colchón:

$$452.425 - (3.41 + 0.14) = 448.875$$

Adoptamos como cota del fondo del colchón 448.80 m.

5.- LONGITUD DEL COLCHON

Hallamos la relación:

$$\frac{2 \text{ hv}_1}{d_1} = \frac{2 \times 6.89}{0.485} = 28.40$$

De tablas prácticas se obtiene que:

$$\frac{L}{d_j} = 7.6$$

$$\text{pero } d_j = d_2 - d_1 = 3.41 - 0.485 = 2.93$$

$$\text{luego } L = 7.6 \times 2.93 = 22.40 \text{ m.}$$

6.- LARGO CAMINO DE PERCOLACION

De acuerdo a la fórmula de Cane, y teniendo como material de fondo grava media y gruesa, la longitud del camino de percolación es:

$$L = C H = 3.5 \times 3.60 = 12.60 \text{ m.}$$

Longitud que se satisface plenamente con las medidas que tiene la presa.

$$\text{horizontales} = 2 + 6.50 + 22.00 + 6.00 + 1.00 = 37.50$$

$$\text{verticales} = 3 + 3 + 4 = 10.00$$

$$L = \frac{37.50}{3} + 10 = 12.50 + 10 = 22.50 \text{ m.}$$

7.- ESPEJOR DEL SOLADO

Al final del solado adoptamos el espesor mínimo de

1.00 m., espesor que va creciendo conforme nos acercamos al vertedero, satisfaciendo las subpresiones producidas en los diferentes puntos del solado y además dándole un margen de seguridad.

8.- CALCULO DE LAS COMPUERTAS

Se han diseñado 3 compuertas, para cubrir las 3 entradas de agua de 2.24 x 1.12 en el muro de compuertas.

Para ello se emplea la fórmula de vertedero, y con la carga H en época de estiaje, ya que con el aumento de la carga, se tendrá que bajar la compuerta, lo necesario, para captar los 13 m³/seg. de diseño.

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

El resto de agua, se elimina por el canal de limpia.

CALCULO DE CONCRETO ARMADO EN LA BOCA-TOMA

9.- PANTALLA FRONTAL

a) La calculamos primero como viga, para las siguientes cargas:

Peso de 1/2 losa de cámara reguladora.

s/c de 500 kg/m² sobre 1/2 losa de cámara reguladora

Peso propio (4.00 de alto y 0.60 de ancho).

MOMENTOS:

Calculamos la viga comp perfectamente empotrada en los extremos y consideramos un momento positivo de $1/20 w l^2$ en el punto central.

Como resultado se obtiene:

4 ϕ 1" en los puntos A y B.

2 ϕ 1" + 2 ϕ 3/4" en la parte positiva.

La viga se ha calculado como equilibrada, satisfaciendo plenamente el esfuerzo cortante y adherencia, ya que el área de acero se ha tomado en exceso, sin que esto signifique ir contra la economía.

b) Sometida a presión del agua.

El caso más desfavorable se presenta cuando entre los tirantes del río y de la cámara reguladora existe una diferencia de tirante de 0.65 m.

En este caso, pasa un gasto a la cámara de:

$$Q = C a \quad 2 g h \quad (\text{orificio sumergido}).$$

$$Q = 0.67 \times 9.40 \times 1.10 \quad 2 \times 9.8 \times 0.65$$

$$Q = 24.40 \text{ m}^3.$$

En las compuertas se capta 13.00 m³/seg, por consiguiente por el canal de limpia pasarán 24.40 - 13.00 = 11.40 m³/seg.

Como en el caso anterior tenemos:

$$\text{Carga máxima} = 0.65 \times 1000 = 650 \text{ Kg/m}^2.$$

MOMENTOS:

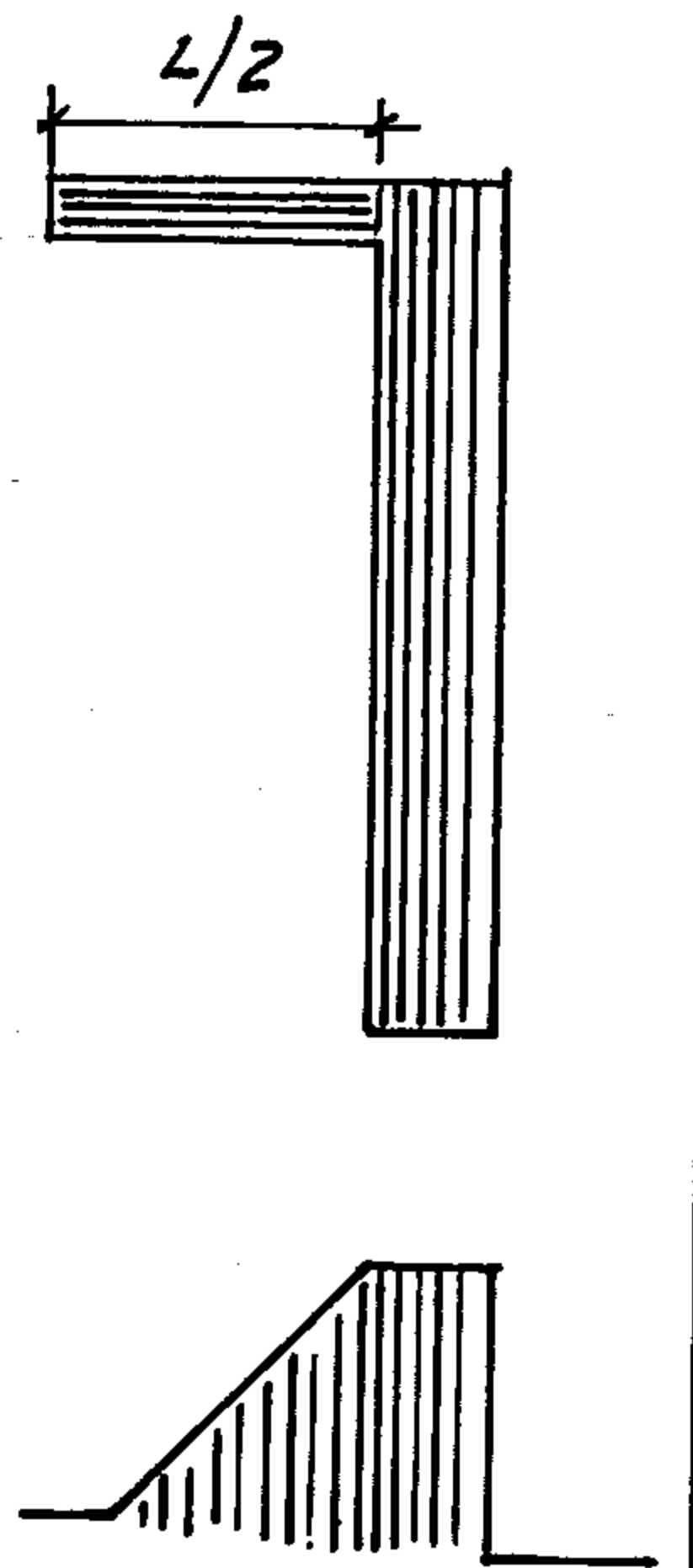
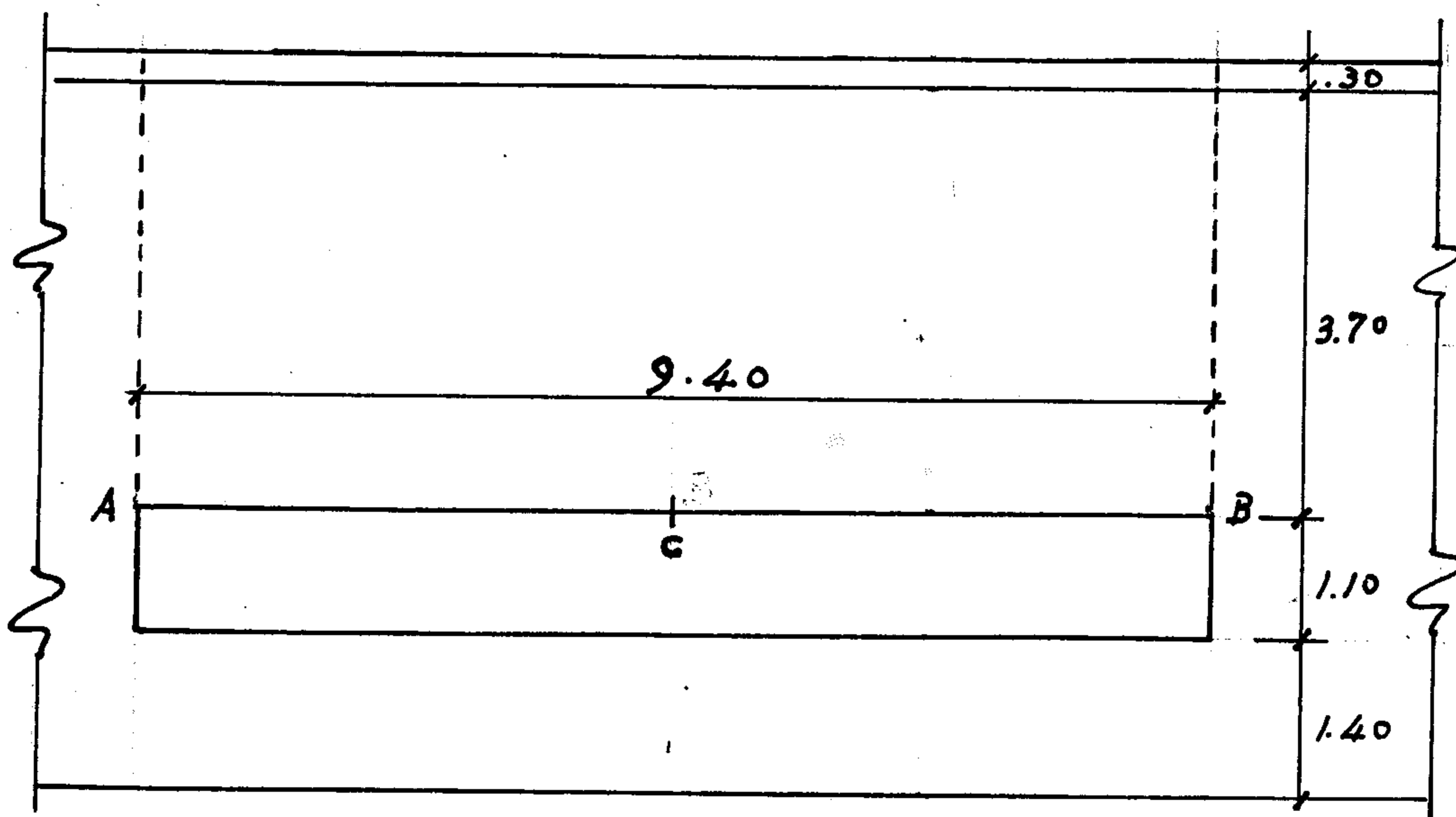
En los puntos A y B como perfectamente empotrados
 $M = 1/20 w l^2$, en el punto c, $M = 1/20 w l^2$.

