

Entidad: La Particular de
 BIBLIOTECA GENERAL
 922
 Clasificado el 92-04-13
 Valor 4.200.⁰
 No Clasificación 1992 C318 IC.192



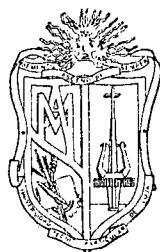
< RIESO >
 < POTRERILLOS > < TOPOGRAFÍA >
 < HIDROLOGÍA >
 < CLIMA >

4102 - Pag.

627 X 120 ETC

627
 Ricgo
 Potrerillos
 Macara.
 Loja

627.52
 627



UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

PROYECTO DE RIEGO "POTRERILLOS"
PREFACTIBILIDAD

TESIS PREVIA LA OBTENCION DEL
TITULO DE INGENIERO CIVIL

AUTORES:

Jorge Ramiro Carrión León
Freddy Jumbo Tinitana

Director: Ing. Henry Morocho Correa

LOJA -- ECUADOR

1992



Esta versión digital, ha sido acreditada bajo la licencia Creative Commons 4.0, CC BY-NY-SA: Reconocimiento-No comercial-Compartir igual; la cual permite copiar, distribuir y comunicar públicamente la obra, mientras se reconozca la autoría original, no se utilice con fines comerciales y se permiten obras derivadas, siempre que mantenga la misma licencia al ser divulgada. <http://creativecommons.org/licenses/by-nc-sa/4.0/deed.es>

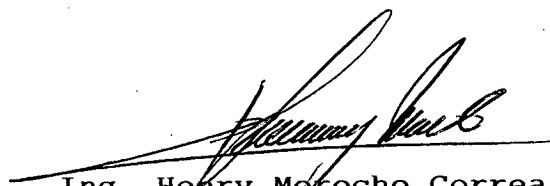
2017

Ingenieros:

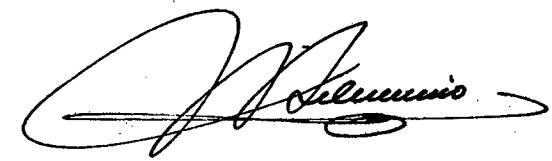
Henry Morocho Correa, Néstor Silverio Jiménez y Luis Hernán Eguiguren. CATEDRATICOS DE LA FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL DE LA UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA, DIRECTOR Y ASESORES, RESPECTIVAMENTE.

C E R T I F I C A M O S :

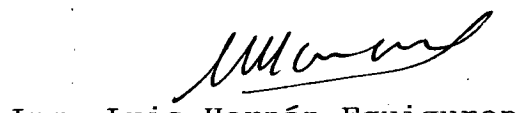
Que, el contenido del presente trabajo de tesis, previa a la obtención del título de Ingeniero Civil, intitulado PROYECTO DE RIEGO "POTRERILLOS", PREFACTIBILIDAD, es original de sus autores; la misma que tiene suficiente validéz técnica e investigativa, razón por la cual autorizamos su presentación ante el H. Consejo de Facultad, para los fines consiguientes.



Ing. Henry Morocho Correa
DIRECTOR

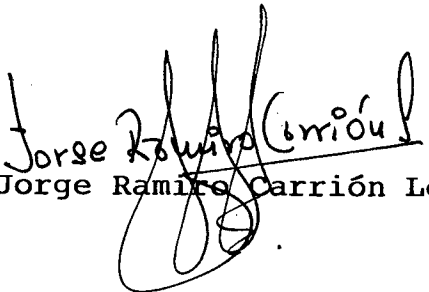


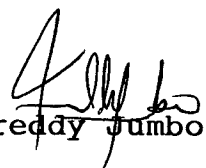
Ing. Néstor Silverio Jiménez
ASESOR



Ing. Luis Hernán Eguiguren
ASESOR

La Investigación, Cálculo y Diseño del Proyecto de Prefactibilidad: "POTRERILLOS", es responsabilidad exclusiva de sus Autores:


Jorge Ramiro Carrión León


Freddy Jumbo Tinitana



DEDICATORIA

A mis padres y hermanos

A Janeth

A mis familiares y amigos

RAMIRO

A mis padres y hermanos

A mis familiares y amigos

FREDDY

A G R A D E C I M I E N T O

A la Universidad Técnica Particular de Loja, y en especial al cuerpo Docente de la Facultad de Ingeniería Civil, por las enseñanzas impartidas, durante nuestros estudios de formación profesional.

Al Ing. Rafael González, Al Ing. Henry Morocho Correa, Director; Al Ing. Néstor Silverio, Asesor y al Ing. Luis H. Eguiguren, Asesor, por las orientaciones, revisión y sugerencias en el presente estudio.

Los Autores

I N D I C E

CONTENIDO

PAGINA

CAPITULO I

ESTUDIOS PRELIMINARES	1
1. Generalidades	1
1.1 Introduucción	1
1.2 Objetivos del Presente Estudio	2
1.3 Ubicación Geográfica	3
1.4 Descripción General del Proyecto	4
1.5 Vías de Comunicación	4
1.6 Demografía	5

CAPITULO II

2. <u>ESTUDIOS SOCIO-ECONOMICO</u>	7
2.1 Demografía	7
2.2 Condiciones Socio-económicas	8
2.2.1 Vivienda	8
2.2.2 Educación	8
2.2.3 Migración	9
2.3 Condiciones Agroeconómicas.....	9
2.3.1 Actividades agrícolas	9
2.3.2 Forma de tenencia de la tierra ...	10
2.3.3 Cultivo de la tierra	10

CAPITULO III

3. <u>CARACTERISTICAS FISICO GEOGRAFICAS</u>	12
3.1 Características de una Cuenca	12
3.2 Geología de la Cuenca	14
3.3 Tamaño de la Cuenca	15
3.4 Forma de la Cuenca	15
3.5 Pendiente Longitudinal del río	16
3.6 Pendiente media de la Cuenca	16
3.6.1 Cálculo del rectángulo equivalente	18
3.6.2 Índice de pendiente global	19
3.6.3 Curva de distribución de frecuencia de pendientes	21
3.7 Drenaje de la Cuenca	24
3.8 Comparación de Cuencas Hidrográficas	28

CAPITULO IV

4. <u>ESTUDIOS CLIMATOLOGICOS</u>	29
4.1 Temperatura	29
4.2 Dirección de los Vientos	32
4.3 Evaporación	35
4.4 Nubosidad	35
4.5 Precipitación	36
4.5.1 Datos disponibles	37
4.5.2 Extensión y relleno de datos faltantes	38

CONTENIDO

PAGINA

tantes	38
4.5.3 Cálculo de la precipitación	42
4.6 Índice de aridez	49
4.7 Coeficiente pluviométrico	50
4.8 Clasificación del clima	51
4.9 Balance hídrico	52
4.9.1 Evapotranspiración potencial	53
4.9.2 Evapotranspiración real	55
4.9.3 Uso consuntivo	56
4.9.4 Cálculo de la evapotranspiración, - mínimo 3 metodos.....	56
4.9.5 Cálculo de la lluvia probable	67
4.9.6 Cálculo del balance hídrico	72
4.10 Dotación de riego	74
4.11 Calidad del agua para riego	79
4.11.1 Generalidades	79
4.11.2 Índices fundamentales	79

CAPITULO V

5. <u>ESTUDIOS HIDROLOGICOS</u>	86
5.1 Aforos	86
5.1.1 Métodos	87
5.1.2 Aforo con molinete	87
5.2 Observaciones hidrológicas	89
5.2.1 Datos disponibles	89
5.2.2 Extensión y relleno de datos faltan- tes	90

CONTENIDO**PAGINA**

5.2.3	Coeficiente de correlación para el sitio de toma	90
5.2.4	Caudales en el sitio de toma	91
5.2.5	Curva de duración general	91
5.3	Crecidas o avenidas	95
5.3.1	Método para calcular crecidas	96
5.3.1.1	Métodos estadísticos	96
5.3.1.2	Métodos empíricos	98
5.4	Determinación del caudal de diseño	98
5.4.1	Caudal de crecida	98
5.4.2	Caudal de estiaje	99
5.4.3	Caudal de captación	110

CAPITULO VI**6. ESTUDIOS TOPOGRAFICOS**

6.1	Generalidades	111
6.2	Reconocimiento basado en las cartas topográficas del IGM; escala 1:25.000	113
6.2.1	Localización directa de la plataforma en las cartas topográficas del IGM, escala 1:25.000	114
6.3	Levantamiento topográfico de la zona de captación	114
6.4	Levantamiento topográfico del área de riego (mín. 5 Has).	115

CONTENIDO

PAGINA

CAPITULO VII

7. OBRAS DE CAPTACION

116

7.1 Generalidades 116

7.2 Ubicación, selección, justificación del -
tipo de captación para el Proyecto 117

7.3 Estudio de alternativas de diseño 119

7.4 Diseño de la alternativa escogida en el -
numeral 7. 3 120

7.4.1 Datos de diseño 125

7.4.2 Reja de entrada 127

7.4.3 Descripiador 130

7.4.4 Vertedero de salida del descripia -
dor 133

7.4.5 Compuerta de salida del descripia -
dor (admisión) 134

7.4.6 Compuerta de purga; optimización .. 136

7.4.7 Canal de alta velocidad luego de -
la compuerta de purga 137

7.4.8 Transición de salida del descripia -
dor 138

7.4.9 Regulación de la creciente 143

7.4.9.1 Vertedero de excesos y -
obra de desfogue 149

7.4.9.2 Canal recolector de exce -
sos 150

CONTENIDO**PAGINA**

7.5	Desarenador	153
7.5.1	Generalidades	153
7.5.2	Diseño	156
7.5.2.1	Sección media de la cámara desarenadora	156
7.5.2.2	Longitud de transición de entrada al desarenador ...	157
7.5.2.3	Longitud activa	158
7.5.2.4	Vertedero de salida	159
7.5.2.5	Compuerta de lavado	165
7.5.2.6	Canal de lavado	167
7.5.2.7	Transición de salida a la conducción	169
7.6	Diseño estructural de: Muros y obras com - plementarias de la captación	171

CAPITULO VIII

8.	CONDUCCION PRINCIPAL	194
8.1	Generalidades	194
8.1.1	Justificación del estudio de acuer- do a la propuesta basada en las car_ tas topográficas del IGM.....	195
8.2	Revisión de literatura e investigación bi- bliográfica	196
8.3	Diseño del canal principal	205
8.4	Secciones hidráulicas recomendadas, en sus diferentes tramos	213



CONTENIDO

PAGINA

8.5	Obras complementarias: Justificación y - ubicación de Sifones, túneles, acueduc - tos, pasos elevados, alcantarillas.... - etc.....	214
8.6	Diseño de un Sifón (Topografía Puntual).	215
8.6.1	Partes constitutivas de un Sifón	216
8.6.1.1	Consideraciones Hidráulicas de diseño	218
8.6.1.2	Procedimiento de cálculo	219
8.6.2	Pérdidas principales y secundarias en tuberías	222
8.6.3	Selección del diámetro (Diámetro - Económico).	225
8.6.4	Especificaciones generales de la - tubería a diseñarse.....	226

CAPITULO IX

9.	SISTEMAS DE RIEGO	246
9.1	Generalidades	246
9.2	Sistema de riego a gravedad	250
9.3	Sistema de riego por Aspersión	254
9.4	Sistema de riego por Goteo	277
9.5	Comparación Tecnicoeconómico de los Sistemas planteados	291

CONTENIDO**PAGINA****CAPITULO X**

10. PRESUPUESTO DEL PROYECTO	294
10.1 Generalidades	294
10.2 Análisis de precios unitarios	294
10.3 Volúmenes de obra	328
10.4 Fórmula Polinómica para el reajuste de - precios	333
BIBLIOGRAFIA	345
ANEXOS	346

C A P I T U L O I

ESTUDIOS PRELIMINARES

1. GENERALIDADES

El presente proyecto de Riego "Potrerillos", tiene por finalidad utilizar en forma adecuada una parte de las aguas del río Catamayo, las mismas que serán captadas y conducidas por medio de un canal con una longitud aproximada de 38 Km que permitirán el riego de una superficie de alrededor de 900 Has.

1.1 INTRODUCCION

La hidráulica es la ciencia que aplica las leyes y principios de la mecánica de fluídos al estudio del flujo de agua en estructura de interés para el Ingeniero de obras civiles.

En el diseño de la infraestructura básica de los sistemas de riego y drenaje, las ecuaciones y leyes fundamentales de la hidráulica juegan un papel preponderan-

te en el dimensionamiento de las distintas obras, como son las de conducción, las de medición, control del flujo y seguridad.

La presente tesis, tiene como objetivo efectuar el estudio del sistema de Riego "Potrerillos" con todas las obras hidráulicas necesarias para dominar la zona de Riego.

Luego del reconocimiento cartográfico y físico se ubicó el sitio aproximado de la captación a la altura de la quebrada Caña Agria, y se la definirá con mayor exactitud luego del levantamiento topográfico que para el efecto se realizará.

1.2 OBJETIVOS DEL PRESENTE ESTUDIO

En el desarrollo del presente estudio, y luego de su ejecución se lograrán los siguientes objetivos:

- Elevar el nivel de vida de la gente del agro, por medio de su incorporación a una agricultura estable generando mayor ingreso per cápita.
- Mejorar las condiciones agrícolas y aumentar la producción en las zonas irrigadas durante el año.
- Generar ocupación, evitando la migración del

campesino a centros poblados.

- Incentivar al agricultor para que mejore la producción agrícola-ganadera.
- Incorporar el área en estudio a la producción y desarrollo de la provincia y del país, pues la agricultura constituye uno de los pilares fundamentales para el adelanto de nuestro pueblo.

1.3 UBICACION GEOGRAFICA

El proyecto en estudio está ubicado en la parroquia Larama Cantón Macará, provincia de Loja; al Sur-Oriente.

La bocatoma se encuentra a 320 m.s.n.m., en las siguientes coordenadas geográficas:

04°13'47"	Latitud Sur
80°01'20"	Longitud Oeste

El área de riego está ubicada en las siguientes coordenadas geográficas:

Norte : 04°15'36"	Latitud Sur
Sur : 04°17'16"	Latitud Sur
Este : 80°06'01"	Longitud Oeste

Oeste : $80^{\circ}08'20''$

Longitud Oeste

1.4 DESCRIPCION GENERAL DEL PROYECTO

El Proyecto de Riego "Potrerillos", está previsto para irrigar alrededor de 900 Has. brutas de suelo; a lo largo de la conducción.

Su topografía al inicio de la conducción es muy irregular (encañonado), los taludes para la conducción tienen una pendiente media en aproximadamente el 75% y el 25% restante tiene una pendiente que oscila entre el 92% y 98%.

El proyecto, al inicio, tiene previsto regar unas 20Has. a la altura del sitio Negritos (mediante bombeo), siguiendo la conducción existen alrededor de unas 250 Has. y al final de la conducción llegando hasta el sitio linderos de Potrerillos será factible regar alrededor de 450 Has.

En la parte alta de la zona de riego (320 m.s.n. m.) existen bosques propios de la zona, siguiendo aguas abajo se tienen sembríos (a la rivera del río), con arbustos poco dispersos en la parte donde se va a irrigar.

1.5 VIAS DE COMUNICACION

Linderos de Potrerillos está unida a Loja por

tres vías principales: La Toma-Velacruz-Catacocha-Macará, la segunda vía La Toma-Gonzanamá-Cariamanga-Sozoranga-Macará, la tercera vía La Toma-Velacruz-Celica-Pindal-Zapotillo.

El Proyecto de Riego Potrerillos es una zona que está cruzada de innumerables vías y caminos transitables que es factible únicamente en verano, ya que por ésta zona cruzan quebradas (intermitentes) que se convierten en obstáculo en época de invierno.

1.6 DEMOGRAFIA

Las familias que radican en los terrenos que abarcan el proyecto Potrerillos, son relativamente pocas a causa de la migración en épocas de sequía. Sin embargo en el área de riego existe el suficiente número de familias que serán beneficiados y que de una u otra manera técnica podrán explotar los suelos a regarse.

C A P I T U L O I I

ESTUDIO SOCIO-ECONOMICO

2.1 DEMOGRAFIA

De los moradores asentados en la zona de riego, se ha elaborado en forma detallada datos y tablas, mediante encuesta realizada por los autores, desde el 22 de agosto al 24 de agosto de 1990.

DISTRIBUCION DE FAMILIAS

Cuadro Nro. 1

LUGAR	NUMERO DE FAMILIAS
Linderos de Potrerillos	15
Pinidal de Jujal (Negritos)	10
T O T A L:	25

POBLACION TOTAL (zona de riego)

Cuadro Nro. 2

SITIO	HOMBRES	MUJERES	TOTAL	%
Linderos de Potrerillos	59	54	113	100

POBLACION TOTAL POR EDADES

Cuadro Nro. 3

GRUPO	HOMBRES	%	MUJERES	%	TOTAL	%
0 - 5	9	15.25	5	9.26	14	12.39
6 - 11	10	16.95	10	18.52	20	17.70
12 - 17	11	18.65	12	22.22	23	20.36
18 - 23	8	13.56	7	12.96	15	13.27
24 - 29	7	11.86	9	16.68	16	14.16
30 - 35	4	6.78	2	3.70	6	5.31
36 - 41	3	5.08	1	1.85	4	3.54
42 - 47	1	1.70	2	3.70	3	2.65
48 - 53	3	5.08	3	5.56	6	5.31
54 - 59	1	1.70	1	1.85	2	1.77
60 - 65	2	3.39	0	0	2	1.77
66 ó más	0	0	2	3.70	2	1.77
T O T A L :	59	100	54	100	113	100

Analizando los datos y porcentajes presentados en los cuadros tenemos que:

- Cada familiar está compuesta aproximadamente por 8 personas.
- Las personas con edades comprendidas entre 0 - 17, representan el 50.45% del total.
- Los pobladores de más de 60 años sólo representan

el 3.54%

2.2 CONDICIONES SOCIO-ECONOMICAS

2.1.1 Vivienda

Las viviendas en la zona de riego en su mayoría son construídas de adobe, teja y bahareque. Estas viviendas normalmente constan en tres o cuatro habitaciones.

Las casas se encuentran ubicadas en la parte alta del río, cercanas al camino y dispersas.

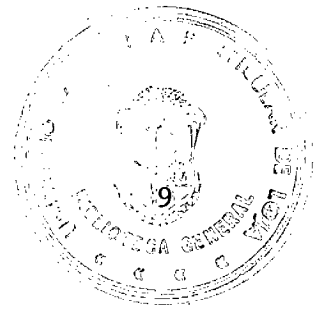
2.2.2 Educación

De las encuestas realizadas tenemos que todos los niños reciben educación primaria, lamentablemente ninguno de ellos reciben educación secundaria.

Cuadro Nro. 4

EDUCACION	HOMBRES	MUJERES	TOTAL
Escuela	10	9	19
Colegio	0	0	0

Es necesario que la juventúd se prepare técnicamente en el manejo de los cultivos para aumentar así la productividad;



esto se puede lograr incentivando a sus padres que sus hijos sigan la educación secundaria, en un centro de estudios como el que tiene Macará.

2.2.3 Migración

Debido a los múltiples problemas que enfrenta el agricultor, éste se ha visto obligado a abandonar su centro de producción en busca de mejores oportunidades de vida.

El principal índice de migración ha sido originado por la sequía, la desocupación, ya que siendo la agricultura la única fuente de trabajo, ha estado limitada por la falta de asistencia técnica, falta de riego y crédito.

2.3 CONDICIONES AGROECONOMICAS

2.3.1 Actividades agrícolas

Del total de las 15 familias asentadas en la zona de riego se puede deducir que:

- El 90% se dedican a la actividad agrícola mientras que el 10% lo hacen en otras actividades.

- Así mismo todos ellos paralelamente

se dedican a la cría de ganado caprino.

Es necesario señalar que la población económicamente activa, es el 66.37% que corresponde a las edades comprendidas entre los 12 y 60 años.

2.3.2 Forma de Tenencia de la Tierra

De las familias del lugar el 95% son propietarios de las tierras, y el 5% son arrendatarios.

El 85% de los propietarios son minifundistas con menos de 5 Has., en tanto que el 15% son latifundistas que han venido de otros lugares.

La mayor área de irrigación se encuentra en campo abierto, su uso pertenece a todos los beneficiarios del predio pero sin título de propiedad ya que no ha intervenido el IERAC.

2.3.3 Cultivo de la Tierra

De acuerdo a encuestas realizadas y por inspección visual se establece que los cultivos que más se encuentran en el área en orden de importancia son: arroz, maíz, yuca, camote, maní, cebolla, ajo, caña, plátano, guineo, coco, entre otros.

La labor agrícola se la realiza con

procedimientos rudimentarios; ante lo cual se puede sugerir lo siguiente, luego de que se realice o se ejecute de una forma concreta el presente estudio:

- Tecnificar los procesos de arado, utilizando la ayuda del tractor agrícola.
- Capacitar al campesino por parte del Ministerio de Agricultura y Ganadería.
- Obtener semilla certificada para los procesos de siembra.
- Utilizar abonos y fertilizantes, de una manera más adecuada.
- Facilitar créditos blandos, es decir, con bajos intereses bancarios.

C A P I T U L O I I I

CARACTERISTICAS FISICO GEOGRAFICAS

3.1 CARACTERISTICAS DE UNA CUENCA

Las características de una cuenca son: Demarcación de una Cuenca, Red Hidrográfica, Relieve, Altitud, Area y Perímetro.

Frecuentemente es necesario efectuar un cuadro comparativo de las cuencas hidrográficas, entre las que se dispone de registros de largos períodos con aquellas donde no se posee información alguna.

Demarcación de una Cuenca

La limitación de una cuenca hidrográfica se determina trazando sobre cartas topográficas las líneas de máximas alturas que bordean la cuenca. Cuando el terreno es impermeable el concepto de cuenca hidrográfica coincide con la topográfica. Cuando el terreno es permeable las aguas pasarán de una a otra vertiente topográfi-

ca, y la limitación se ubicará en la divisoria de aguas entre cuencas.

Red Hidrográfica

Se conoce como río principal a un curso importante de agua que desemboca directamente en el mar; los afluentes que desembocan directamente en el río principal se llaman afluentes de primer orden y las subdivisiones siguientes serán de segundo y tercer orden. Distinguir un río principal de sus afluentes en su nacimiento resulta confuso, aunque generalmente se lo acepta como tal a aquel que tiene más caudal y es más ancho.

Relieve

Es un aspecto fundamental a ser considerado, puesto que, a mayores pendientes del terreno, las corrientes de agua tomarán mayores velocidades y por tanto el tiempo de concentración será menor. Tiempo de concentración es el tiempo que demora en recorrer una partícula de agua desde el punto más lejano de la cuenca a la sección de desague considerada.

Altitud

La altitud de una cuenca es un factor que relaciona la temperatura y la precipitación, a su vez,

la variación de la temperatura, influye en la variación de las pérdidas de agua por evaporación.

Area y Perímetro

La relación área-perímetro tiene una influencia importante en las características hidrográficas de una cuenca, ya que, para cuencas de igual área pero diferente forma, el tiempo de concentración será diferente.

3.2 GEOLOGIA DE LA CUENCA

Según las cartas geológicas elaboradas por la Dirección de Geología y Minas, la cuenca del río Catamayo está formada por: Andesita (h), Andesita piroxénica (hx), andesita basáltica (hb), brecha (br), toba (h), riolita (r); y, terrazas.

Las rocas que afloran en el área se han meteorizado y han formado depósitos coluviales dando origen a la formación de suelos residuales sobre los que se han desarrollado una variada vegetación de tipo tropical.

Los depósitos aluviales están confinados en el valle del río formando pequeñas planchas o terrazas utilizadas para los cultivos

3.3 TAMAÑO DE LA CUENCA

utilizando cartas topográficas del Instituto Geográfico Militar, a escala 1:250.000, se delimitó la cuenca de drenaje hasta el sitio de toma y se determinó su área mediante la utilización del planímetro, y el papel milimetrado.

$$A = 4062 \text{ Km}^2$$

3.4 FORMA DE LA CUENCA

Se puede determinar la forma de la cuenca por medio del índice de compacidad de Gravelius. El mismo que está en función del área y perímetro de la cuenca. Su expresión es la siguiente:

$$K_C = \frac{P}{2 \sqrt{\pi A}}$$

Donde :

K_C = Índice de Compacidad de Grabelius

A = Área de la Cuenca

P = Perímetro de la Cuenca

$$K_C = \frac{395}{2 \sqrt{\pi 4062}} = 1.748$$

Los coeficientes mayores a uno nos dá como irre-

gular y alargada, el coeficiente cuando se acerca más a la unidad indica una cuenca de forma circular.

3.5 PENDIENTE LONGITUDINAL DEL RIO

Para el cálculo se utiliza la siguiente fórmula:

$$I_r = \frac{HM - Hm}{L} \times 100$$

Donde:

L = Longitud del río en m.

HM = Cota máxima en m.s.n.m.

Hm = Cota mínima en m.s.n.m.

Ir = Porcentaje de pendiente

$$I_r = \frac{3600 - 320}{163000} \times 100$$

$$I_r = 2.01\%$$

La longitud del río se la determinó utilizando un curvímetro siguiendo el cauce principal.

Esta pendiente intereza conocer desde el nacimiento del cauce hasta el sitio de la bocatoma.

3.6 PENDIENTE MEDIA DE LA CUENCA

La pendiente media de una cuenca tiene gran importancia ya que guarda relación compleja con el



grado de infiltración, la escorrentía, la humedad del suelo y con la contribución del agua subterránea a la corriente del cauce.

La pendiente media de una cuenca se la puede expresar por medio del índice de pendiente, para ello nos valemos del rectángulo equivalente, para el cálculo partimos del perímetro y del área de la cuenca; luego, calculamos los dos lados del rectángulo; lado mayor (L) y lado menor (l).

3.6.1 Calculo del Rectángulo Equivalente

$$L = \frac{Kc\sqrt{A}}{1.12} \left[1 + \sqrt{1 - \frac{(1.12)^2}{Kc}} \right]$$

$$L = \frac{1.748\sqrt{4062}}{1.12} \left[1 + \sqrt{1 - \frac{(1.12)^2}{1.748}} \right]$$

$$L = 175.84 \text{ Km.}$$

$$L = \frac{Kc\sqrt{A}}{1.12} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{(1.12)^2}{Kc}} \right]$$

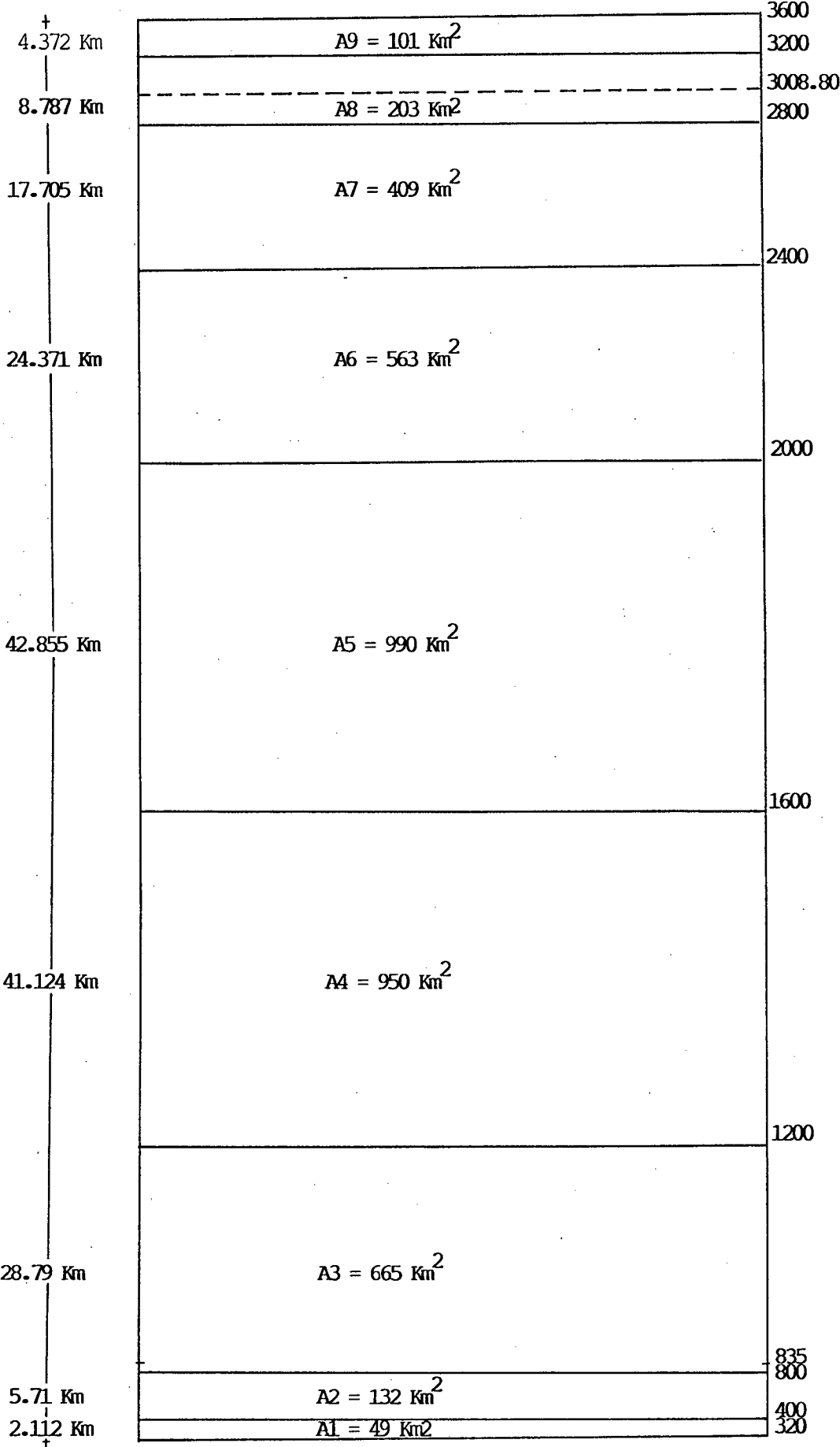
$$L = \frac{1.748\sqrt{4062}}{1.12} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{(1.12)^2}{1.748}} \right]$$

$$L = 23.101 \text{ Km.}$$

RECTANGULO EQUIVALENTE

Gráfico 3.1

Esc.Ver: 1:750



ES.Hor:1:200

23.101 Km

3.6.2 Indice de Pendiente Global

Al índice de pendiente global se lo calcula mediante la siguiente expresión:

$$I_g = \frac{H_5 - H_{95}}{L}$$

Donde:

I_g = Índice de pendiente global

H_5 = Altitud que tiene el 5% de superficie por encima de ella.

H_{95} = Altitud que tiene el 95% de la superficie sobre ella.

L = Longitud del lado mayor del rectángulo equivalente.

$$I_g = \frac{(3080,8 - 835)m}{175.84 \text{ Km}}$$

$$I_g = 12.36 \text{ m/Km}$$

El índice de pendiente global ha sido concebido para facilitar el estudio de cuencas de poca superficie.

El índice de pendiente de una cuenca (I_g), disminuye cuando la superficie de la cuenca aumenta

Los índices de pendiente de cuencas de superficies diferentes no son comprobables, se debe tomar en cuenta el efecto de superficie, para ésto se ha introducido una de carácter nuevo, que se denomina desnivelación específica.

Desnivelación Específica

$$Ds = Ig A^{1/2}$$

Donde:

Ds = Desnivelación específica

Ig = Índice de pendiente global

A = Area de la cuenca

*R1 = Relieve muy débil	Ds < 10 m
R2 = Relieve muy débil	10 < Ds < 25 m
R3 = Relieve débil o moderado	25 < Ds < 50 m
R4 = Relieve moderado	50 < Ds < 100 m
R5 = Relieve moderado fuerte	100 < Ds < 250 m
R6 = Relieve Fuerte	250 < Ds < 500 m
R7 = Relieve muy fuerte	500 < Ds < 1000 m
R8 = Relieve extremadamente fuerte	1000 < Ds < 2500 m

* Tomado de la Tesis Proyecto de Riego La Palmira

$$Ds = 12.36 \times (4062)^{1/2}$$

$$Ds = 787.80m$$

De acuerdo a la clasificación arriba indicada, el valor encontrado para la cuenca en estudio nos indica que tiene un -

relieve muy fuerte (R7).

3.6.3 Curva de Distribución de Frecuencias de Pendiente

La curva de distribución nos permite de acuerdo a los perfiles hipsométricos de una cuenca darnos cuenta si predomina pendientes fuertes, suaves, etc. De lo que podríamos deducir, un valor medio de pendiente, una mediana, un valor probable, o una moda.

Para ello calculamos la pendiente media de cada faja comprendida en cada curva de nivel cada 400m. cuya fórmula es:

$$Si = \frac{Li \cdot \Delta h}{ai}$$

Donde:

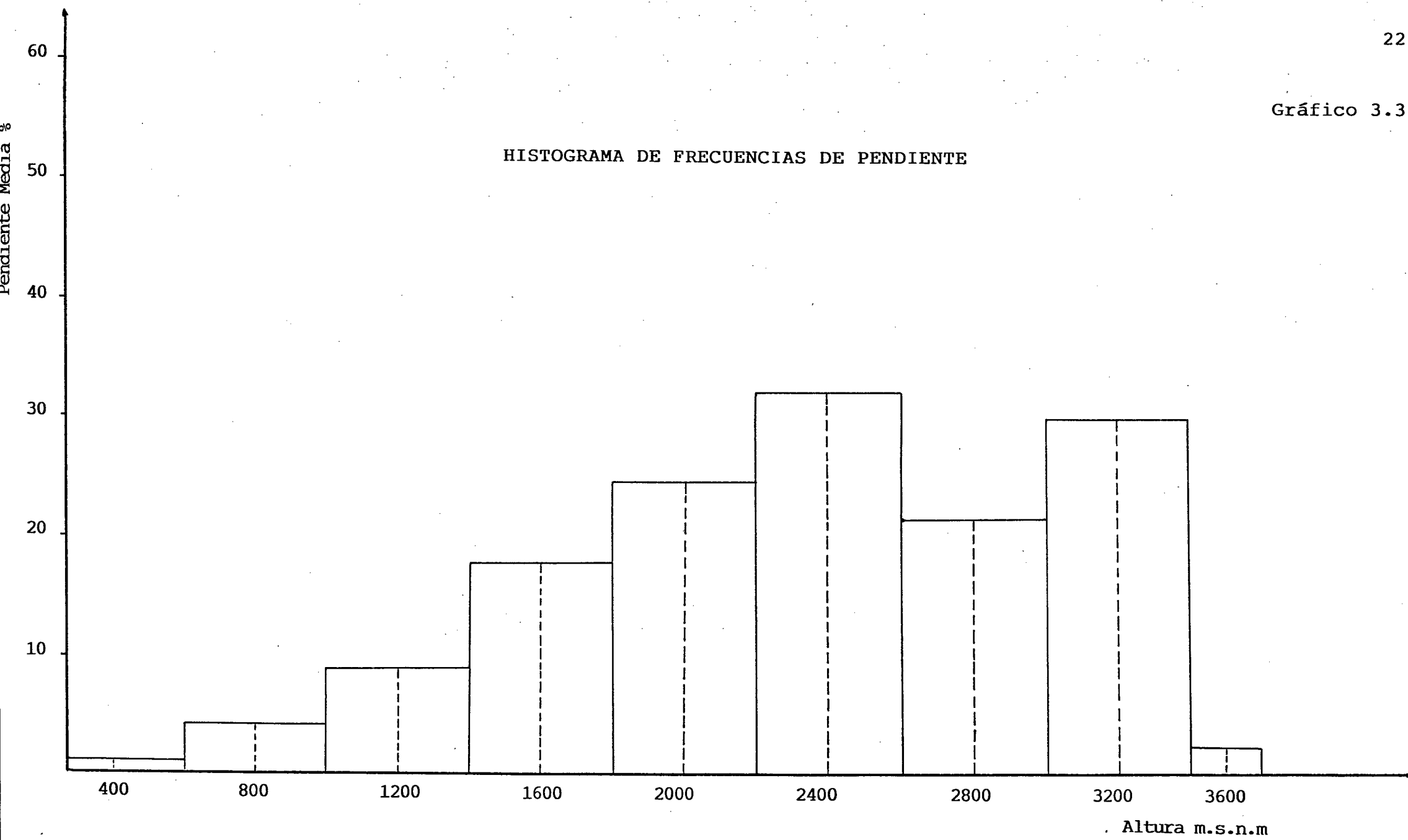
Si = Curva de distribución de frecuencia de pendientes.