Como resultado se obtiene:

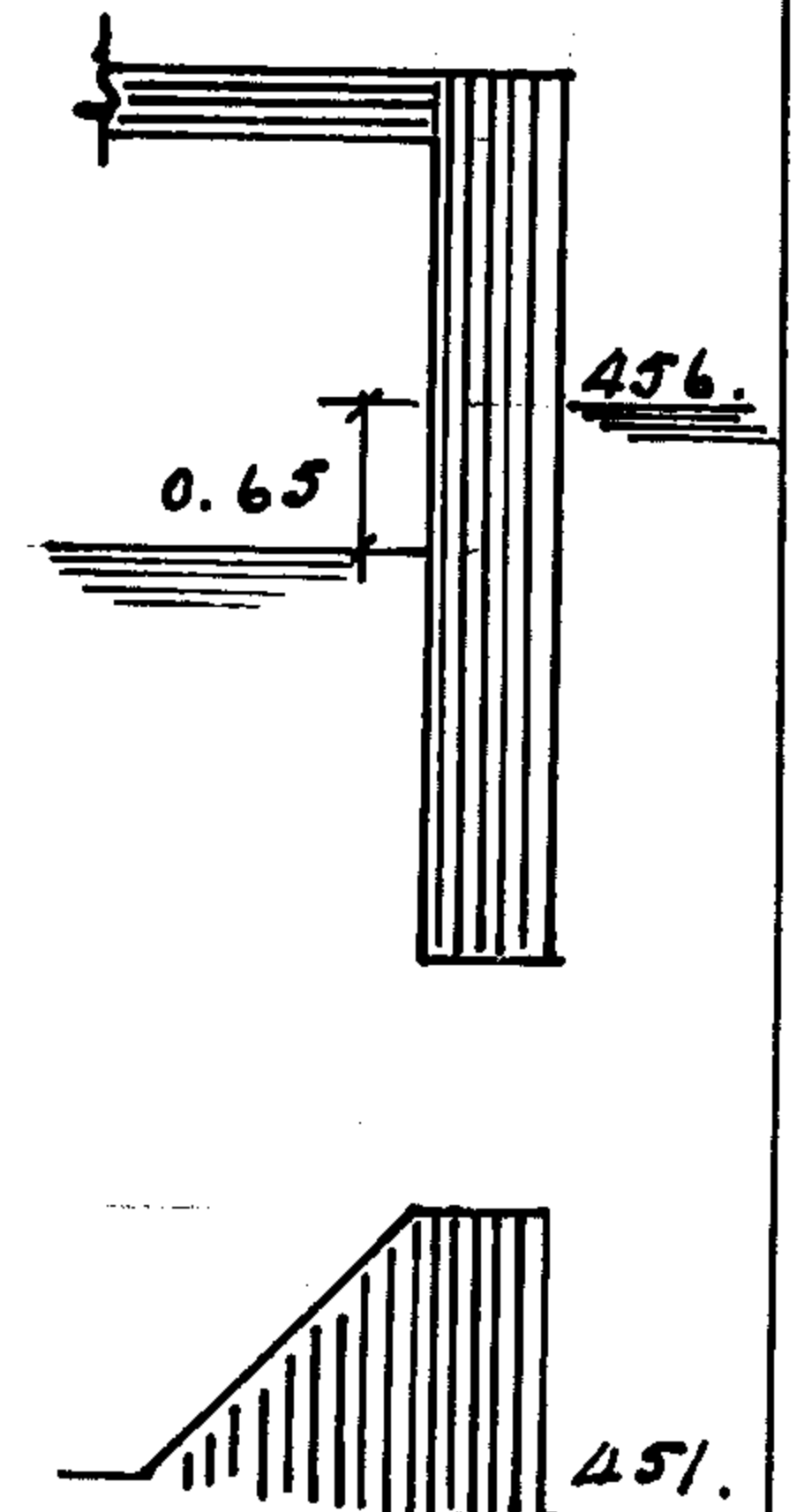
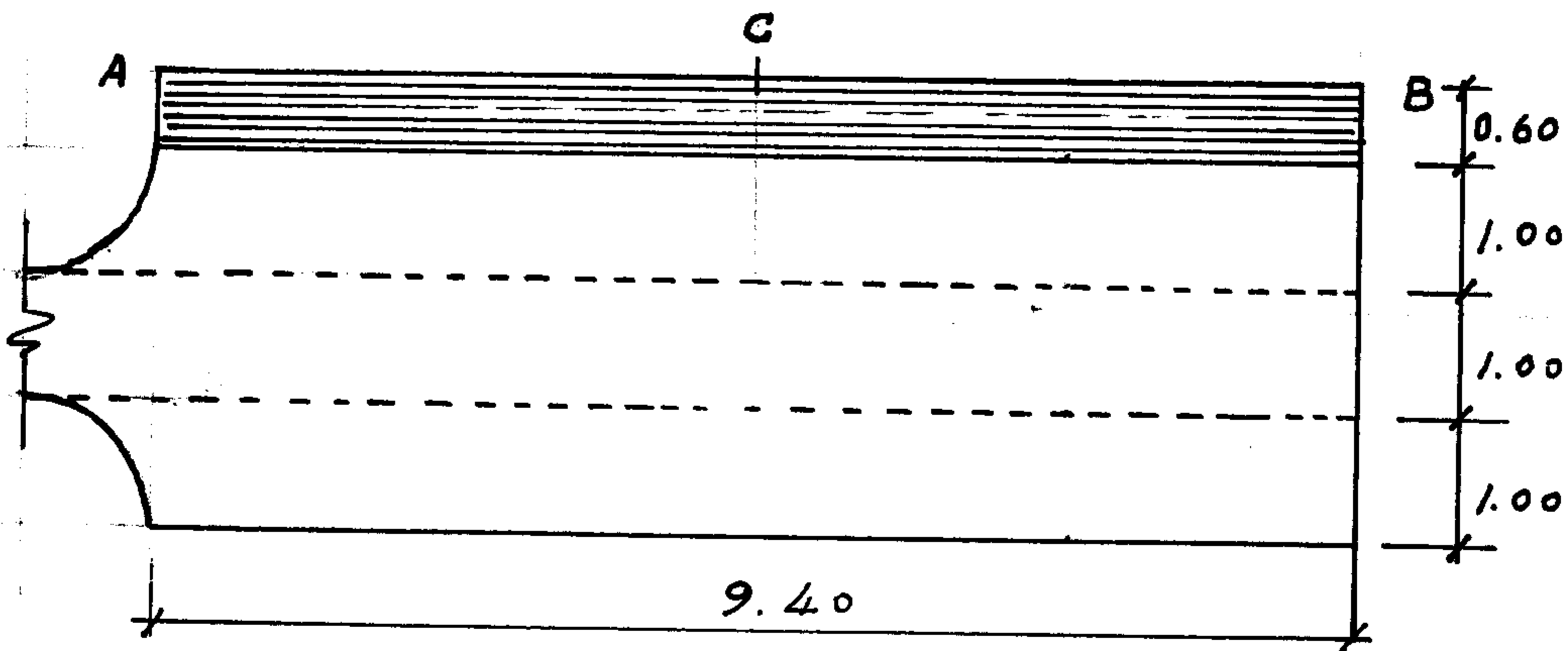
En los puntos A y B ϕ 5/8" 14 cms.