Li = Longitud de curva

Δh = Desnivel de faja

ai = Area parcial

Gráfico 3.3

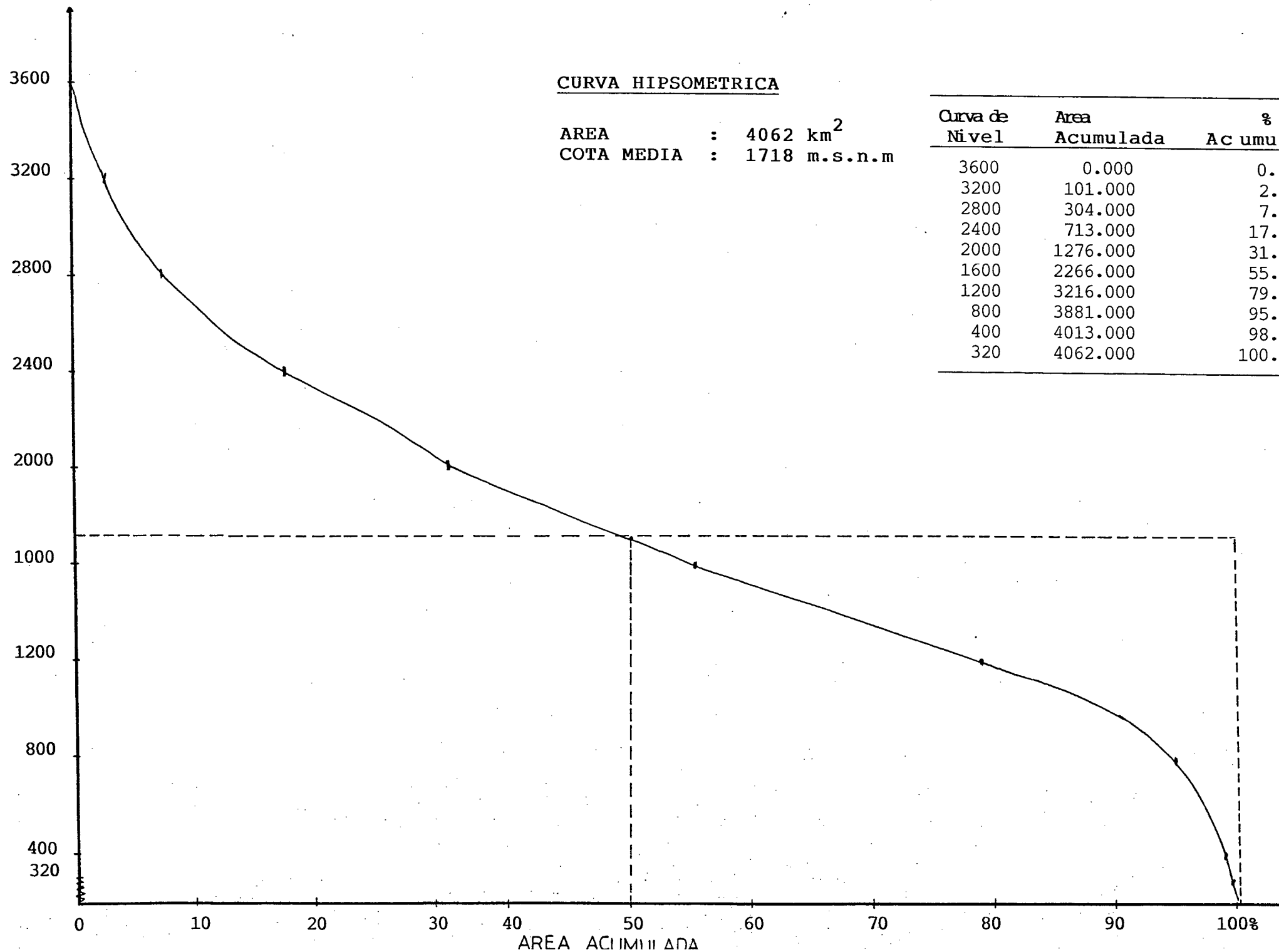


CURVA HIPSOMETRICA

AREA : 4062 km²
COTA MEDIA : 1718 m.s.n.m

Curva de Nivel	Area Acumulada	% Acumulado
3600	0.000	0.000
3200	101.000	2.486
2800	304.000	7.484
2400	713.000	17.553
2000	1276.000	31.413
1600	2266.000	55.785
1200	3216.000	79.173
800	3881.000	95.544
400	4013.000	98.794
320	4062.000	100.000

Cota m.s.n.m



Cuadro 3.1

CALCULO DE LA PENDIENTE

FAJA	AREA (ai) PARCIAL	AREA ACUMULA.	% ACUM.	CURVA DE NIVEL MEDIA	LONGTUD CURVA (Li)	DESNIVEL FAJA (Δh)	PENDIENTE Media (Si)
1	102	102	2.51	400	3000	280	0.8
2	396	498	12.26	800	40000	400	4.0
3	810	1308	32.20	1200	173000	400	8.51
4	992	2300	56.62	1600	440000	400	17.70
5	761	3061	75.36	2000	465000	400	24.40
6	476	3537	87.08	2400	380000	400	31.90
7	310	3847	94.71	2800	165000	400	21.30
8	155	4002	98.52	3200	116000	400	29.90
9	60	4062	100	3500	7000	200	2.33

$$Si = \frac{3000 \times 280}{102 \times 10^6} = 0.8\%$$

3.7 DRENAJE DE LA CUENCA

Por densidad de drenaje se entiende la mayor o menor factibilidad que presenta una cuenca hidrográfica para evacuar las aguas que, provenientes de las precipitaciones, quedan sobre la superficie de la tierra, debido al grado de saturación de las capas del subsuelo. Si éste se encuentra saturado y la lluvia continúa almacenándose sobre la superficie, llegará un momento en que las aguas allí contenidas, escurren hacia el cauce natural, produciéndose así el drenaje de la cuenca.

PENDIENTE MEDIA DE LA CUENCA



Cota Mínima: 320 m.s.n.m.

Cota Máxima: 3600 m.s.n.m.

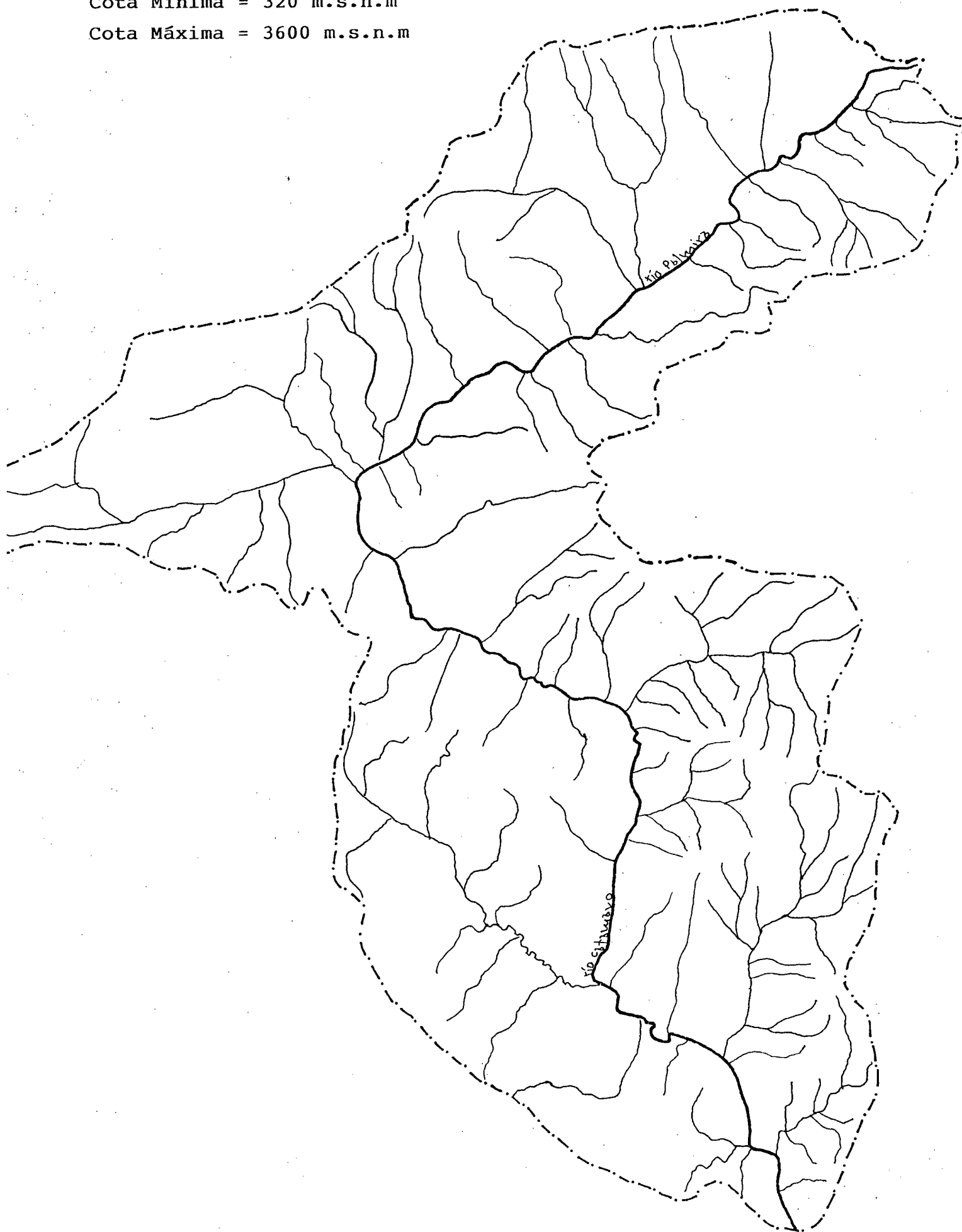


DENSIDAD DE DRENAJE DE LA CUENCA

Gráfico 3.5

Cota Mínima = 320 m.s.n.m

Cota Máxima = 3600 m.s.n.m



Hay dos índices que miden el sistema de drenaje de una cuenca que son:

Densidad de la red de los cauces (Dr)

$$Dr = \frac{N}{A} \text{ en cauces/km}^2$$

N = Número de cauces en la cuenca, incluyendo intermitentes y efímeros.

A = Area de la cuenca

$$Dr = \frac{123}{4062}$$

$$Dr = 0.030 \text{ cauces/km}^2$$

Densidad de drenaje

$$Dd = \frac{L}{A} = \text{en Km/Km}^2$$

L = Longitud de los cursos de agua incluyendo - intermitentes y efímeros en Km.

$$Dd = \frac{1089}{4062}$$

$$Dd = 0.27 \text{ Km/Km}^2$$

El régimen del río en estudio es variable, lo que indica que no hay aporte de aguas subterráneas; por ésta razón en época de estiaje presentan una disminución considerable en su caudal.

La densidad de drenaje de los cauces en estudio son bajos lo que nos indica que el suelo es un tanto favorable para la infiltración, por esto existe un bajo número de afluentes.

3.8 COMPARACION DE CUENCAS HIDROGRAFICAS

En vista de que la cuenca en estudio es muy extensa y tiene la información necesaria, suficiente y confiable, para su análisis; como estaciones hidrométricas, climatológicas y pluviométricas. Por lo expuesto anteriormente se ha considerado no hacer la comparación entre cuencas.

C A P I T U L O I V

ESTUDIOS CLIMATOLOGICOS

4.1 TEMPERATURA

Para el cálculo de la temperatura del área del proyecto se utilizó la fórmula del gradiente térmico, mediante los datos tomados de temperaturas media, máxima y mínima de la estación meteorológica de Macará, por ser la más cercana a la zona de estudio. La toma de datos incluye un registro de 21 años. (Anexo I)

Fórmula del Gradiente Térmico

$$t = t_h + 0.6 \frac{(h_1 - h_2)}{100}$$

Donde:

t = Temperatura media, máxima y mínima mensual -
del área del proyecto (cuadro 4.1)

t_h = Temperaturas media, máxima y mínima mensual
de Macará ($^{\circ}\text{C}$).

h_1 = Altura de Macará (427 m.s.n.m.)

h2 = Altura promedio del área del proyecto
(290 m.s.n.m.)

$$t = t_h + 0.82$$

Cuadro 4.1

Temperaturas Media, Máximas y Mínimas Mensuales del Area
del Proyecto

MESES	T E M P E R A T U R A S		
	MEDIA	MAXIMA ABSOLUTA	MINIMA ABSOLUTA
Enero	26.62	35.32	18.32
Febrero	26.72	35.22	19.52
Marzo	26.22	34.22	19.22
Abril	26.02	33.72	18.22
Mayo	25.32	33.32	17.22
Junio	24.42	33.32	15.72
Julio	24.32	33.42	14.52
Agosto	24.82	34.12	14.52
Septiembre	25.52	34.72	14.82
Octubre	25.82	35.12	14.82
Noviembre	25.92	34.92	15.02
Diciembre	26.62	35.22	16.22
MEDIA	25.70	34.4	15.20

La temperatura media plurianual de la zona es de 25.70°C. La temperatura máxima absoluta media es de 34.4°C, y la temperatura mínima absoluta media es de 15.20°C.

Los meses más templados son: junio, julio y agosto con 24.42°C , 24.32°C , 24.82°C , respectivamente.

Los meses más calientes son: enero, febrero y diciembre con 26.62°C , 26.72°C , 26.62°C , respectivamente.

Temperatura Máxima, Media y Mínima de cada una de las Estaciones de la Cuenca del Río Catamayo

Cuadro 4.1a

ESTACION	(H) ALTURA m.s.n.m	T. MAX. $^{\circ}\text{C}$	T. MEDIA $^{\circ}\text{C}$	T. MINIMA $^{\circ}\text{C}$
Celia	2160	23.7	15.1	8.5
La Argelia (Loja)	1960	26.1	15.4	3.5
Cariamanga	1960	27.5	17.7	7.9
Catacocha	1760	27.8	18.2	8.9
Vilcabamba	1560	32.2	20.1	6.6
Malacatos	1500	32.7	20.6	6.5
Catamayo	1230	34.9	23.6	11.9
Macará	427	35.7	24.7	12.3
Zapotillo	120	36.8	26.0	15.5

Que nos da las curvas de Temperatura Máxima, Temperatura Media y Temperatura Mínima (gráfico 4.1a), ploteando los valores del cuadro 4.1a, que luego se sacó sus respectivas ecuaciones.

Conociendo la altura media de la cuenca, se reemplazó este dato en las ecuaciones encontradas; con la finalidad de obtener las temperaturas de la cuenca.

Las ecuaciones son:

Coeficiente de Correlación

$$T. \text{ máx.} = 40.166 - 0.006 H \quad r = - 0.932$$

$$T. \text{ media} = 27.6537 - 0.00495 H \quad r = - 0.948$$

$$T. \text{ mínima} = 15.5476 - 0.004785 H \quad r = - 0.892$$

Siendo H = Las alturas de las estaciones (m.s.n.m.)

Luego remplazando H= 1718 m.s.n.m. en las ecuaciones se obtuvieron las siguientes temperaturas para la cuenca, que son:

$$T. \text{ Máxima} = 29.8^{\circ}\text{C}$$

$$T. \text{ Media} = 19.1^{\circ}\text{C}$$

$$T. \text{ Mínima} = 7.3^{\circ}\text{C}$$

4.2 DIRECCION DE LOS VIENTOS

Los vientos tabulados en su frecuencia en una dirección, así como el clima, son datos importantes para orientar el frente de lluvias en el trazado de las isoyetas.

En el presente estudio se consideró la estación de Macará por ser la más cercana al proyecto y tener mayor información.