En punto central c, ϕ 5/8" 21 cm.

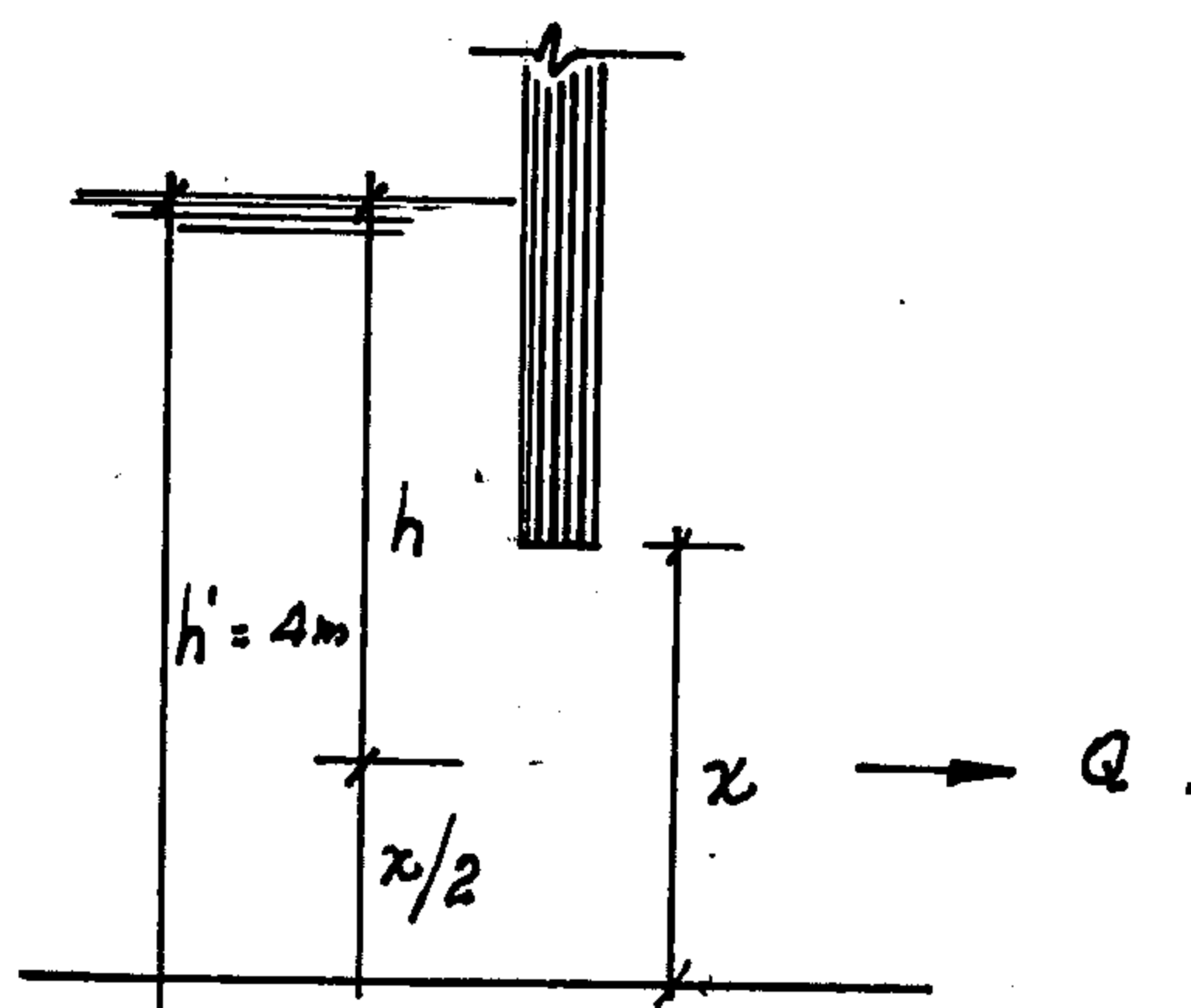
PANTALLA FRONTAL COMO VIGA.



PANTALLA FRONTAL SOMETIDA A PRESION DE AGUA.



ABERTURA DE LA COMPUERTA DEL CANAL DE LIMPIA.



10.- ABERTURA DE LA COMPUERTA DEL CANAL DE LIMPIA.