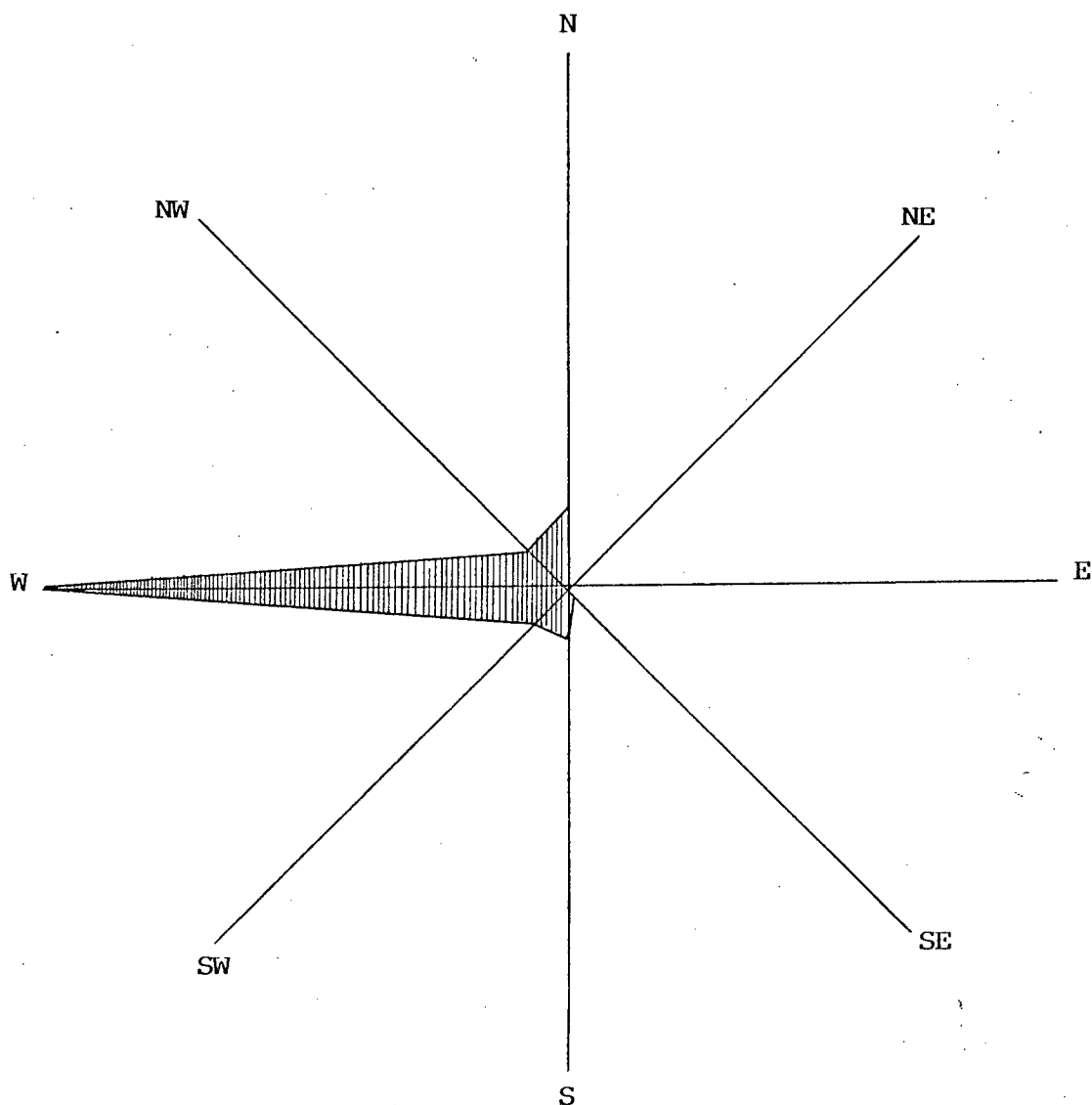
ESTACION MACARA

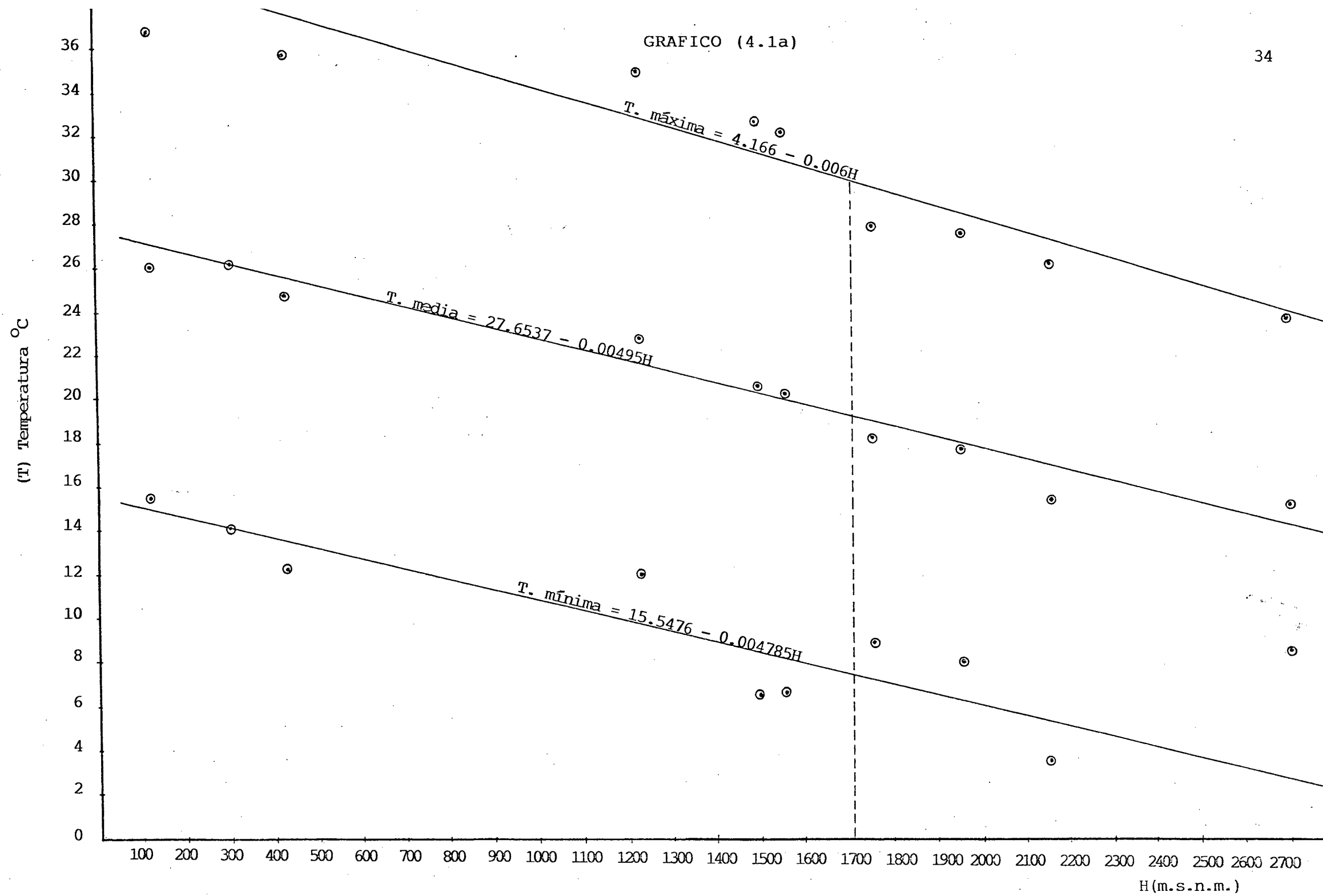
Dirección y Frecuencia de los Vientos

Cuadro 4.2

PERIODO	N	NE	E	SE	S	SW	W	NW	C
64-84 (Prom)	76	2.5	11.2	7.1	59.8	49.2	522.5	56	386.4

Grafico 4.1





4.3 EVAPORACION

La evaporación, es una de las etapas más frecuentes del ciclo hidrológico. Hay evaporación en todo momento y prácticamente desde toda superficie. La evaporación nos interesa porque es una forma de pérdida del agua superficial que tanta falta hace a la naturaleza entera. Es un escape del agua que cae por precipitación. Además, ésta servirá para correlacionar con los resultados de la evapotranspiración obtenida por métodos indirectos.

A continuación se presenta promedios mensuales de evaporación de la estación meteorológica de Macará, la cual se encuentra cercana al área del proyecto y con semejantes condiciones climáticas.

ESTACION MACARA

Cuadro 4.3

Evaporación (mm/mes)												
PERIODO	M E S											
	E	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
64-85 (Prom)	187.5	140	120.3	110.3	144.7	157.1	201.3	201.5	254.1	269.5	242.5	262.9

4.4 NUBOSIDAD

Ante la dificultad para obtener datos de radiación medidos con seguridad, algunos autores han relacionado la radiación global con la duración de la insola-

ción y con el grado de nubosidad del ciclo, que intervienen en el cálculo de la evapotranspiración.

En el anexo 3 se presentan datos de nubosidad de la estación de Macará con un período de 22 años, expresados en octavos con los siguientes significados:

- 1= Despejado
- 3= Parcialmente nuboso
- 6= Nuboso
- 8= Cubierto

4.5 PRECIPITACION

Es el agua que cae sobre la superficie del suelo, la misma que sirve para satisfacer las necesidades de las plantas; parte de ésta es interceptada por las vegetaciones (intercepción folear), parte se infiltra y se incorpora a la capa radical, parte se percola debajo de las raíces del cultivo y parte se escurre sobre la superficie del terreno.

Sobre una región extensa las precipitaciones se reparten tanto más regularmente cuanto más montañoso es. Las precipitaciones anuales de lugares cercanos varían tanto más, cuanto más brusco es el desnivel del terreno entre ellos.

La repartición de las precipitaciones se repre -

sentan por líneas de igual precipitación (isoyetas).

Para el estudio de precipitaciones en el proyecto Potrerillos, se tomaron datos de estaciones meteorológicas que se encuentran dentro, cercanas o colindantes (fuera) de la cuenca del río Catamayo. Las estaciones consideradas son:

Dentro de la Cuenca: Yangana, Vilcabamba, Malacatos, Quinara, La Toma-Catamayo, El Tambo, El Cisne, Lauro Guerrero, Catacocha, Colaisaca, Nambacola, Cariamanga, Sozoranga, Amaluza.

Cercanas o Colindantes a la Cuenca: Gonzanamá, Macará, Celica, Saucillo, Alamor, Mercadillo, Sabanilla, Zapotillo.

Tomándose como estación base a la de Macará por ser la más cercana y con semejantes condiciones climáticas, para el cálculo de la precipitación media mensual del área del proyecto.

4.5.1 Datos Disponibles

De los anuarios Meteorológicos por el INAMHI, se ha obtenido la información de las precipitaciones medias mensuales, información que se nos fue facilitada mediante pedido por medio de la Subcomisión Ecuatoriana-PREDESUR- al INERHI en Quito de estudios

anteriormente realizados de climatología de la cuenca en estudio. Datos que fueron actualizados por el INERHI en Enero de 1989 (Quito), con períodos de registro desde 1964 a 1985 los mismos que constan en los anexos 4 al 25.

*Los datos que se anexan al final fueron verificados con los historiales de cada estación que mantiene el INAMHI, o con visitas al campo, por personeros del INERHI en Quito.

Para el relleno de valores mensuales faltantes y extensión de la serie a un período común 1964-1985. El INERHI, procedió a correlacionar analíticamente - cada vector regional con la estación homogenizada de su grupo, obteniéndose un coeficiente de correlación mínimo de 0.9 entre vector y estación.

4.5.2 Extensión y Relleno de Datos Faltantes

El relleno de los datos faltantes es realizado mediante la HOMOGENIZACION y REGIONALIZACION PLUVIOMETRICA POR EL METODO DEL VECTOR REGIONAL.- Cuyos autores

* Proyecto Zapotillo "Estudio Hidrológico" INERHI-PREDESUR septiembre de 1989, reposa en los archivos del Departamento de Riego de PREDESUR y el INERHI (Quito).



son:

PATRIC LE GOULVEN (Ingeniero Hidrólogo) ORSTOM

MIGUEL A. ALEMAN (Ingeniero Hidráulico) INERHI

IVAN OSRONO (Ingeniero Hidráulico) INERHI

Homogenización

Toda adquisición de datos adolece de errores de toda naturaleza, lo que demuestra la necesidad de una crítica profunda de los datos recibidos por medio de una red, los cuales pueden ser eliminados cuando se alejan de la realidad, y corregidos cuando la naturaleza de los errores lo permite. Además, el cálculo de las necesidades de agua y de los recursos disponibles necesita una información completa y consistente aunque no existan estaciones cercanas.

Para lograr esto es necesario dividir el espacio estudiando en zonas homogéneas, en las cuales el régimen pluviométrico así como la variación interanual de la precipitación sean similares y bien conocidos, para después implementar modelos hidrop pluviométricos que permitan manejar con criterio científico el recurso agua.

Después de haber definido el concepto de homogeneidad de las series de precipitación anuales y demostrado

la inutilidad estadísticas clásicas para resolver éste problema, los autores demuestran la eficacia de las pruebas de dobles masas y sobre todo del vector regional.

Utilizan además este último para emprender una regionalización pluviométrica teniendo en cuenta la variación interanual de las precipitaciones (regionalización cronológica) y su repartición a lo largo del año (regionalización de régimen).

Pruebas de Simples Masas

Las pruebas de simples masas no pueden distinguir con certeza los errores sistemáticos de eventuales efectos que componen la organización interna de la serie observada. Parece además imposible detectar con certeza los errores sistemáticos a partir de una serie cronológica. Afortunadamente, en el estudio de las precipitaciones, generalmente se disponen de varias estaciones ubicadas en una misma región.

Pruebas de Dobles Masas

Constituye una técnica de análisis para ajustar las series de precipitaciones, con vista a detectar y suprimir el efecto de factores no representativos, tales como de emplazamiento del pluviómetro, sistema de medida, entre otros (Todos ellos posibles de considerar como errores sistemáticos).

La falta de uniformidad, consistencia y homogeneidad de las estadísticas de precipitación, se determina mediante el análisis de doble acumulación o método de doble masa, que consiste en graficar en papel milimetrado, los datos anuales acumulados de una estación de estadística homogénea, denominada estación base, con los datos acumulados de una estación que se desee comprobar.

Para las dos estaciones que se les hace el análisis es necesario hacer la corrección, multiplicando las precipitaciones anuales por un factor de corrección (FC) que se determina en el gráfico correspondiente, la ecuación es:

$$FC = \frac{TG\ 1}{TG\ 2}$$

En donde:

TG 1 = pendiente del tramo confiable

TG 2 = pendiente del tramo a corregirse

La serie de puntos obtenidos, se ajustará tanto más a una recta, cuando más constante es la relación entre ambas cantidades que se acumulen. Si éste gráfico dista mucho de parecerse a una línea recta, el procedimiento es inaplicable.

Trazado de Isoyetas

- Se interpolaron los datos puntuales obtenidos de cada estación, con la técnica utilizada en topografía (cada 100).
- Se trazaron las isoyetas tomando en cuenta las condiciones locales, y un reconocimiento fiel de la cuenca.
- Se determinó el área entre dos isoyetas contiguas, y multiplicado por su valor promedio se encontró la cantidad de lluvia entre las mismas.
- La precipitación media de la cuenca se la obtuvo mediante la fórmula (literal 4.5.3).

4.5.3 Cálculo de la Precipitación Media Anual

Para determinar la precipitación media de un área determinada existen métodos como la red de Thiesen, la misma que se construye sobre un plano ligando o uniendo las estaciones adyacentes con líneas rectas y trazando luego bisectores perpendiculares alrededor de la estación, incluye un área que es siempre la más cercana a la estación que cualquier otra de ellas. Se considera que ésta área queda o estará mejor representada por la precipitación de la estación correspondiente a la que incluye o rodea. Para calcular la lluvia media, el área representada por cada estación

se expresa como un porcentaje del área total. El valor de éste parámetro es la suma de los proudctos obtenidos por multiplicar los valores individuales de lluvias en las estaciones, por su porcentaje del área total.

El método que se utilizó fue el de las Isoyetas (ver plano 01), que consiste en determinar las líneas isoyetas de la cuenca y calcular el área comprendida entre dos líneas consecutivas, usando la siguiente fórmula:

$$P_m = \frac{A_1P_1 + A_2P_2 + \dots + A_nP_n}{A. \text{ total}}$$

Donde:

P_m = Precipitación media de la cuenca.
anual.

$A_1, A_2, \dots, A_n$ = Son las áreas comprendidas entre líneas isoyetas.

$P_1, P_2, \dots, P_n$ = Precipitación promedio entre dos isoye -
tas consecutivas.

CUENCA DEL RIO CATAMAYO

Cuadro 4.4

NUMERO	Area (Km ²)	PRECIPITACION (mm)	A x P (Km2 x mm)
1	45.0	500	22500
2	52.0	550	28600
3	184.0	650	119600
4	17.0	700	11900
5	897.0	750	672750
6	604.0	850	513400
7	751.0	950	713450
8	705.0	1050	740250
9	72.0	1100	79200
10	261.0	1150	300150
11	265.0	1250	331250
12	209.0	1300	271700
TOTAL	4062		3804750

$$P_m = \frac{3804750}{4062} = 936.7 \text{ mm}$$

AREA DEL PROYECTO

Cuadro 4.5

NUMERO	Area (Km2)	PRECIPITACION (mm)	A x P (Km2 x mm)
1	8.0	450	3600
2	3.0	550	1650
TOTAL	11.0		5250

$$P_m = \frac{5250}{11.0} = 477.3 \text{ mm}$$

CUENCA HASTA EL PUENTE BOQUERON (Río Arenal)

Cuadro 4.5a

NUMERO	Area (Km2)	PRECIPITACION (mm)	A x P (Km2 x mm)
1	6.00	650	390
2	17.00	700	11900
3	180.000	750	135000
4	143.000	850	121550
5	235.000	950	223250
6	171.000	1050	179550
7	5.000	1100	5500
8	156.0	1150	179400
9	135.0	1250	168750
10	82.0	1300	106600
TOTAL	1130 km2		1135400

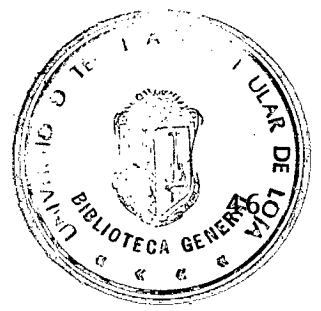
$$P_m = \frac{1135400}{1130}$$

$$PM = 1004.8 \text{ MM}$$

Como se puede observar la precipitación media sacada del cuadro 4.5a es mayor que la precipitación media sacada del cuadro 4.4 por lo que podemos deducir que las Isoyetas están bien dibujadas.