Como ya se ha indicado se calcula para un gasto de
 $Q = 11.40 \text{ m}^3/\text{seg.}$

$$Q = c a \sqrt{2 g h}$$

$$11.40 = 0.67 \times 1 \times X \sqrt{19.6 \left(4 - \frac{X}{2}\right)}$$

$$\left[\frac{11.40}{0.67}\right]^2 = x^2 \left[19.6 \left(4 - \frac{x}{2}\right)\right]$$

$$290 = 78.4 x^2 - 9.8 x^3$$

$$x^3 - 8 x^2 + 29.6 = 0$$

Por tanteos hallamos $x = 2.28$.

Por consiguiente la abertura será de 1×2.28

Luego procedemos a calcular el canal de limpia, para cuyo efecto disponenemos de los siguientes datos: $Q = 11.40$, la misma pendiente del río $S = 0.015$, ancho de 1 metro, talud vertical, no presentándose gran problema.

11.- MURO DE COMPUERTAS

a) Como en el caso anterior, este muro se ha calculado primero como viga, con las siguientes sobrecargas.

a.- Peso propio de la losa de cámara reguladora

b.- s/c sobre losa de cámara reguladora

c.- Peso propio.

MOMENTOS:

En los puntos extremos $1/12 w l^2$.

En el punto medio $1/20 w l^2$.

Se obtiene las siguientes armaduras:

2 ϕ 1" + 1 ϕ 3/4" en los extremos.

2 ϕ 1" en el centro.

b) Sometido a la presión del agua.

El caso más desfavorable es cuando las compuertas de captación se encuentran cerradas y el río descarga 320 m³/seg.

$$\text{Momento positivo} = 1/20 w l^2$$

$$\text{Momento negativo} = 1/12 w l^2$$

$$\text{Armadura positiva: } \phi \ 1/2" \quad 32 \text{ cm.}$$

$$\text{Armadura negativa: } \phi \ 1/2" \quad 16 \text{ cm.}$$

12.- LOSA DE CAMARA REGULADORA

Se calcula para peso propio y sobrecarga de 500 kg/m²

$$\text{Momento positivo} = 1/20 w l^2$$

$$\text{Momento negativo} = 1/10 w l^2.$$

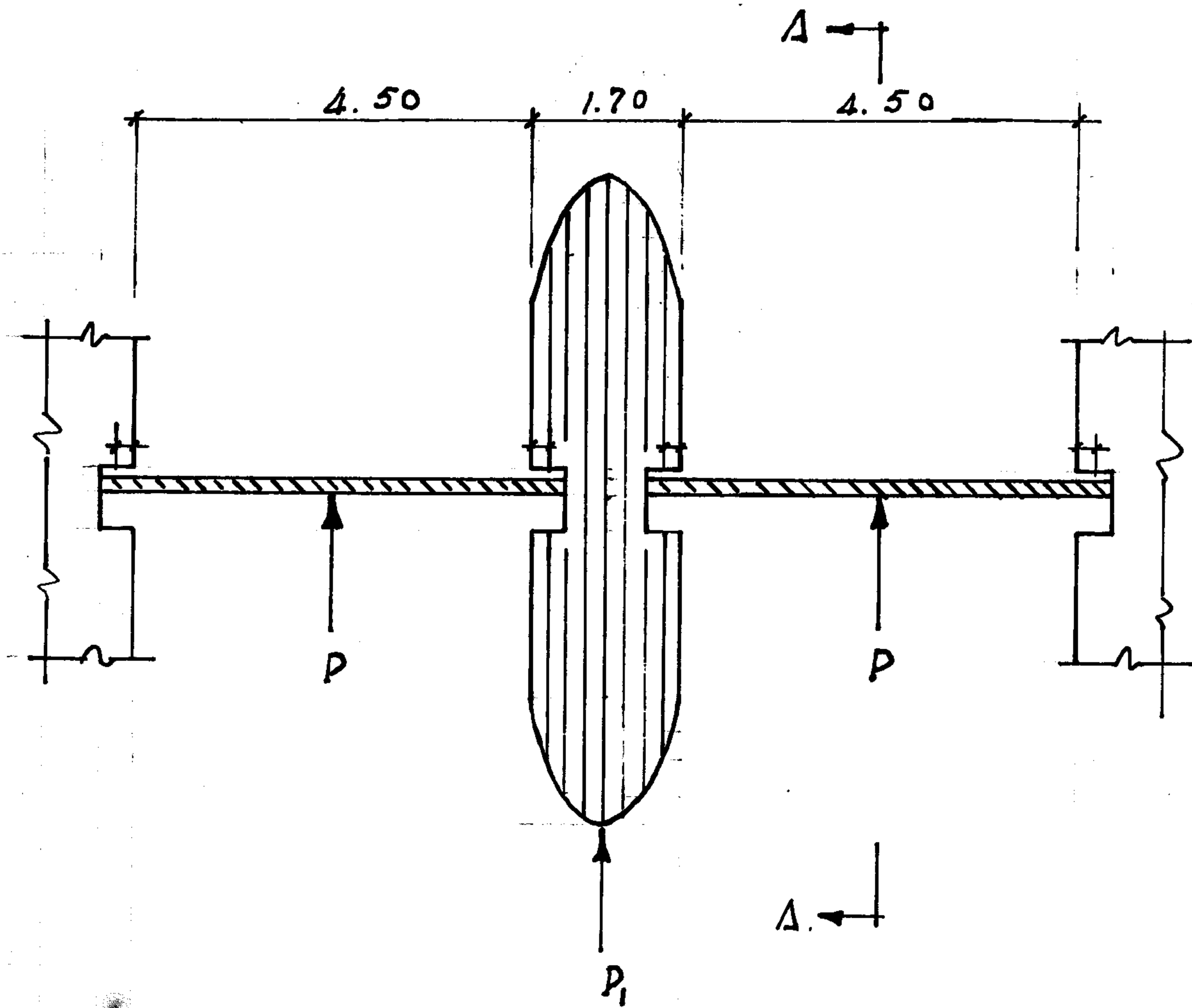
13.- CALCULO DE ESTABILIDAD DEL PILAR CENTRAL DE LAS COMPUERTAS DE FONDO

PRESION HIDROSTATICA SOBRE LA COMPUERTA. ← El caso más desfavorable es cuando por el río pasan 320 m³/seg., y habrá una carga de agua sobre la compuerta de 5 m. en el fondo y 2 m. en la cresta.

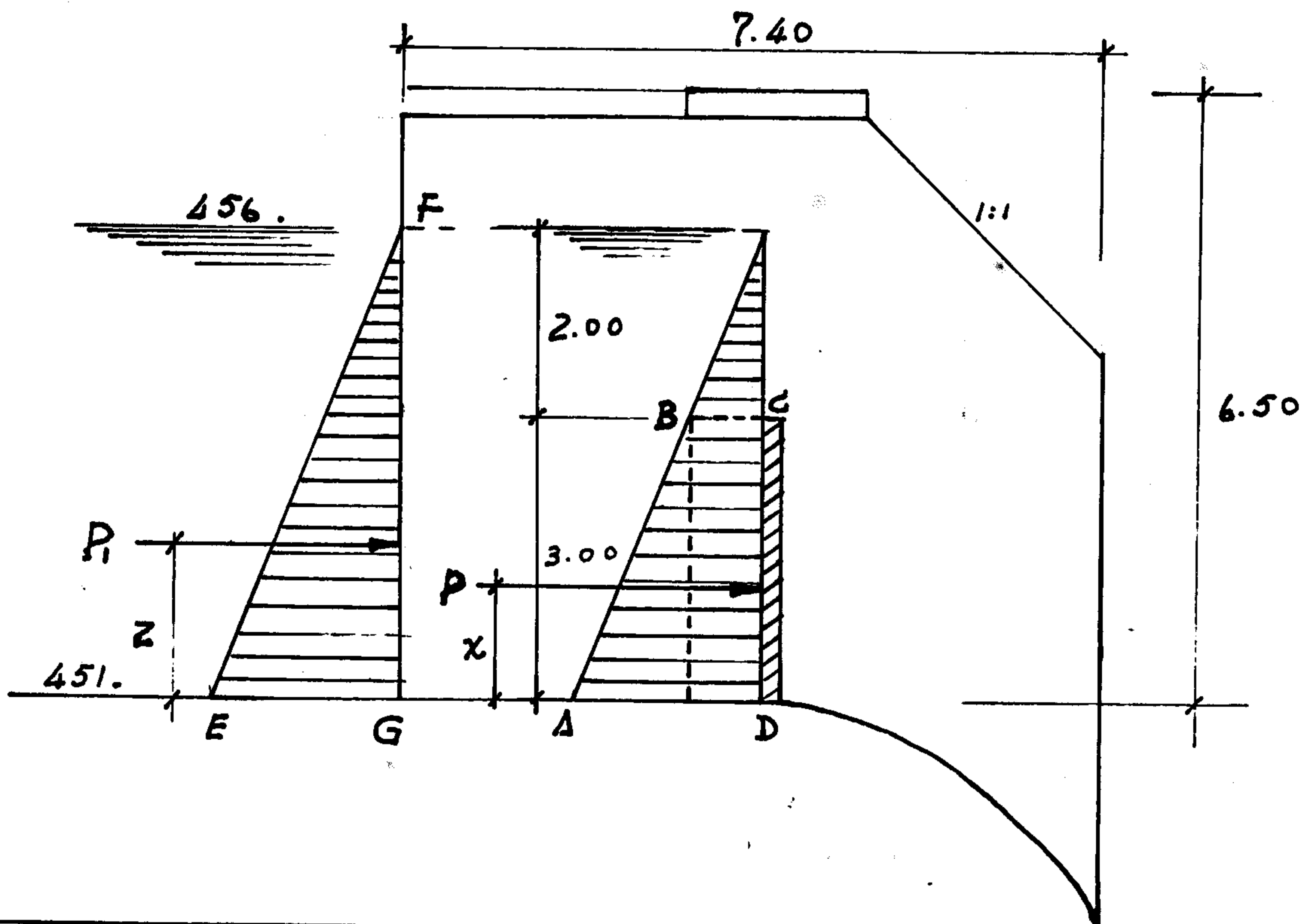
VALOR DE LA FUERZA P.- Está dado por el área del trapecio ABCD multiplicado por el ancho de la compuerta.

En trapecio ABCD tenemos:

PILAR CENTRAL DE LAS COMPUERTAS DE FONDO.



CORTE A-A.



$$B C = 1/2 w l^2 = 1/2 \times 1000 \times 2^2 = 2000 \text{ Kg/m.}$$

$$A D = 1/2 w l^2 = 1/2 \times 1000 \times 5^2 = 12500 \text{ "}$$

$$P = \frac{2000 + 12500}{2} = 3 \times 4.50 ,$$

$$P = 98,000 \text{ Kg.}$$

Para determinar el punto de aplicación de esta fuerza, tomamos momentos con respecto al punto D y tenemos:

$$4.5 \left[BC \times CD \times \frac{C D}{2} + (AD - BC) \times \frac{C D}{2} \times \frac{C D}{3} \right] = 98,000 X$$

$$4.5 \left[2000 \times 3 \times \frac{3}{2} + (12,500 - 2000) \times \frac{3}{2} \times \frac{3}{3} \right] = 98 000 X$$

$$x = \frac{120,375}{98000} = 1.23$$

VALOR DE LA FUERZA P_1 .- Está dado por el área del triángulo E F G, multiplicado por el ancho del pilar.

$$P_1 = 1/2 w l^2 \times a = 1/2 \times 1000 \times 5^2 \times 1.70$$

$$P_1 = 21,250 \text{ Kg.}$$

El punto de aplicación de esta fuerza a 1/3 de FG.

$$z = 1/3 FG = 1/3 \times 5 = 1.67$$

Luego tenemos:

$$F_H = 21250 + 98000 = 119,250 \text{ Kg.}$$

El punto de aplicación de las fuerzas horizontales, lo obtenemos tomando momentos con respecto al punto D.

$$21250 \times 1.67 + 98000 \times 1.23 = 119,250 Y$$

$$Y = \frac{155,862}{119,250} = 1.31$$

El peso del pilar será:

$$T_1 = 4.5 \times 1.7 \times 6.5 \times 2400 = 119500$$

$$T_2 = 1.8 \times 6.5 \times 2400 = 28000$$

$$T_3 = 1.8 \times 6.0 \times 2400 = 25900$$

$$F_v = 173400 \text{ Kg.}$$

Con suficiente aproximación consideramos como punto de aplicación de las fuerzas verticales el punto medio del pilar y componemos fuerzas verticales y horizontales para determinar el punto de aplicación de la resultante y obtenemos:

$$a = \frac{119,250}{173,400} \times 1.31 = 0.90$$

$$\frac{7.40}{2} - 0.90 = 2.80$$

$$2.80 \times 3 = 8.40 \quad 7.40$$

Luego la resultante pasa por el tercio central.

14.- CALCULO DE LA TRANSICION DE SALIDA DE LA BOCA-TOMA

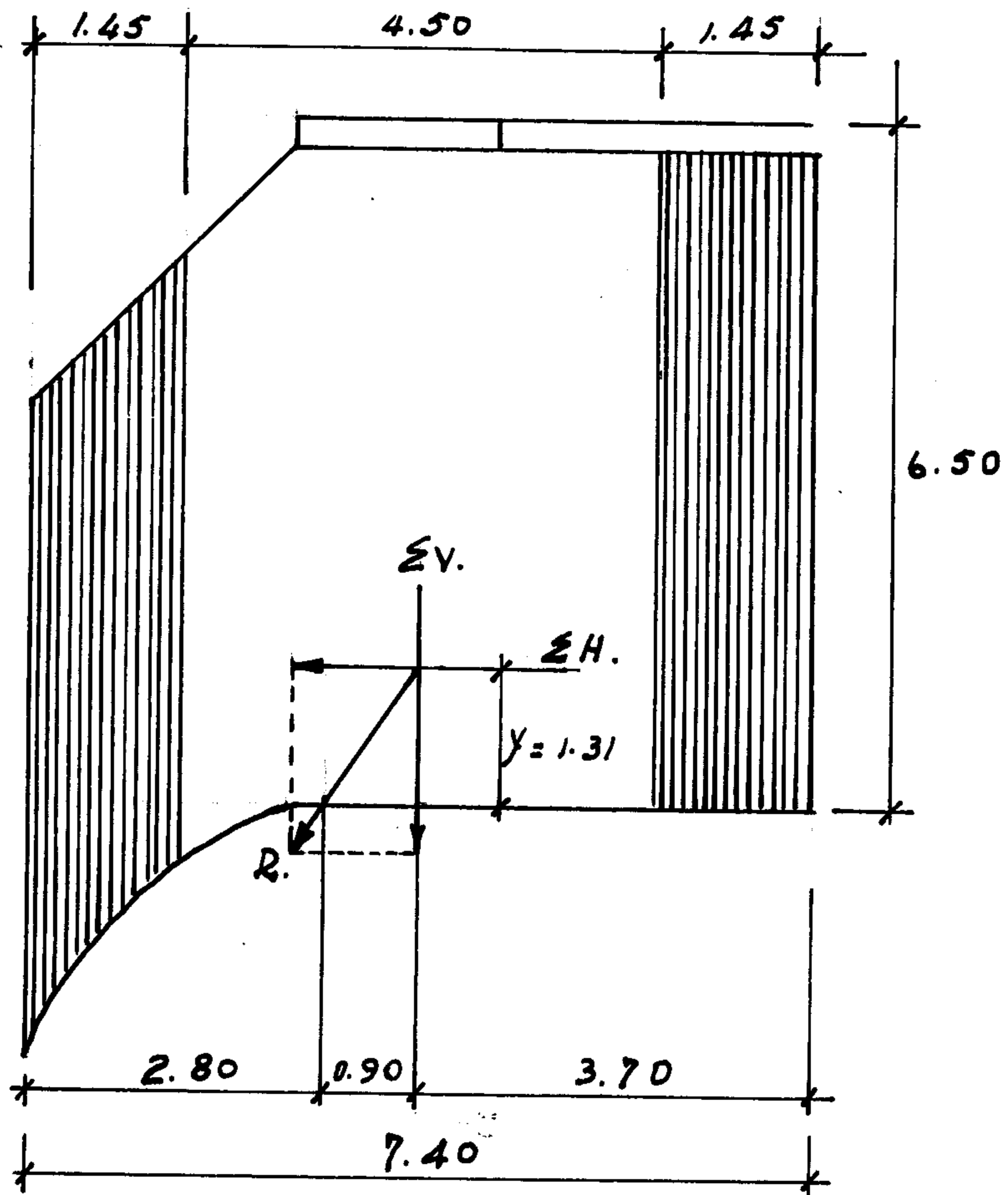
Se halla la longitud de la transición, mediante la fórmula:

$$L = \frac{1/2 \Delta b}{\tan \alpha}$$

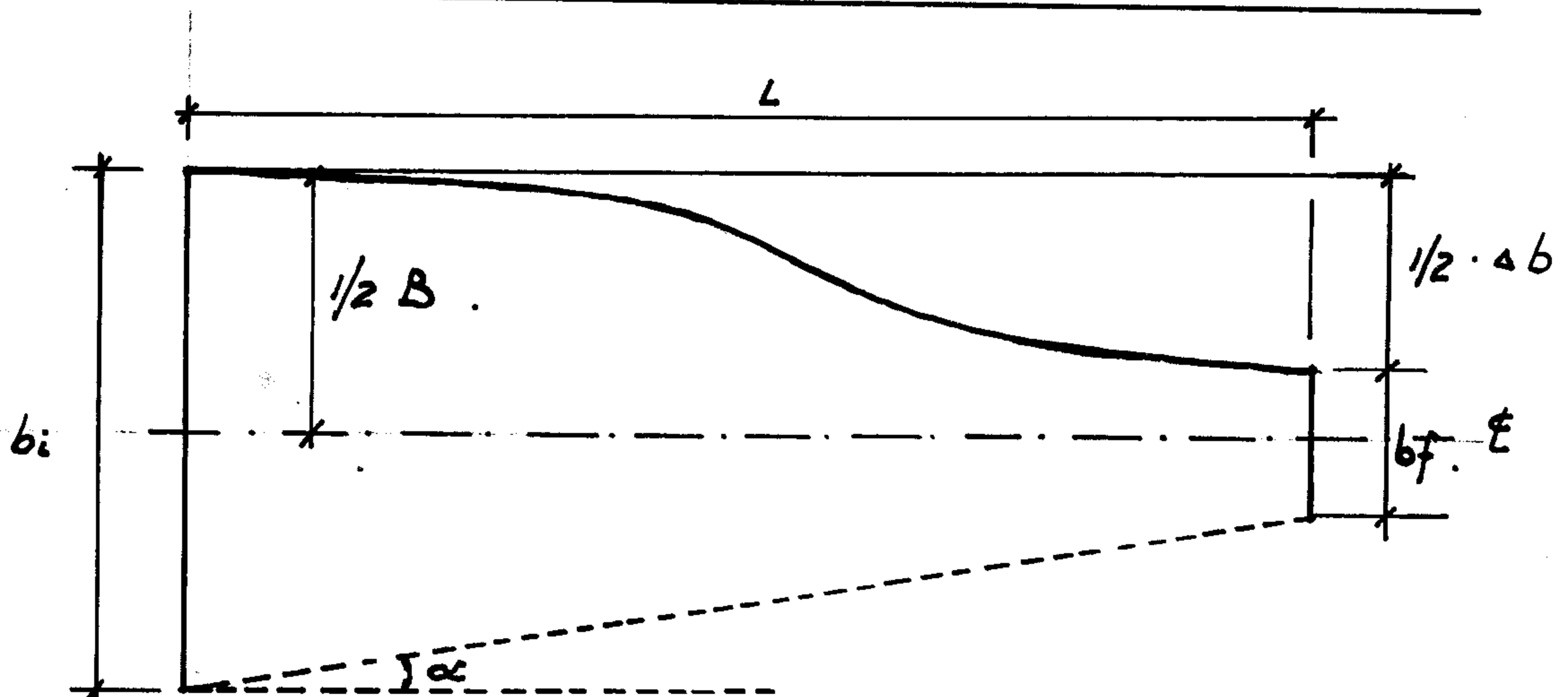
Se calcula el ancho de las diferentes partes de la transición, empleando la ecuación:

$$B = b_i - \frac{2 \Delta b x^2}{n^2}$$

ESTABILIDAD DEL PILAR CENTRAL.



TRANSICION DE SALIDA DE LA BOCA-TOMA.



Se procede a calcular la curva del piso de la transición, en ella se toma una velocidad igual a la del canal de derivación inmediato a la B.T. y un tirante en la sección final de la transición también igual al del canal.

Luego de calcular la velocidad de entrada a la transición, se calcula la altura crítica y carga de velocidad equivalentes al tirante y velocidad de salida. A base de la energía calculamos el salto en la transición.

El cálculo del canal, se ha efectuado al hablar de la línea de gradiente.

El desarenador se calcula, de acuerdo a lo expresado en la pág. 52.

El canal de limpia del desarenador se calcula para un décimo del gasto del canal y con talud recto.

15.- CALCULO DEL MURO DE ENCAUSAMIENTO

a) Primero lo calculamos para empuje de tierras.

La base varía entre 0.30 y 0.40 de la altura, nosotros tomamos 0.385 luego:

$$0.385 \times 6.50 = 2.50$$

Para cimentación prolongamos este ancho en 1.50, y se escalona el muro conforme se indica en la figura, de acuerdo más o menos a la variación del empuje de tierras.

Emplearemos la fórmula de Rankine

$$E = 1/2 w h^2 c.$$

Siendo el material de relleno, grava menuda, confitillo, tenemos que $\phi = 45^\circ$, y el valor de $c = 0.17$.

Luego:

$$E = 1/2 \times 1600 \times 6.5^2 \times 0.17 = 5740 \text{ Kg/m.l.}$$

Procedemos a calcular la posición de las fuerzas verticales, para lo cual hemos considerado 11 divisiones, y tomamos momentos con respecto al punto A.