Comprobación de las Isoyetas mediante el coeficiente de escorrentía.

- Hasta el Puente Boquerón, los datos utilizados son:



$$V_{11} = P \times A$$

Donde:

V_{11} = Volumen llovido o caído m^3

P = Precipitación media mm

A = Área de la cuenca hasta el puente boquerón
 Km^2

Luego se calculó el volumen efectivo, que está dado por el caudal medio de un tiempo determinado, cuya fórmula es:

$$V_{efec} = Q \times 365 \times 86400$$

Donde:

Q = Caudal medio m^3/seg

V_{efec} = Volumen efectivo m^3

Luego se calculó el coeficiente de escurrimiento mediante la expresión:

$$C = \frac{V_{efec}}{V_{11}}$$

Donde:

C = Coeficiente de escurrimiento

Vefec = Volumen efectivo

V11 = Volumen llovido o caído

Hasta la Bocatoma o sitio de aprovechamiento, los datos utilizados son:

Partiendo de la siguiente igualdad:

$$K_{P.B} = K_{S.A}$$

$$\frac{Q_{PB}}{P_{P.B.} A_{P.B}} = \frac{Q_{SA}}{P_{S.A.} A_{S.A}}$$

$$Q_{S.A} = \frac{P_{S.A.} A_{S.A.} Q_{P.B}}{P_{P.B.} A_{P.B}} \cdot K$$

Donde:

$Q_{S.A}$ = Caudal en el sitio de aprovechamiento m^3/seg

$P_{S.A}$ = Precipitación media en el sitio de aprovechamiento
mm

$A_{S.A}$ = Area del sitio de aprovechamiento km^2

$Q_{P.B}$ = Caudal medio en el puente boquerón m^3/seg

$P_{P.B}$ = Precipitación media en el puente boquerón mm

$A_{P.B}$ = Area en el puente boquerón Km^2

Quedando:

$$Q_{S.A} = K Q_{P.B}$$

K = constante

Luego reemplazando los valores en las distintas fórmulas anteriormente descritas tenemos el siguiente cuadro:

COEFICIENTE DE ESCORRENTIA AL PUENTE BOQUERON Y BOCATOMA

Cuadro 4.5b

SITIO	PRECIP.MED. mm	AREA Km 2	CAUDAL MEDIO m ³ /seg	Vll m ³	Vefec. m ³	C. Escorren tía
Pte.Boquerón	1004.8	1130	24.126	1134.52E6	742.08E6	0.654
Bocatoma	936.7	4062	80.847	3804.88E6	2486.7E6	0.654

$$K = \frac{P_{S.A.} \cdot A_{S.A.}}{P_{P.B.} \cdot A_{P.B.}} = \frac{936.7 \times 4062}{1004.8 \times 1130} = 3.351$$

$$K = 3.3.51$$

$$Q_{S.A.} = 3.3.51 \times 24.126$$

$$Q_{S.A} = 80.847 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Analizando el cuadro 4.5b podemos ver claramente que se tiene el mismo coeficiente de escorrentía en los dos sitios, por lo que se concluye que las Isoyetas están bien dibujadas.

4.5.4 Precipitación media mensual del Proyecto

La precipitación media anual del proyecto se relacionó con la precipitación media anual de Macará para obtener un factor de corrección cuyo valor se multiplicó por los valores

de precipitación media mensual de Macará (anexo 19) para obtenerse la precipitación media mensual del proyecto.

$$F_c = \frac{\text{Precipitación media anual del proyecto}}{\text{Precipitación media anual de Macará}}$$

PRECIPITACION MEDIA MENSUAL DEL PROYECTO

Cuadro 4.6

PERIODO	M E S E S											
	ENERO	FEB.	MAR.	ABRIL	MAY	JUN.	JUL.	AGO	SEP.	OCT.	NOV.	DIEMBRE
64-85 (Prom)	37.6	94.0	233	174.6	13.2	3.8	0.2	0.6	2.1	6.6	2.1	9.3

En el cuadro 4.6 se observa que los meses de mayor precipitación son: marzo, febrero y abril con: 233.1; 94.0; 74.6 mm respectivamente. Los meses de menor precipitación son: enero y mayo con: 37.6 y 13.2 mm respectivamente.

De lo expuesto anteriormente se deduce que el período seco está comprendido entre los meses de junio a diciembre; y el período húmedo entre los meses de diciembre y octubre.

4.6 INDICE DE ARIDEZ DE MARTONNE

El índice de aridez está determinado por el paralelismo que existe entre el clima, el suelo y la vegetación del lugar.

Se lo puedo calcular mediante la siguiente fórmula:

$$I = \frac{P}{T + 10}$$

Donde:

I = Índice de aridez

P = Precipitación media anual del proyecto

T = Temperatura media plurianual del Proyecto

$$I = \frac{477.3}{(25.7 + 10)}$$

$$I = 13.37$$

Este valor nos indica que la escorrentía en el Proyecto es baja; y la vegetación existente corresponde a bosques.

4.7 COEFICIENTE PLUVIOMETRICO DE ANGOT

Está dado por la siguiente formula:

$$Kp = \frac{P \times 365}{Pm \times n}$$

Donde:

P = Precipitación media mensual del proyecto

Pm = Precipitación media anual del Proyecto
(477.3mm)

n = Número de días del mes considerado



COEFICIENTE DE ANGOT

Cuadro 4.7

	MESES											
	ENERO	FEVERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUN.	JUL.	AGOST.	SEPT.	OCT.	NOV.	DIC.
P	37.6	94.0	233	174.6	13.2	3.8	0.2	0.6	2.1	6.6	2.1	9.3
n	31	28	31	30	31	30	31	31	30	31	30	31
Kp	0.93	2.57	5.75	1.90	0.33	0.10	.005	0.15	0.54	0.16	0.54	.23

El coeficiente pluviométrico de Angot expresa el carácter mas o menos lluvioso de un mes en función de la suma anual. Así el mes mas lluvioso es marzo con 5.75; en tanto que el mes más seco es julio con 0.005.

4.8 CLASIFICACION DEL CLIMA

De acuerdo a la clasificación del clima de Koppen, el proyecto tiene un clima de características muy calientes, seco o tropical árido, de estepa o semiárido con lluvias irregulares, la ecuación es la siguiente:

$$BSX'h'i$$

R = Precipitación media del año = 591.3 mm = 59.13 cm.

T = Temperatura media del año = 24.9°C

t(cal)= Temperatura media del mes más caliente = 25.8°C

t(fr) = Temperatura media del mes más frío = 24.1°C

4.9 BALANCE HIDRICO

El Balance Hidrológico Global tiene por objeto principal hallar las diferencias entre las aportaciones y las pérdidas, y estudiar por consiguiente la variación de las reservas de agua.

En efecto, una eventual escasez o un posible exceso hídrico en cualquiera de las fases de desarrollo de los cultivos, pueden causar pérdidas parciales o totales en las cosechas.

El balance hídrico es útil para los siguientes fines:

- Para la planeación y la operación adecuada del riego y el drenaje de los campos agrícolas.
- Para la planeación y el manejo de los recursos hídricos de una región.
- Para los estudios de predicción de rendimiento agrícola.
- Para la elaboración de calendarios agrícolas.
- Para los estudios de predicción de inundaciones y sequías.
- Para los estudios sobre la erosión del suelo.
- Para la predicción de incendios forestales
- Para las clasificaciones climáticas y agroclimáticas.
- Para los estudios sobre lixiviación o lavado de nutrientes

químicos.

Los elementos principales del balance hídrico son las precipitaciones, la infiltración eficaz, la evapotranspiración real, el caudal de desague, la escorrentía superficial y la variación de las reservas.

4.9.1 Evapotranspiración Potencial

Según la definición que fue presentada por Penman, dice que es la cantidad de agua transpirada en una unidad de tiempo por el cultivo verde y de corta altura, el cual cubre completamente la superficie del suelo, de altura uniforme y sin limitaciones de agua en ningún momento.

En otra forma se la puede definir a la evapotranspiración potencial como la cantidad máxima de agua que puede perder un área completamente de vegetación, cuando el suministro de agua no presenta limitaciones.

La evapotranspiración Potencial depende del poder evaporante del aire, el cual a su vez está determinado por la radiación solar, la temperatura, el viento y la humedad del aire.

Conviene destacar que la evapotranspiración potencial es inferior a la evaporación de una superficie

Tabla 4.1

CLASIFICACION CLIMATICA DE KÖPPEN

Zonas Geográfico-Climáticas	Nro.	TIPOS DE CLIMA (Régimen de lluvia)	CARACTERES Y SUBDIVISIONES	VARIEDADES ESPECIFICAS (B, C, D)	VARIEDADES GENERALES (A, B, C)
A TROPICAL LLUVIOSO Siempre: $t(fr) > 18^{\circ}C.$ $R > 75 \text{ cm.}$	1	Af DE SELVA Lluvia todo el año (Singapur)	- Si $75 < R < 150, r \text{ (Sec)} > 6$ - Si $150 < R < 200, r \text{ (Sec)} > 4$ - Si $200 < R < 250, r \text{ (Sec)} > 2$ - Si $250 < R, r \text{ (Sec)} > 0$	$h' = \text{Muy caliente}$ $T > 18^{\circ}C$ $t(fr) > 18^{\circ}$ $h = \text{Caliente}$ $T > 18^{\circ}; t(fr) < 18^{\circ}$ $v = \text{Temp.máx.no regis-}$ $\text{trada hasta otoño.}$ $a = t(cal) > 22^{\circ}C.$ $t \text{ de 4 meses o más}$ $> 10^{\circ}C.$ $b = t(cal) < 22^{\circ}C.$ $t \text{ de 4 meses o más}$ $> 10^{\circ}C.$ $k = \text{Frío } T < 18^{\circ}C.$ $t(cal) > 18^{\circ}C.$ $k' = \text{Muy Frío } T < 18^{\circ}C.$ $t(cal) < 18^{\circ}C.$ $c = t(fr) < -38^{\circ}C.$ $t \text{ de menos de 4 me-}$ $\text{ses } > 10^{\circ}C.$ $d = t(fr) < -38^{\circ}C.$ $t \text{ de menos de 4 me-}$ $\text{ses } > 10^{\circ}C.$	$i = \text{Isotermal}$ $t(cal)-t(fr) < 3^{\circ}C.$ $g = \text{Temp.máx.anterior}$ $\text{al solsticio de ve-}$ rano. $g' = \text{Temp.máx.posterior}$ al solsticio de verano. $n = \text{Niebla Frecuente}$ $n' = \text{Niebla escasa pero}$ $\text{aire húmedo, lluvia}$ $\text{escasa, tiempo rela-}$ $\text{tivamente fresco; ve-}$ $\text{rano con } t < 24^{\circ}C.$ $n'' = n' \text{ pero con verano}$ $\text{con Temp. } > 24^{\circ}C.$ $w' = \text{Estación lluviosa}$ en otoño. $w'' = \text{Dos estaciones de}$ $\text{lluvia separadas -}$ $\text{por dos estaciones}$ secas. $x = \text{Estación lluviosa}$ $\text{al comienzo del ve-}$ $\text{rano y la seca al -}$ final del verano. $x' = \text{Lluvia escasa pero}$ $\text{fuertes en todas -}$ $\text{las estac.del año.}$ $s' = \text{La estac.lluviosa}$ se adelanta.
	2	Aw DE SABANA Lluvia periódica, invier- no seco (Surat)	- Si $75 < R < 100, r \text{ (Sec)} < 6$ AwH: Sabana Tropical de Altura - Si $100 < R < 150, r \text{ (Sec)} < 4$ - Si $150 < R < 200, r \text{ (Sec)} < 2$		
		Am DE BOSQUE LLUVIOSO Estación seca muy corta	condiccnes intermedias entre las ante - riores.		
B SECO O TROPICAL ARIDO La evaporación es > la precipitación	3	BS DE ESTEPA O SEMIARIDO (Maurcia - Almeria)	- BBS Lluvias en invierno $R < 2T$ - BSx' id irregulares $R < 2(T+7)$ - BSW id en verano $R < 2(T+14)$	$a = t(cal) > 22^{\circ}C.$ $t \text{ de 4 meses o más}$ $> 10^{\circ}C.$ $b = t(cal) < 22^{\circ}C.$ $t \text{ de 4 meses o más}$ $> 10^{\circ}C.$ $k = \text{Frío } T < 18^{\circ}C.$ $t(cal) > 18^{\circ}C.$ $k' = \text{Muy Frío } T < 18^{\circ}C.$ $t(cal) < 18^{\circ}C.$ $c = t(fr) < -38^{\circ}C.$ $t \text{ de menos de 4 me-}$ $\text{ses } > 10^{\circ}C.$ $d = t(fr) < -38^{\circ}C.$ $t \text{ de menos de 4 me-}$ $\text{ses } > 10^{\circ}C.$	$n' = \text{Niebla escasa pero}$ $\text{aire húmedo, lluvia}$ $\text{escasa, tiempo rela-}$ $\text{tivamente fresco; ve-}$ $\text{rano con } t < 24^{\circ}C.$ $n'' = n' \text{ pero con verano}$ $\text{con Temp. } > 24^{\circ}C.$ $w' = \text{Estación lluviosa}$ en otoño. $w'' = \text{Dos estaciones de}$ $\text{lluvia separadas -}$ $\text{por dos estaciones}$ secas. $x = \text{Estación lluviosa}$ $\text{al comienzo del ve-}$ $\text{rano y la seca al -}$ final del verano. $x' = \text{Lluvia escasa pero}$ $\text{fuertes en todas -}$ $\text{las estac.del año.}$ $s' = \text{La estac.lluviosa}$ se adelanta.
	4	BW de DESIERTO O ARIDO (El cairo - Antofagasta)	- BWS Lluvias en invierno $R < T$ - BWx' id irregulares $R < 2(T+7)$ - BWw id en verano $R < 2(T+14)$		
C TEMPLADO LLUVIOSO (Mesotermico) $-3^{\circ}C < t(fr) < 18^{\circ}C.$	5	Cw DE INVIERNO SECO NO RIGUROSO (TUCUMAN)	- Lluvia periódica, invierno seco; $r(11) > 10 r \text{ (Sec)}$	$k = \text{Frío } T < 18^{\circ}C.$ $t(cal) > 18^{\circ}C.$ $k' = \text{Muy Frío } T < 18^{\circ}C.$ $t(cal) < 18^{\circ}C.$ $c = t(fr) < -38^{\circ}C.$ $t \text{ de menos de 4 me-}$ $\text{ses } > 10^{\circ}C.$ $d = t(fr) < -38^{\circ}C.$ $t \text{ de menos de 4 me-}$ $\text{ses } > 10^{\circ}C.$	$n' = \text{Niebla escasa pero}$ $\text{aire húmedo, lluvia}$ $\text{escasa, tiempo rela-}$ $\text{tivamente fresco; ve-}$ $\text{rano con } t < 24^{\circ}C.$ $n'' = n' \text{ pero con verano}$ $\text{con Temp. } > 24^{\circ}C.$ $w' = \text{Estación lluviosa}$ en otoño. $w'' = \text{Dos estaciones de}$ $\text{lluvia separadas -}$ $\text{por dos estaciones}$ secas. $x = \text{Estación lluviosa}$ $\text{al comienzo del ve-}$ $\text{rano y la seca al -}$ final del verano. $x' = \text{Lluvia escasa pero}$ $\text{fuertes en todas -}$ $\text{las estac.del año.}$ $s' = \text{La estac.lluviosa}$ se adelanta.
	6	Cs DE VERANO SECO, CALURO SO (Madrid)	- Lluvia periódica, verano seco: $r(11) > 3 r \text{ (Sec)}$		
	7	Cf DE AMBIENTE HUMEDO (Loja, Saraguro)	- Lluvia irregular: $3r \text{ (Sec)} < r(11) \dots$ $< 10r \text{ (Sec)}$		
D BOREAL O NEVADO DE BOSQUE (TEMPLADO FRIO) $t(fr) < -3^{\circ}C; t(cal) > 10^{\circ}C$	9	Dw DE INVIERNO SECO Y FRIO (Pekín)	- Lluvia periódica; invierno seco: $r(11) >$ $10r \text{ (Sec)}$	$k = \text{Frío } T < 18^{\circ}C.$ $t(cal) > 18^{\circ}C.$ $k' = \text{Muy Frío } T < 18^{\circ}C.$ $t(cal) < 18^{\circ}C.$ $c = t(fr) < -38^{\circ}C.$ $t \text{ de menos de 4 me-}$ $\text{ses } > 10^{\circ}C.$ $d = t(fr) < -38^{\circ}C.$ $t \text{ de menos de 4 me-}$ $\text{ses } > 10^{\circ}C.$	$n' = \text{Niebla escasa pero}$ $\text{aire húmedo, lluvia}$ $\text{escasa, tiempo rela-}$ $\text{tivamente fresco; ve-}$ $\text{rano con } t < 24^{\circ}C.$ $n'' = n' \text{ pero con verano}$ $\text{con Temp. } > 24^{\circ}C.$ $w' = \text{Estación lluviosa}$ en otoño. $w'' = \text{Dos estaciones de}$ $\text{lluvia separadas -}$ $\text{por dos estaciones}$ secas. $x = \text{Estación lluviosa}$ $\text{al comienzo del ve-}$ $\text{rano y la seca al -}$ final del verano. $x' = \text{Lluvia escasa pero}$ $\text{fuertes en todas -}$ $\text{las estac.del año.}$ $s' = \text{La estac.lluviosa}$ se adelanta.
	8	Df DE INVIERNO HUMEDO Y FRIO (Moscu)	- Lluvia irregular $3r \text{ (Sec)} < r(11) < 10r \text{ (Sec)}$		
	10	ET DE TUNDRA	- $t(cal) > 0^{\circ}C.$ (Groenlandia).		
E POLAR O NEVADO	11	ET DE NIEVES PERPETUAS	- $t < 0^{\circ}C.$ (Mac Murdo)	$k = \text{Frío } T < 18^{\circ}C.$ $t(cal) > 18^{\circ}C.$ $k' = \text{Muy Frío } T < 18^{\circ}C.$ $t(cal) < 18^{\circ}C.$ $c = t(fr) < -38^{\circ}C.$ $t \text{ de menos de 4 me-}$ $\text{ses } > 10^{\circ}C.$ $d = t(fr) < -38^{\circ}C.$ $t \text{ de menos de 4 me-}$ $\text{ses } > 10^{\circ}C.$	$n' = \text{Niebla escasa pero}$ $\text{aire húmedo, lluvia}$ $\text{escasa, tiempo rela-}$ $\text{tivamente fresco; ve-}$ $\text{rano con } t < 24^{\circ}C.$ $n'' = n' \text{ pero con verano}$ $\text{con Temp. } > 24^{\circ}C.$ $w' = \text{Estación lluviosa}$ en otoño. $w'' = \text{Dos estaciones de}$ $\text{lluvia separadas -}$ $\text{por dos estaciones}$ secas. $x = \text{Estación lluviosa}$ $\text{al comienzo del ve-}$ $\text{rano y la seca al -}$ final del verano. $x' = \text{Lluvia escasa pero}$ $\text{fuertes en todas -}$ $\text{las estac.del año.}$ $s' = \text{La estac.lluviosa}$ se adelanta.
		EB SECO DE ALTA MONTANA DE TUNDRA O NIEVES PERPE TUAS.			

TERMINOLOGIA

En $^{\circ}C.$
T = Temp. media del año
t = temp. media de un mes
t (cal) = Temp. media del mes más caluroso
t (fr) = Temp. media del mes más frío

En cm
R = precipitación media del año
r = id id de un mes
r (11) = id id mes más lluvioso
r (Sec) = id id id seco

S = Estepa
w = Desierto
f = hielo
B(delante de E) = Montaña
f = húmedo
w = Invernal (sequía invernal)
g = Veraniego (sequía veraniega)
h = caliente, v = Retrasada

libre de agua (como la medida en un tanque clase A). Penman y Schofield, explicaron que ello se debe a los siguientes motivos:

- a. La vegetación tiene un albedo mayor
- b. Los estomas de las plantas se cierran durante las noches.
- c. Los estomas presentan cierta resistencia a la difusión o paso del agua, la cual se incrementa en determinadas circunstancias.

La evapotranspiración de un cultivo de corta altura es aproximadamente el 75% de la evaporación de una superficie libre de agua.

4.9.2 Evapotranspiración Real

También conocida como evapotranspiración actual, se la define como la cantidad de agua que se pierde por la evaporación desde la superficie del suelo y la transpiración de las plantas, bajo las condiciones actuales o reales de tiempo, suelo y vegetación. La evapotranspiración real y la potencial son similares, consecuentemente, sólo cuando el suelo está a capacidad de campo y los cultivos han llegado a una fase de desarrollo en que cubren completamente el suelo.

4.9.3 Uso Consuntivo

Uso consuntivo, también llamado evapotranspiración, es la cantidad de agua utilizada por las plantas en su función de transpiración para la formación de tejidos celulares, así como la que se evapora de la superficie del suelo en donde tales plantas crecen.

4.9.4 Cálculo de la Evapotranspiración, mínimo tres métodos.

Para calcular la evapotranspiración existen métodos directos e indirectos, los métodos directos son los únicos realmente válidos, pero son de delicada y costosa aplicación. Los métodos indirectos tienen la ventaja de su mayor economía, en general se basan en datos meteorológicos corrientemente obtenidos en las estaciones meteorológicas.

Entre los principales métodos que se van a utilizar en el presente trabajo tenemos: Turc, Blaney Criddle y Thornthwaite.

Consideramos que el método de Turc es la que se adaptó a nuestra zona en estudio, esto es, tropical, relativamente seca y por cuanto los datos existentes se adaptan en este método.

METODO DE THORNTHAWAITE (1957)

Es el método más utilizado en latinoamérica, su fórmula emplea radicalmente la temperatura y es la siguiente:

$$ETp = 16 (10 T/I)^a$$

Donde:

ETp = Evapotranspiración Potencial

T = Temperatura media, promedio en el lapso tomado.

I = Es un índice de calor equivalente a la suma de 12 índices mensuales (i), los cuales se hallan así:

$$i = (T/5)^{1.514}$$

$$a = 0.000000675I^3 - 0.0000771I^2 + 0.01792I + 0.49239$$

METODO DE BLANEY CRIDDLE (1942)

$$ETp = p (8.13 + 0.457t) \times K$$

Donde:

ETp = Evapotranspiración potencial

t = Temperatura media, promedio en el lapso tomado

p = Porcentajes mensuales de las horas del día en relación a las del año; (tabla 4.2)

K = Coeficiente empírico para c/cultivo

METODO DE TURC

La fórmula de Turc ha dado en general valores más altos que los obtenidos con medidas directas y se la puede utilizar en climas templados.

$$ETp = K \frac{T}{T + 15} (Ig + 50)$$

$$Ig = (0.25 + 0.5 n/N) Ra$$

Donde:

ETp = Evapotranspiración Potencial mensual en mm.

T = Temperatura media mensual plurianual en °C

Ig = Radiación solar en mm/día o en cal/cm²/día

ra = Radiación extraterrestre en mm/día

$$n/N = \frac{1 - \text{nubosidad}}{8}$$

n = Heliofanía absoluta calculada con ayuda de la nubosidad.

N = Duración máxima media mensual de fuerte insolación.

K = 0.40 (para meses de 30 y 31 días)

0.37 (para el mes de febrero)

0.13 (para cálculos de períodos de 10 días)

Se utiliza el cuadro 4.8

PORCENTAJES MENSUALES DE LAS HORAS DEL DIA CON RELACION

A LAS DEL AÑO

Tabla 4.2

	E	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
0°	8.49	7.67	8.49	8.22	8.49	8.22	8.49	8.49	8.19	8.49	8.22	8.49
2°	8.55	7.71	8.49	8.19	8.44	8.17	8.43	8.44	8.19	8.52	8.27	8.55
4°	8.64	7.76	8.50	8.17	8.39	8.08	8.20	8.41	8.19	8.56	8.33	8.65
6°	8.71	7.81	8.50	8.12	8.30	8.00	8.19	8.37	8.18	8.59	8.38	8.74
8°	8.79	7.84	8.51	8.11	8.24	7.91	8.13	8.32	8.18	8.62	8.47	8.84
10°	8.85	7.86	8.52	8.09	8.18	7.84	8.11	8.28	8.18	8.65	8.52	8.90
12°	8.91	7.91	8.55	8.06	8.15	7.79	8.08	8.26	8.17	8.67	8.58	8.95
14°	8.97	7.97	8.54	8.03	8.07	7.70	7.01	8.19	8.16	8.69	8.65	9.01
16°	9.09	8.02	8.56	7.98	7.96	7.57	7.94	8.14	8.14	8.76	8.72	9.17
18°	9.18	8.06	8.57	7.98	7.99	7.50	7.88	8.09	8.14	8.80	8.80	9.24
20°	9.25	8.09	8.58	7.92	7.88	7.41	7.78	8.05	8.18	8.88	8.85	9.32
22°	9.36	8.12	8.58	7.89	7.74	7.80	7.76	8.08	8.18	8.86	8.90	9.88
24°	9.44	8.17	8.59	7.87	7.60	7.24	7.58	7.99	8.12	8.89	8.96	9.47
26°	9.52	8.28	8.60	7.81	7.56	7.07	7.49	7.87	8.11	8.94	9.10	9.61
28°	9.61	8.81	8.61	7.79	7.49	6.99	7.40	7.85	8.10	8.97	9.19	9.74
30°	9.69	8.88	8.68	7.75	7.48	6.94	7.80	7.80	8.09	9.00	9.24	9.80
32°	9.76	8.36	8.64	7.70	7.39	6.85	7.20	7.78	8.08	9.04	9.31	9.87
34°	9.88	8.41	8.65	7.68	7.30	6.78	7.10	7.69	8.06	9.07	9.38	9.99
36°	10.06	8.53	8.67	7.61	7.10	6.59	6.99	7.59	8.06	9.15	9.51	10.21
38°	10.14	8.61	8.68	7.59	7.03	6.46	6.87	7.51	8.05	9.19	9.60	10.34
40°	10.24	8.65	8.70	7.54	6.96	6.33	6.73	7.46	8.04	9.28	9.69	10.42
42°	10.39	8.72	8.71	7.49	6.85	6.20	6.60	7.39	8.01	9.27	9.79	10.57
44°	10.52	8.81	8.72	7.44	6.78	6.04	6.45	7.30	8.00	9.34	9.91	10.72
46°	10.68	8.88	8.78	7.39	6.61	5.87	6.30	7.21	7.98	9.41	10.03	10.90
48°	10.85	8.98	8.76	7.32	6.45	5.69	6.13	7.12	7.96	9.47	10.17	11.09
50°	11.08	9.06	8.77	7.25	6.31	5.48	5.98	7.08	7.95	9.53	10.32	11.30

COLUMNAS

1. Valores de las temperaturas medias mensuales - plurianuales en °C.

2. Valores correspondientes a la expresión:

$$KT (T + 15)$$

3. Valores correspondientes a la relación n/N , calculada con la nubosidad mensual plurianual de la estación meteorológica de Macará (Anexo 3).

4. Valores correspondientes a la expresión $0.25 + 0.5 n/N$.

5. Valores de radiación extraterrestre, expresada en evaporación equivalente (mm/día) para $04^{\circ}16'$ (tabla 4.3).

6. Valores correspondientes a la expresión: $(0.25 + 0.5 n/N)Ra$. Se multiplican los valores de las columnas 4 y 5.

7. Radiación solar en $\text{cal/cm}^2/\text{día}$, se obtiene al dividir los valores de la columna 6 para 0.017 resultante de la relación:

$$1 \text{ cal/cm}^2/\text{día} = 0.017 \text{ mm/día}$$

8. Valores correspondientes a la expresión: $I_g + 50$.

9. Valores de evapotranspiración en mm/mes. Se obtiene al multiplicar las columnas 2 y 8.

10. Valores de evapotranspiración en mm/día.

Se obtiene al dividir valores de la columna 9 para el número de días de cada mes.

METODO DE TURC

Cuadro 4.8

MES	T ^o C	$K \frac{T}{T + 15}$	n/N	0.25+0.5n/N	Ra mm/día	Ig mm/día	Ig cal/cm ² /día	Ig + 50	EIP mm/mes	EIP mm/día
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Enero	26.62	0.26	0.19	0.35	15.54	5.44	320.00	370.00	96.20	3.10
Febrero	26.72	0.24	0.15	0.33	15.83	5.22	307.06	357.06	85.69	3.06
Marzo	26.22	0.25	0.16	0.33	15.60	5.15	302.94	352.94	88.24	2.85
Abril	26.02	0.25	0.20	0.35	14.87	5.20	305.88	355.88	88.97	2.97
Mayo	25.32	0.25	0.28	0.39	13.75	5.36	315.29	365.29	91.32	2.95
Junio	24.42	0.25	0.40	0.45	13.15	5.92	348.24	398.24	99.56	3.32
Julio	24.32	0.25	0.51	0.51	13.36	6.81	400.59	450.59	112.65	3.63
Agosto	24.82	0.25	0.54	0.52	14.26	7.42	436.47	486.47	121.62	3.92
Septiembre	25.52	0.25	0.51	0.51	15.09	7.70	452.94	502.94	125.74	4.19
Octubre	25.82	0.25	0.43	0.47	15.61	7.34	431.76	481.76	120.44	3.89
Noviembre	25.92	0.25	.44	.47	15.54	7.30	429.41	479.41	119.85	4.00
Diciembre	26.62	0.26	.36	0.43	15.44	6.44	378.82	428.82	111.49	3.60

- x = Evaporación media mensual (mm/mes)
- y = Evapotranspiración potencial (mm/mes)
- Tc = Términos corregidos
- Scc = Suma del cuadrado corregido
- Sp = Suma de productos
- r = Coeficiente de correlación

AJUSTE POR MINIMOS CUADRADOS

Cuadro 4.9

MES	X	Y	X ²	Y ²	XY
ENERO	187.5	96.20	35156.25	9254.44	18037.50
FEBRERO	140.0	85.69	19600	7342.7761	11996.60
MARZO	120.3	88.24	14472.09	7786.2976	10615.27
ABRIL	110.3	88.97	12166.09	7915.6609	9813.39
MAYO	144.7	91.32	20938.09	8339.3424	13214.00
JUNIO	157.1	99.56	24680.41	9912.1936	15640.88
JULIO	201.3	112.65	40521.69	12690.0225	22676.45
AGOSTO	201.5	121.62	40602.25	14791.4244	24506.43
SEPTIEMBRE	254.1	125.74	64566.81	15810.5476	31950.53
OCTUBRE	269.5	120.44	72630.25	14505.7936	32458.58
NOVIEMBRE	242.5	119.85	58806.25	14364.0225	29063.63
DICIEMBRE	262.9	111.49	69116.41	12430.0201	29310.72
SUMA	2291.7	1261.77	473256.59	135142.54	249283.98

TCY = (Σ y)²/n = (1261.77)²/12 = 132671.96

TCX = (Σ x)²/n = (2291.7)²/12 = 437657.41

SCCY = Σ y² - TCy = 135142.54 - 132671.96 = 2471.54

SCCX = Σ x² - TCX = 475256.59 - 437657.41 = 35599.18

TCXY = (Σ x) (Σ y)/n = (2291.7) (1261.77)/12 = 240966.53

SPXY = Σ xy - TCXY = 249283.98 - 240966.53 = 8317.45

$$r = \frac{SPXY}{\sqrt{(SCCX) (SCCY)}}$$

$$r = \frac{8317.45}{\sqrt{(35599.18) (2471.54)}}$$

$$r = 0.89$$

VARIANZA

X = Evaporación media mensual

Y = Evapotranspiración Potencial

S = Varianza

ANALISIS DE LA VARIANZA

Cuadro 4.10

MES	X	Y	di	di ²
ENERO	187.5	96.20	- 91.3	8335.69
FEBRERO	140.0	85.69	- 54.31	2949.58
MARZO	120.3	88.24	- 32.06	1027.84
ABRIL	110.3	88.97	- 21.33	454.97
MAYO	144.7	91.32	- 53.88	2849.42
JUNIO	157.1	99.56	- 57.54	3310.85
JULIO	201.3	112.65	- 88.65	7858.82
AGOSTO	201.5	121.62	- 79.88	6380.81
SEPTIEMBRE	254.1	145.74	-128.36	16476.29
OCTUBRE	269.5	120.44	-149.06	22218.88
NOVIEMBRE	242.5	119.85	-122.65	15043.02
DICIEMBRE	262.9	111.49	-151.44	22924.99
SUMA				109831.18

$$DI = Y - X$$

$$S^2 = \frac{\sum (di^2)}{n - 1} = \frac{109831.18}{12 - 1}$$

$$S = 99.92$$

RESUMEN DE METODOS DE EVAPOTRANSPIRACION

Cuadro 4.11

MES	METODO	TURC mm/mes	THORNTHWAITE mm/mes	BLANEY-CRIDDLE mm/mes
ENERO		96.20	132.28	175.53
FEBRERO		85.69	133.98	157.99
MARZO		88.24	125.64	170.96
ABRIL		88.97	122.41	163.43
MAYO		91.32	111.56	165.06
JUNIO		99.56	98.63	155.65
JULIO		112.65	97.27	157.78
AGOSTO		121.62	104.24	163.67
SEPTIEMBRE		125.74	114.59	162.08
OCTUBRE		120.44	119.24	170.68
NOVIEMBRE		119.85	120.82	166.54
DICIEMBRE		111.49	132.28	175.80
r		0.89	0.01	0.33
S		99.92	96.28	61.19