	<u>Pesos</u>	<u>Distancias</u>	<u>Momentos</u>
1 - 0.50 x 8.00 x 1 x 2400 =	9600	0.25	2400
2 - 0.40 x 7.00 x 1 x 2400 =	6720	0.70	4704
3 - 0.40 x 6.00 x 1 x 2400 =	5760	1.10	6336
4 - 0.40 x 5.00 x 1 x 2400 =	4800	1.50	7200
5 - 0.40 x 4.00 x 1 x 2400 =	3840	1.90	7296
6 - 0.40 x 3.00 x 1 x 2400 =	2880	2.30	6624
7 - 0.40 x 1 x 1 x 1600 =	640	0.70	448
8 - 0.40 x 2 x 1 x 1600 =	1280	1.10	1408
9 - 0.40 x 3 x 1 x 1600 =	1920	1.50	2880
10 - 0.40 x 4 x 1 x 1600 =	2560	1.90	4864
11 - 0.40 x 5 x 1 x 1600 =	3200	2.30	7360
	<hr/>		<hr/>
	p = 43200		51520

$$\text{Distancia de A} = \frac{51520}{43200} = 1.19$$

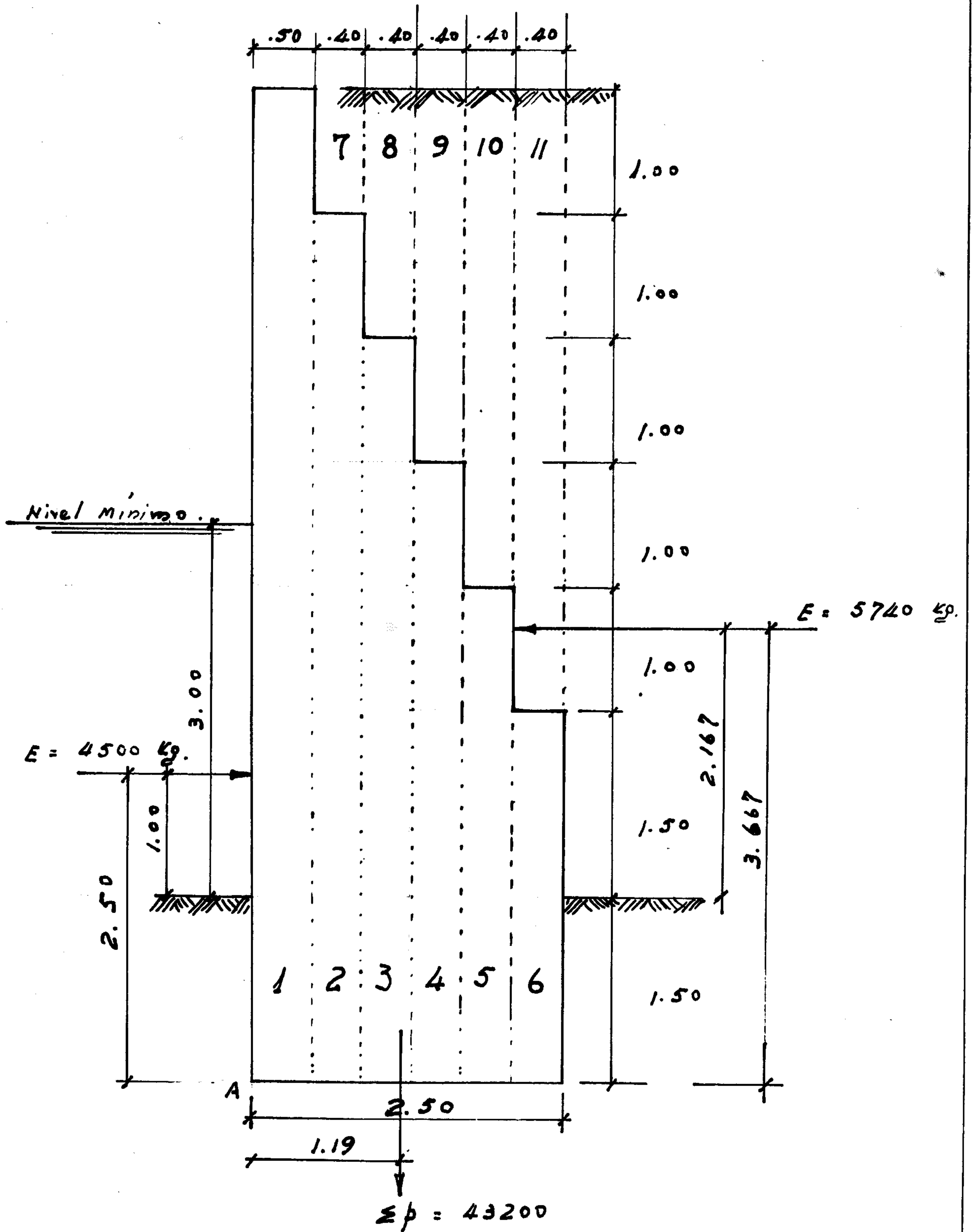
Para hallar el paso de la resultante, tenemos:

$$x = \frac{3.667 \times E}{p} = \frac{3.667 \times 5740}{43200}$$

$$x = 0.488$$

MURO DE ENCAUSAMIENTO.

ESC. 1:50



$$1.19 - 0.488 = 0.702 \quad 2.50/3$$

Luego se sale ligeramente del tercio central, lo que no afecta a la estabilidad del muro.

Las presiones en la base serán:

$$p = \frac{P}{ab} \left(1 \pm \frac{6e}{b} \right)$$

$$p = \frac{43200}{100 \times 250} \left(1 \pm \frac{6 \times 55}{250} \right), \quad e = 1.25 - 0.70 = 0.55$$

$$P \text{ máx} = + 4.00 \text{ Kg/cm}^2$$

$$P \text{ mín} = - 0.55 \text{ Kg/cm}^2$$

Luego estamos dentro los límites, ya que el terreno que tiene carga de trabajo de 4 Kg/cm² ha sido mejorado con grava; y la pequeña tracción que se presenta es absorbible por el concreto ciclópeo.

b) Para aguas mínimas, que es el empuje constante

$$E = \frac{1}{2} wh^2 = \frac{1}{2} \times 1000 \times 3^2 = 4500 \text{ Kg/m.l.}$$

componiendo con p tenemos el punto de paso de la resultante:

$$x = \frac{2.50 \times 4500}{43200} = 0.26$$

$$\text{Luego: } 1.19 + 0.26 = 1.45$$

$$2.50 - 1.45 = 1.05 \quad 2.50/3$$

Por consiguiente la resultante pasa por el tercio central.

Las presiones que se producen en la base son:

$$p = \frac{43200}{100 \times 250} \left(1 \pm \frac{6 \times 20}{250} \right), \quad e = 1.25 - 1.05 = 0.20$$

$$P \text{ máx} = + 2.56$$

$$P \text{ mín} = + 0.9$$

Haciendo actuar al mismo tiempo el empuje de tierras y el empuje hidrostático mínimo, estos se contrarrestan, lo que hace que haya una menor excentricidad y por consiguiente las presiones ejercidas en el terreno, sean menores, por tanto no es necesario hacer el cálculo.

Por estar el muro solidario, con toda la estructura de la B.T., rechaza hacer las pruebas de deslizamiento y volteo.

Todos los demás muros, se calculan en forma parecida a la expuesta.

16.- METRADOS Y PRESUPUESTO DE BOCA-TOMA

ENCAUSAMIENTO DEL RIO.