**LA RADIACION EXTRATERRESTRE Pa - EXPRESADA EN EQUIVALENTE DE EVAPORACION EN
mm/DIA. Hemisferio S.**

Tabla 4.3

LAT.	E.	F.	M.	A.	M.	J.	J.	A.	S.	O.	N.	D.
50°	17.5	14.7	10.9	7.0	4.2	3.1	3.5	5.5	8.9	12.9	16.5	18.2
48	17.6	14.9	11.2	7.5	4.7	3.5	4.0	6.0	9.3	13.2	16.6	18.2
46	17.7	15.1	11.5	7.9	5.2	4.0	4.4	6.5	9.7	13.4	16.7	18.3
44	17.8	15.3	11.9	8.4	5.7	4.4	4.9	6.9	10.2	13.7	16.7	18.3
42	17.7	15.5	12.2	8.8	6.1	4.9	5.4	7.4	10.6	14.0	16.8	18.3
40	17.9	15.7	12.5	9.2	6.6	5.3	5.9	7.9	11.0	14.2	16.9	18.3
38	17.9	15.8	12.8	9.6	7.1	5.8	6.3	8.3	11.4	14.4	17.0	18.3
36	17.9	16.0	13.2	10.1	7.5	6.3	6.8	8.8	11.7	14.6	17.0	18.2
34	17.8	16.1	13.5	10.5	8.0	6.8	7.2	9.2	12.0	14.9	17.1	18.2
32	17.8	16.2	13.8	10.9	8.5	7.3	7.7	9.6	12.4	15.1	17.2	18.1
30	17.8	16.4	14.0	11.3	8.9	7.8	8.1	10.1	12.7	15.3	17.3	18.1
28	17.7	16.4	14.3	11.6	9.3	8.2	8.6	10.9	13.0	15.4	17.2	17.9
26	17.6	16.4	14.4	12.0	9.7	8.7	9.1	10.9	13.2	15.5	17.2	17.8
24	17.5	16.5	14.6	12.3	10.2	9.1	9.5	11.2	13.4	15.6	17.1	17.7
22	17.4	16.5	14.8	12.6	10.6	9.6	10.0	11.6	13.7	15.7	17.0	17.5
20	17.3	16.5	15.0	13.0	11.0	10.0	10.4	12.0	13.9	15.8	17.0	17.4
18	17.1	16.5	15.1	13.2	11.4	10.4	10.8	12.3	14.1	15.8	16.8	17.1
16	16.9	16.4	15.2	13.5	11.7	10.8	11.2	12.6	14.3	15.8	16.7	16.8
14	16.7	16.4	15.3	13.7	12.1	11.2	11.6	12.9	14.5	15.8	16.5	16.6
12	16.6	16.3	15.4	14.0	12.5	11.6	12.0	13.2	14.7	15.8	16.4	16.5
10	16.4	16.3	15.5	14.4	12.8	12.0	12.4	13.5	14.8	15.9	16.2	16.2
8	16.1	16.1	15.5	14.4	13.1	12.4	12.7	13.7	14.9	15.8	16.0	16.0
6	15.8	16.0	15.6	14.7	13.4	12.8	13.1	14.0	15.0	15.7	15.8	15.7
4	15.5	15.8	15.6	14.9	13.8	13.2	13.4	14.3	15.1	15.6	15.5	15.4
2	15.3	15.7	15.7	15.1	14.1	13.5	13.7	14.5	15.2	15.5	15.3	15.1
0	15.0	15.5	15.7	15.3	14.4	13.9	14.1	14.8	15.3	15.4	15.1	14.8

4.9.5 Cálculo de la lluvia probable

En base a los valores estadísticos medios anuales de la precipitación, del período considerado (1964 1985) de la estación Macará, modificado por el coeficiente de corrección (0.807), se estableció la frecuencia probable de lluvias (en hidrología llamado grado de sequedad) (cuadro 4.12) mediante la fórmula:

$$FA = 100 \times \frac{(N - 0.5)}{m}$$

Donde:

FA = Grado de sequedad (%)

N = Número de orden de las cifras ordenadas en forma descendente.

m = Número de años

Los datos fueron ajustados por el método de Mínimos Cuadrados (cuadro 4.13)

Con el valor del 80% probable, se determinó el coeficiente de ajuste, para multiplicarlo por los valores reales de precipitación media mensual del proyecto.

$$c = \frac{80\% P}{\bar{Y}}$$

Donde:

80%P = Valor 80 por ciento probable

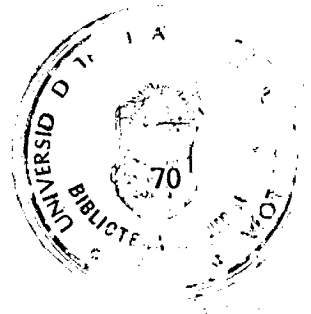
$\bar{Y}$ = Lluvia media

c = Coeficiente de ajuste

CUADRO DE SEQUEDAD

Cuadro 4.12

A Ñ O	PRECIPITACION (Y)	N.DE ORIEN	FA (X)
1984	957.1	1	2.27
1972	741.4	2	6.82
1971	740.4	3	11.36
1983	736.2	4	15.91
1981	647.7	5	20.45
1976	603.7	6	25.0
1973	580.3	7	29.54
1975	549.4	8	34.09
1965	488.3	9	38.64
1967	472.6	10	43.18
1980	464.3	11	47.73
1979	453.7	12	52.27
1966	447.3	13	56.82
1969	430.4	14	61.36
1977	411.4	15	65.91
1985	336.4	16	70.45
1978	333.6	17	75.00
1982	304.3	18	79.55
1970	266.9	19	84.09
1974	263.5	20	88.64
1964	231.5	21	93.18
1968	38.5	22	97.73



AJUSTE POR MINIMOS CUADRADOS

Cuadro 4.13

X	Y	X ²	Y ²	XY
2.27	957.1	5.15	916040.41	2172.62
6.82	741.4	46.51	549673.96	5056.35
11.36	740.4	129.05	548192.16	8410.94
15.91	736.2	253.13	541990.44	11712.94
20.45	646.7	418.20	418220.89	13225.02
25.00	603.7	625.00	364453.69	15092.50
29.54	580.3	872.61	336748.09	17142.06
34.09	549.4	1162.13	301840.36	18729.05
38.64	488.3	1493.05	238436.89	18867.91
43.18	472.6	1864.51	223350.76	20406.87
47.73	464.3	2278.15	215574.49	22161.04
52.27	453.7	2732.15	205843.69	23714.90
56.82	477.3	3228.51	227815.29	27120.19
61.36	430.4	3765.05	185244.16	26409.34
65.91	411.4	4344.13	169249.96	27115.37
70.45	336.4	4963.20	113164.96	23699.38
75.00	333.6	5625.00	111288.96	25020.00
79.55	304.3	6328.20	925998.49	24207.07
84.09	266.9	7071.13	71235.61	22443.62
88.64	263.5	7857.05	69432.25	23356.64
93.18	231.5	8682.51	53592.25	21571.17
97.73	38.5	9551.15	1482.25	3762.61
1099.99	10498.5	73295.99	5'955470.01	401397.58

$$\begin{aligned} TCX &= (\sum X)^2/n &= (1099.99)^2/22 &= 54999.00 \\ TCY &= (\sum Y)^2/n &= (10498.5)^2/22 &= 5'009931.92 \\ SCCX &= \sum X^2 - TCX &= 73295.59 - 54999 &= 18296.59 \\ SCCY &= \sum Y^2 - TCY &= 5'955470.01 - 5'009931.92 &= 945538.09 \\ TCXY &= (\sum X)(\sum Y)/n &= (1099.99) \times (10498.5)/22 &= 524920.23 \\ SPXY &= \sum XY - TCXY &= 401397.58 - 524920.23 &= -123522.65 \end{aligned}$$

Coefficiente de Correlación

$$r = \frac{SPXY}{\sqrt{(SCCX) (SCCY)}}$$

$$r = - 0.94$$

$$r = \frac{- 123522.65}{\sqrt{(18296.59) \times (945538.09)}}$$

Coefficiente de Regresión

$$b = SPXY/SCCX$$

$$b = - 6.75$$

$$b = - 123522.65/18296.59$$

Ecuación de la Tendencia Lineal

$$\bar{Y} = a + b\bar{X}$$

$$\bar{X} = \sum X/n = 1099.99/22 = 50$$

$$\bar{Y} = \sum Y/n = 10498.5/22 = 477.20$$

$$477.20 = a + (-6.75) \times (50)$$

$$a = 814.70$$

$$\bar{Y} = a + b\bar{X}$$

$$P = a + b(\%P) : \%P - 80$$

$$P = 814.70 + (-6.844) \times (80)$$

$$80\%P = 267.18$$

$$c = 80\%P/\bar{Y} = 267.18/477.20$$

$$c = 0.57$$

PRECIPITACION PROBABLE

Cuadro 4.14

MES	E	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
Precip. mm/mes	37.6	94	233	174.6	13.2	3.8	0.2	0.6	2.1	6.6	2.1	9.3
P.Proba. mm/mes	21.4	53.6	132.8	99.5	7.5	2.2	0.1	0.3	1.2	3.8	1.2	5.3

4.9.6 Cálculo del Balance Hídrico

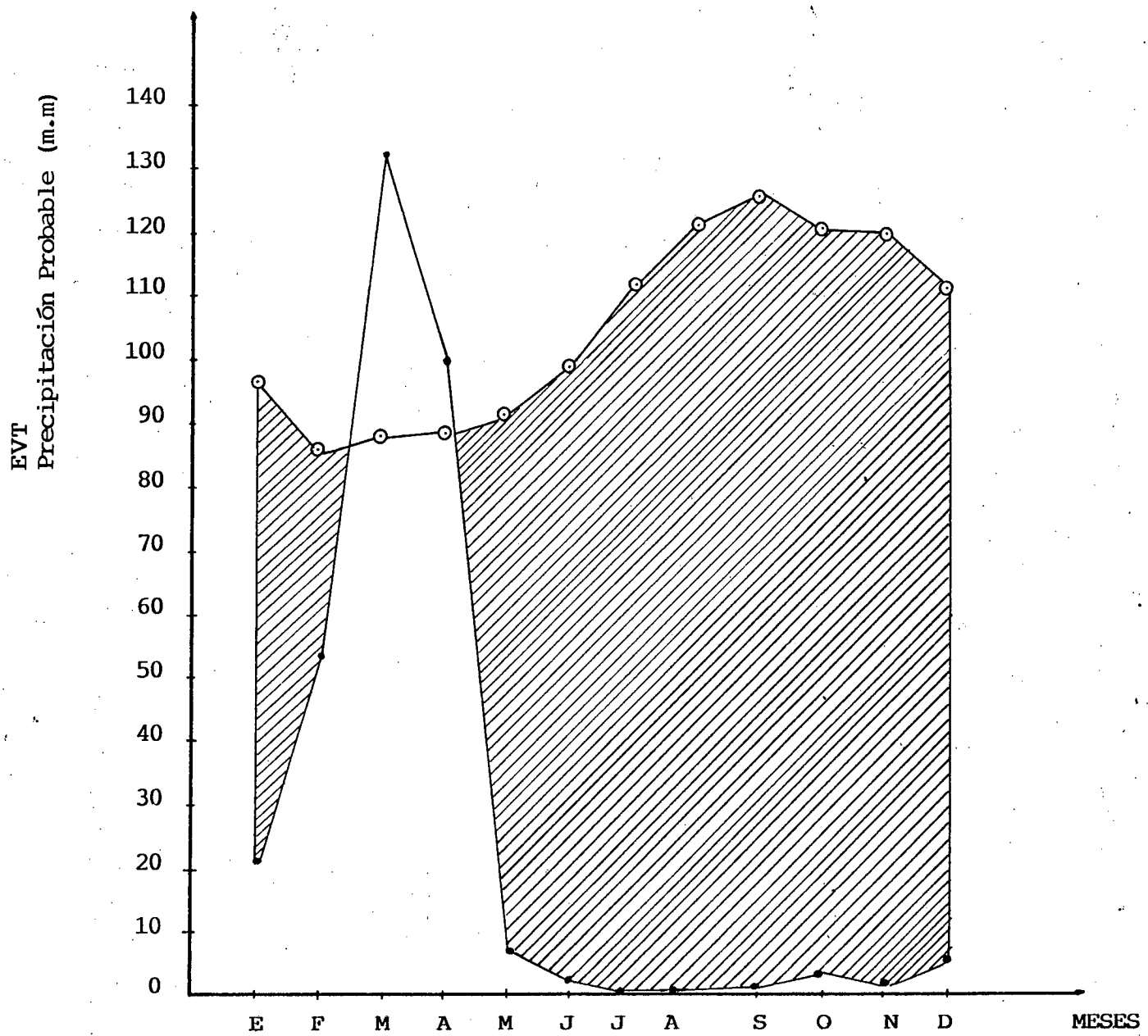
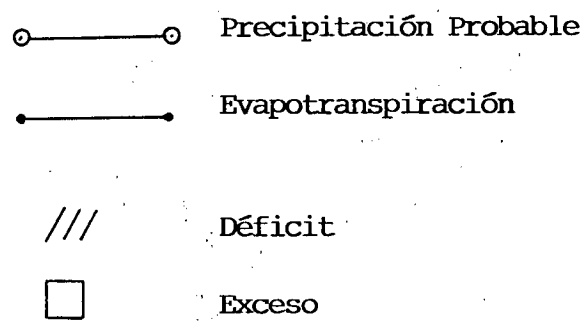
En el cuadro (4.15), se presenta el cálculo del Balance Hídrico, cuyo valor es igual a la precipitación probable menos la evapotranspiración.

BALANCE HIDRICO

Cuadro 4.15

MES	PRECIP. MEDIA MM	PRECIP.PROB. MM	EVAPORACION MM	EVAPOTRANSPIR. MM	BALAN.HIDRICO NECESID.RIEGO MM
ENERO	37.6	21.4	187.5	96.20	- 74.8 Déficit
FEBRERO	94	53.6	140	85.69	- 32.09 Déficit
MARZO	233	132.8	120.3	88.24	44.56 Exceso
ABRIL	174.6	99.5	110.3	88.97	10.53 Exceso
MAYO	13.2	7.5	144.7	91.32	- 83.82 Déficit
JUNIO	3.8	2.2	157.1	99.56	- 97.36 Déficit
JULIO	0.2	0.1	201.3	112.65	-112.55 Déficit
AGOSTO	0.6	0.3	201.5	121.62	-121.32 Déficit
SEPTIEMBRE	2.1	1.2	254.1	125.74	-124.54 Déficit
OCTUBRE	6.6	3.8	269.5	120.44	-116.64 Déficit
NOVIEMBRE	2.1	1.2	242.5	119.85	-118.65 Déficit
DICIEMBRE	9.3	5.3	262.9	111.49	-106.19 Déficit

Gráfico 4.2

BALANCE HIDRICO

En el cuadro (4.15), efectuado, expresa los excesos y déficits de agua en períodos, mensuales, siendo el de mayor déficit el mes de septiembre con - 124.54 m.m.

Se tomaron los datos de evapotranspiración por el método de TURC, porque ésta fórmula es más completa que las anteriores, ya que para su solución se precisa valores de temperaturas y humedad del aire, así como también de radiación solar. Algunos estudios realizados mencionan que verificados bajo diferentes condiciones el método estima evapotranspiración potencial con un error inferior al 15% en dos de tres ocasiones para períodos de un mes y en tres de cuatro para períodos mayores.

4.10 DOTACION DE RIEGO

Factores que intervienen en la dotación de Riego.

- Pérdidas en la Conducción.- Dentro de éstas pérdidas en el canal principal y en la red de canales secundarios y terciarios, que conducen el agua hasta las parcelas, generalmente se expresan como la relación entre caudales:

$$Ec = \frac{Qp}{Qt} \times 100$$

- **Eficiencia del Sistema de riego (Efr).**.- La eficiencia del sistema de riego, es la relación entre el volumen o lámina de agua incorporada o almacenada, dn , en la capa edáfica que exploran las raíces y que luego emplean en el proceso de evapotranspiración, y el volumen o lámina de agua derivada, dd , entonces será:

$$Efr = \frac{dn}{dd} \times 100$$

Donde:

dn = Volumen de agua almacenada en la capa edáfica.

dd = Volumen de agua derivada.

Qp = Caudal de agua medida en la compuerta de un módulo de riego de una parcela.

Qt = Caudal medio en la toma u obra de cabecera

Las pérdidas en la red de canales que conducen el agua hasta las propiedades irrigadas, dependen principalmente de:

A = Naturaleza física del terreno

B = Diseño hidráulico

C = Conservación y régimen del funcionamiento del sistema

D. Eficiencia de los administradores del proyecto

Las pérdidas y desperdicios en los canales dependen de los siguientes factores:

- a. Evaporación de la superficie libre de agua
- b. Transpiración de la vegetación nativa de los taludes.
- c. Infiltración a través del cauce
- d. Derrame de los bordes de canales y estructuras hidráulicas.

- **Pérdidas en la propiedad irrigada.**- Las pérdidas en el sistema de distribución de la propiedad comprende desperdicios de agua por infiltración, por evaporación y por escurrimiento por efectos de pendiente en todo el recorrido de las acequias primarias, secundarias, terciarias. Las pérdidas de agua en la parcela se producen por:

- a. Al pie de las mismas por escurrimiento
- b. Debajo del horizonte de las raíces y por percolación profunda.
- c. Evaporación durante el día.

En la tabla (4.4) se presenta un cuadro de Blaney-Criddle, donde las pérdidas de agua y eficiencia se expresan en función de las características físicas de los suelos:

TIPO DE SUELO

*
Tabla 4.4

DETALLE	Liviano Arenoso (%)	Medio Franco (%)	Pesado Arcilloso(%)
Pérdidas en laterales sin revestir	15	10	5
Pérdidas escurrimiento - superficial	5	10	25
Pérdidas por percolación profunda	35	15	10
Eficiencia riego en parcela.	60	75	65
Eficiencia riego en la propiedad	45	65	60

* Tesis de Yangana-Suro, Por: Rubén Bustamante y Víctor Jaramillo

La eficiencia de un sistema de riego está dado por:

$$Efs = Efc \times Efo \times Efr$$

Donde:

Efs = Eficiencia total del sistema

Efc = Eficiencia de conducción

Efo = Eficiencia de Operación

Efr = Eficiencia de aplicación de riego

Apoyándose en estudios realizados en México, E.E.U.U. e Israel, observamos que la eficiencia de riego por conducción o distribución de agua en canales

es:

$$Efc = 0.70$$

Otro factor que se debe considerar es la eficiencia de operación que según muchos autores aconsejan tomar un 95% el cual lo tomamos para nuestro Proyecto.