Excavación	M3	3,500	15.00	52,500.00		1I
Enrocado de taludes secos...	M3	1,100	40.00	44,000.00		1I
Rellenos	M3	3,000	15.00	<u>45,000.00</u>	141,500.00	

BOCA-TOMA

Excavación en el lecho del río (conglomerado) para muros de encausamiento aguas arriba y aguas abajo de la toma, colchón, cámara reguladora y transición de salida	M3	27,300	15.00	409,500.00		2A
--	----	--------	-------	------------	--	----

Concreto ciclópeo 1:3:5 con 50% de pedrones para muros de encauzamiento aguas arriba y aguas abajo de la toma, colchón, cámara reguladora y solado de transición	M3	8,550	120.00	1'026,000.00		2B
--	----	-------	--------	--------------	--	----

Albañilería de piedra asentada en concreto 1:3:5 y enchapada con mortero 1:3 para muros de transición de salida	M3	150	120.00	18,000.00		2C
---	----	-----	--------	-----------	--	----

Solado de piedra canteada en canalito de limpia, canal de fondo, curva de caída del barraje y del canal de fondo y curva de caída de transición...	M2	900	50.00	45,000.00		2D
--	----	-----	-------	-----------	--	----

Concreto armado 1:2:4 con 80 Kg/m ³ de refuerzo, para muro de compuertas, pantalla frontal, losas y vigas	M3	70	700.00	49,000.00		2E
--	----	----	--------	-----------	--	----

Compuerta de captación de 1.12x2.24 m. en sistema de izaje	U	3	15,000	45,000.00		2F
--	---	---	--------	-----------	--	----

Compuertas vertederos para el canal de fondo de 4.50x3.00 m. en sistema de izaje	U	2	60,000	120,000.00	<u>1'712,500.00</u>	2G
--	---	---	--------	------------	---------------------	----

VAN 1'854,000.00

16.- METRADOS Y PRESUPUESTO DE BOCA-TOMA

ENCAUSAMIENTO DEL RIO.

Excavación	M3	3,500	15.00	52,500.00		1A
Enrocado de taludes secos...	M3	1,100	40.00	44,000.00		1B
Rellenos	M3	3,000	15.00	<u>45,000.00</u>	141,500.00	

BOCA-TOMA

Excavación en el lecho del río (conglomerado) para muros de encausamiento aguas arriba y aguas abajo de la toma, colchón, cámara reguladora y transición de salida	M3	27,300	15.00	409,500.00		2A
--	----	--------	-------	------------	--	----

Concreto ciclópeo 1:3:5 con 50% de pedrones para muros de encauzamiento aguas arriba y aguas abajo de la toma, colchón, cámara reguladora y solado de transición	M3	8,550	120.00	1'026,000.00		2B
--	----	-------	--------	--------------	--	----

Albañilería de piedra asentada en concreto 1:3:5 y enchapada con mortero 1:3 para muros de transición de salida	M3	150	120.00	18,000.00		2C
---	----	-----	--------	-----------	--	----

Solado de piedra canteada en canalito de limpia, canal de fondo, curva de caída del barraje y del canal de fondo y curva de caída de transición...	M2	900	50.00	45,000.00		2D
--	----	-----	-------	-----------	--	----

Concreto armado 1:2:4 con 80 Kg/m ³ de refuerzo, para muro de compuertas, pantalla frontal, losas y vigas	M3	70	700.00	49,000.00		2E
--	----	----	--------	-----------	--	----

Compuerta de captación de 1.12x2.24 m. en sistema de izaje	U	3	15,000	45,000.00		2F
--	---	---	--------	-----------	--	----

Compuertas vertederos para el canal de fondo de 4.50x3.00 m. en sistema de izaje	U	2	60,000	120,000.00	<u>1'712,500.00</u>	2G
--	---	---	--------	------------	---------------------	----

VAN					<u>1'854,000.00</u>	
---------------	--	--	--	--	---------------------	--

			VIENEN	1'854,000.00	
Compuerta para el canalito de. limpia de 3.00x1.00 en sistema de izaje U	1	15,000	15,000.00		2H
Baranda de fierro galvanizado de 1 1/2" de diámetro con co- nexiones de codo U y T	ML 180	60.00	10,800.00		2I
Platinas de fierro para venta- nas en losa de cámara regulado ra ML	230	5.00	<u>1,150.00</u>	26,950.00	2J

CASA TOMERO

Casa para tomero que servirá para administración durante la construcción de la boca-toma..	M2 220	400.00	<u>88,000.00</u>	<u>88,000.00</u>	3A
--	--------	--------	------------------	------------------	----

TOTAL DE GASTOS DIRECTOS 1'968,950.00

Total de gastos directos 1'968,950.00

20% de gastos indirectos 393,790.00

2'362,740.00

10% de imprevistos 236,274.00

2'599,014.00

10% de utilidad del contratista 259,901.40

2'858,915.40

10% de interés del capital 285,891.54

3'144,806.94

5% de estudios 157,240.35

3'302,047.29

Son TRES MILLONES TRESCIENTOS DOS MIL CUARENTISIETE CON
29/100. SOLES ORO m/n.

I N D I C E

CAPITULO I

G E N E R A L I D A D E S

	<u>Pág.</u>
1.- Situación del proyecto	2
2.- Antecedentes y aspecto legal	2
3.- Síntesis del proyecto	3

CAPITULO II

E S T U D I O S T O P O G R A F I C O S

1.- Estudios Topográficos	5
-------------------------------------	---

CAPITULO III

S U E L O S

1.- Clima	13
2.- Clasificación de suelos	19
3.- Valorización de suelos	29

CAPITULO IV

A G U A

1.- Hidrología general	31
2.- Cantidad de agua	38
3.- Derecho de terceros	39

CAPITULO V

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

1.- Descripción de las obras y bosquejo de diseño . .	43
a) Boca-toma	43
b) Canal de derivación	48
c) Desarenador	52
d) Presa reguladora	55
e) Canal madre	56

	Pág.
f) Fuerza Motriz hidráulica	56
g) Sistema de distribución, drenaje y caminos vacinales	58
h) Volumen de obras	59
i) Lotización	60
j) Estación Meteorológica y red telefónica	60

CAPITULO VI

ASPECTO ECONOMICO Y SOCIAL

1.- Aspecto Económico	61
2.- Aspecto Social	61

CAPITULO VII

PRESUPUESTO Y CONSTRUCCION

1.- Presupuesto	63
2.- Construcción	64

CAPITULO VIII

TRAZO DEL CANAL DE DERIVACION

1.- Línea de gradiente	66
2.- Ploteo de la línea de gradiente	70
3.- Determinación de las tangentes sobre los planos	71
4.- Replanteo y estacado de las tangentes y curvas previo cálculo de éstas	71
5.- Nivelación longitudinal de las estacas del trazo	75
6.- Ploteo de algunos PI. definitivos	77
7.- Levantamiento de las secciones transversales en cada estaca del trazo	77
8.- Dibujo de los perfiles longitudinales y transversales	77
9.- Metrados	78
10.- Presupuestos	79

CAPITULO IX

BOCA-TOMA TIPO PERUANO CON BARRAJE

1.- Descripción	80
2.- Funcionamiento	81
3.- Ventajas	81

	<u>Pág.</u>
4.- Ubicación	82
5.- Salto hidráulico	82
6.- Largo del colchón	85
7.- Largo del camino de percolación	85
8.- Espesor del solado	87

CAPITULO X

CALCULOS JUSTIFICATIVOS

1.- Cálculo del río	89
2.- Cálculo del colchón	91
3.- Cálculo del vertedero	92
4.- Cálculo de la altura crítica	93
5.- Longitud del colchón	95
6.- Largo del camino de percolación	95
7.- Espesor del solado	95
8.- Cálculo de las compuertas	96
Cálculo de concreto armado en la Boca-Toma	96
9.- Pantalla frontal	96
10.- Abertura de la compuerta del canal de limpia	98
11.- Muro de compuertas	98
12.- Losa de cámara reguladora	99
13.- Cálculo de estabilidad del pilar central de las.. compuertas de fondo	99
14.- Cálculo de la transición de salida de la Boca-To- ma	101
15.- Cálculo del muro de encausamiento	102
16.- Metrados y presupuesto de la Boca-toma	106