La eficiencia de aplicación de riego Efr, a nivel de propiedades se ha considerado de la tabla 4.4 del orden de 65%.

Por lo tanto, la eficiencia del sistema de riego para nuestro proyecto será:

$$Efs = 0.70 \times 0.95 \times 0.65$$

$$Efs = 0.432$$

$$Efs = 43.2\%$$

Requerimiento de Riego

Requerimientos Brutos (RB).- Es la relación entre los requerimientos netos (RN) y la eficiencia del sistema Efs, por lo tanto tenemos:

$$RB = \frac{RN}{Efs} = \frac{124.54}{0.432}$$

$$RB = 288.29 \text{ mm/mes}$$

Pero, $1 \text{ mm} = 10 \text{ m}^3/\text{Ha}$; y el mes de mayor déficit es septiembre (30 días)

Entonces tenemos:

$$RB = 2882.9 \text{ m}^3/\text{mes/ha.}$$

$$RB = 1.11 \text{ Lit/seg/ha.}$$

Entonces la dosis o la dotación necesaria para nuestro proyecto es de 1.11 Lit/seg/ha.

4.11 CALIDAD DEL AGUA PARA RIEGO

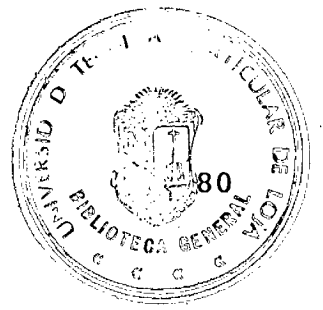
4.11.1 Generalidades

Cuando el riego no es manejado correctamente el suelo es muy susceptible a la salinización. Todas las aguas de riego tienen un contenido mayor o menor de sales solubles.

4.11.2 Indices Fundamentales

a) Conductividad Eléctrica

Hay muchas formas de expresar la salinidad de una solución, una forma simple y suficiente a muchos efectos es expresar la salinidad de una solución por medio de su conductividad eléctrica.



Cuanto mayor sea la conductividad eléctrica de un material, mejor conductor será éste, y en el caso de soluciones salinas, mayor será la concentración de sal.

Las dimensiones de esta magnitud son:

C.E en $\mu\text{mho/cm}$

A esta se la mide a una temperatura normalizada de 25°C.

b) Relación de Absorción de Sodio (RAS)

Este índice expresa la posibilidad de que el agua de riego provoque la sodificación del suelo, lo que depende de la proporción de Na con respecto a los demás cationes.

El RAS se define por la siguiente ecuación:

$$\text{RAS} = \frac{\text{Na}}{\sqrt{\frac{\text{Ca} + \text{Mg}}{2}}}$$

Donde los cationes se expresan en meq/l (miliequivalente/litro). Del análisis realizado se desprende los siguientes resultados:

Fuente: Río Catamayo

RESULTADOS DEL ANALISIS DE AGUAS

$$C.E = 206 \text{ mho/cm}$$

$$Ca^{++} = 1.32 \text{ meq/l}$$

$$Mg^{++} = 0.60 \text{ meq/l}$$

$$Na = 0.48 \text{ meq/l}$$

$$RAS = \frac{0.48}{\sqrt{\frac{1.32 + 0.6}{2}}}$$

$$RAS = 0.49$$

Según el sistema de clasificación del agua OSU, con un valor del RAS = 0.49 el agua en análisis es buena para utilizarla en riego.

Según (US Salinity Laboratory) el agua en estudio es:

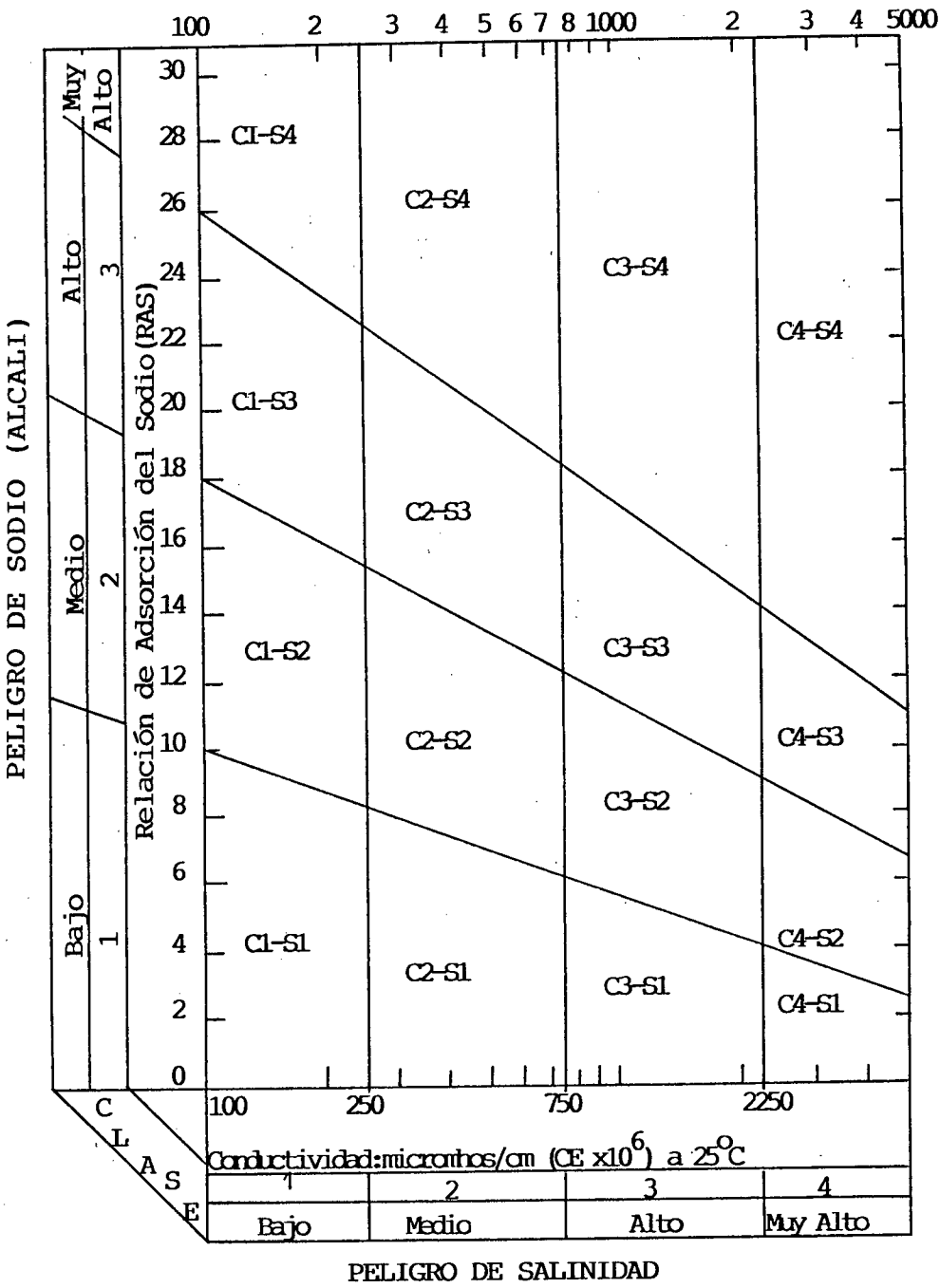
Cl - Sl (gráfico 4.3)

Cl - Sl.- (Agua de baja salinidad y bajo contenido de sodio). Haciendo el análisis de sales totales mediante la siguiente fórmula tenemos:

$$ST = CE \times K$$

CLASIFICACION DEL AGUA DE RIEGO (US Salinity Laboratory)

Gráfico 4.3



En donde:

ST = Concentración de Sales Totales

CE = Conductividad Eléctrica

K = Constante de Proporcionalidad (0.64)

$$ST = 206 \times 0.64/1000$$

$$ST = \frac{131.8}{1000} = 0.1318 \text{ gr/L}$$

Se puede deducir que la concentración es muy baja.

CE 25°C 250 microohmios/cm.....aguas no salinas

250 CE 25°C 750 microohmios/cm ...aguas con salinidad media.

750 CE 25°C 250 microohmios/cm ... aguas con salinidad fuerte.

Analizando nuestro resultado de la CE = 206 microohmios/cm tenemos que es una agua no salina.

Cuando la CE sobrepasa los 20000 microohmios/cm, son aguas utilizables para riego.

Puede usarse para riego de la mayor parte de los cultivos, en casi cualquier tipo de suelo con muy poca probabilidad de que se desarrolle salinidad, se necesita algún lavado, pero éste se logra en condiciones normales de riego, excepto en suelos de muy baja permeabi-

lidad de alcanzar niveles peligrosos de sodio.

Como un punto adicional, hemos tomado en cuenta que los pobladores que se van a beneficiar con el riego no disponen con el servicio de agua no tratada ni entubada; se concluye entonces que la van a recoger del canal en servicio para su consumo, con éstas anotaciones se procedió a realizar el análisis Físico-Químico y Bacteriológico del agua en estudio (río Catamayo), cuyos resultados se los indican a continuación.

ANALISIS	RESULTADOS	UNIDADES	TOLERANCIA
COLOR	3000	Pt.Co.	15 máx.
TURBIDEZ	310	N.T.U	5 máx.
SOLIDOS TOTALES	1428	mg/l	500 máx.
PH.	8.0		6 - 8.5
ALCALINIDAD A LA FENOLFTALEINA	0.0	mg/l	0.001 máx.
ALCALINIDAD TOTAL	84.0	mg/l	-----
ACIDEZ LIBRE	0.00	mg/l	-----
ACIDEZ TOTAL	0.00	mg/l	-----
CARBONATO DE CALCIO (CO_3C_a)	66.0	mg/l	21-150
SULFATO (SO_4)	27.0	mg/l	250 máx.
HIERRO TOTAL	0.10	mg/l	0.3 máx
DIOXIDO DE CARBONO (CO_2)	1.70	mg/l	-----
NITROGENO NITRITO	0.01	mg/l	-----
NITROGENO NITRATO	6.00	mg/l	-----
NITRATO (NO_3)	26.40	mg/l	45 máx.
DUREZA TOTAL	96.00	mg/l	50-150

OBSERVACIONES .- La muestra presenta a la vista, una elevada turbidez por lo que se procedió a realizar los análisis con agua filtrada. La muestra fue tomada cuando el río Catamayo estuvo crecido.

Los análisis arriba descritos fueron realizados en el laboratorio de Sanitaria de la Universidad Técnica Particular de Loja.

Del análisis de los cuadros descritos se deduce que la fuente en estudio es buena, requiere de tratamiento y desinfección; para que esté apta para el consumo humano.

ANALISIS MICROBIOLOGICO

Fuente: Río Catamayo

LABORATORIO DE MICROBIOLOGIA "U.T.P.L."

GERMENES TOTALES/ML	2,1E + 06
HONGOS-LEVADURAS/ML	3,1E + 05
COLIFORMES TOTALES/100ML	1,2E + 08
COLIFORMES FECALES/100ML	2,8E + 07
SALMONELLA - SHIGUELLA/100ML	7,8E + 05
STREPTOCOCOS TOTALES/100ML	5,1E + 06

C A P I T U L O V

ESTUDIOS HIDROLOGICOS

5.1 AFOROS

De los diferentes elementos del ciclo hidrológico, la escorrentía es el único que se puede medir directamente con una cierta precisión. Esto se consigue mediante el aforo de los ríos; que consiste en la medida del caudal que pasa en un momento dado por un punto de su curso, que se llama estación de aforo. Este caudal debe determinarse con la mayor frecuencia posible para tener una visión completa del régimen del río, llamándose así a las variaciones del caudal durante un período de tiempo más o menos largo (mensual, anual). Esta práctica se facilita enormemente mediante las lecturas limnimétricas y limnigráficas (miras graduadas) que dan la altura de agua (h) que se puede leer rápida y fácilmente en cualquier instante y luego relacionarla con el gasto (Q) mediante una curva $Q=f(h)$ denominada curva de calibración, previamente determinada para dicha estación con los aforos efectuados.

5.1.1 Métodos

El método que se emplea para aforar un curso de agua depende fundamentalmente de las características de este en cuanto a: naturaleza de su lecho, su pendiente y caudal, principalmente.

Entre los métodos de aforo tenemos los siguientes que son más conocidos en nuestro medio: El método del molinete, químico, con flotadores y con vertederos.

Quedando a criterio del técnico a escoger para cada caso el más adecuado.

5.1.2 Aforos con Molinete

Este método es el más utilizado en todos los países, por la sencillez del mismo y de buenos resultados, con un error aceptable del $\pm 5\%$, ésto debido a fallas en el operador, condiciones no muy buenas en la sección de aforo, o por el mismo aparato, etc.

El molinete es un aparato que mide la velocidad en un punto dado del curso de agua. Esta velocidad, es medida por el molinete por medio de un órgano móvil que detecta la velocidad de la corriente y transmite las indicaciones por medio de un interruptor encargado

de cerrar un círculo eléctrico, cuando ha dado un cierto número de vueltas, sobre un contador o contómetro: Contómetro de impulsiones.

Los molinetes son vendidos con un certificado de calibración sobre el que figura la fórmula que se debe utilizar para calcular las velocidades a partir del número de vueltas por segundo de la hélice determinada, y puede ponerse bajo la siguiente fórmula:

$$V = an + b$$

Donde:

V = Velocidad de la corriente en m/s

n = número de vueltas de la hélice por segundo

a = paso real de la hélice en m.

b = velocidad llamada de frotamiento en m/s

El molinete más usual es el OTT tipo Propeller de eje horizontal, número de hélice 4-75311 suspendido por barra, cuyas fórmulas son las siguientes:

$$V = 0.1278 n + 0.026 \text{ para } n < 1.05$$

$$v = 0.1335 n + 0.020 \text{ para } n > 1.05$$

El procedimiento a seguirse es el siguiente:



Por norma general se empieza desde la orilla izquierda y por cualquier medio (cable, carro, barras, canoa, etc), se va midiendo las velocidades en una serie de velocidades en una serie de verticales cuyo número depende del ancho del río.

Dentro de cada vertical se toma puntos a diferentes profundidades, y en cada uno de estos se mide, la velocidad, mientras más puntos se toma, el aforo será más exacto.

5.2 OBSERVACIONES HIDROLOGICAS

Dado que en la cuenca del río se encuentra 2 estaciones hidrológicas (Puente Boquerón, Santa Rosa), se ha tomado los datos de la Estación del Río Arenal en Puente Boquerón, pues dicha estación cuenta con equipos confiables, y es frecuentada y mantenida en funcionamiento hasta la actualidad.

5.2.1 Datos Disponibles

Luego de hacer una revisión a fondo sobre la información de aforos y niveles que según el autor* fueron tomados de los archivos del INAMHI en Quito, se procedió a revisar los procedimientos, criterios, tales como, períodos y rangos de validez, extrapolación para

* Tomado de la Tesis del "Estudio Meteorológico e Hidrológico para la Cuenca del Río Catamayo. Autor: Patricio Quezada. U.T.P.L. 1990

la obtención de la curva de descarga; para generar mediante estas los caudales medios mensuales, máximos instantáneos del río Arenal "Puente Boquerón", y llegando a la conclusión de que está bien realizado, se procedió a tomar dicha información.

5.2.2 Extensión y relleno de datos faltantes

Utilizando el autor* el método de correlación lineal simple, aplicando a los mínimos cuadrados.

5.2.3 Coeficiente de Correlación para el sitio de Toma.

Para determinar el coeficiente de correlación en el sitio de toma se partió de la siguiente hipótesis:

Escorrentia a Puente Boquerón=Escorrentía sitio de Aprovechamiento.

$$\frac{Q_{p.B}}{P_{p.B} \times A_{p.B}} = \frac{Q_{s.A}}{P_{s.A} \times A_{s.A}}$$

$$Q_{s.A} = \frac{P_{s.A} \times A_{s.A}}{P_{p.B} \times A_{p.B}} \times Q_{p.B}$$

$$K = \frac{P_{s.A} \times A_{s.A}}{P_{p.B} \times A_{p.B}}$$

Donde:

K = Coeficiente de correlación

$P_{s.A}$ = Precipitación media anual hasta el sitio de aprovechamiento

$P_{p.B}$ = Precipitación media anual hasta el puente Boquerón

$A_{a.A}$ = Area de drenaje hasta el sitio de aprovechamiento

$A_{p.B}$ = Area de drenaje hasta el puente Boquerón

$$K = \frac{936.7\text{mm} \times 4062 \text{ Km}^2}{1004.8\text{mm} \times 1130 \text{ Km}^2}$$

$$K = 3.351$$

5.2.4 Caudales en el Sitio de Toma

Los caudales se encuentran registrados en el anexo (26) valores obtenidos mediante la siguiente fórmula:

$$Q_{s.A} = K \times Q_{p/B}$$

Donde:

$Q_{s.A}$ = Caudal en el sitio de aprovechamiento

K = Coeficiente de correlación

$Q_{p.B}$ = Caudal en el puente Boquerón (anexo 25)

5.2.5 Curva de Duración General

Esta curva indica el porcentaje de tiempo

o el número de días del total de las ocurrencias en que un evento es igualado o, superado. También se denomina probabilidad. Es generalmente empleado para representar factores hidrometeorológicos, como precipitación y caudales.

Su procedimiento es el siguiente:

- Utilizando los caudales medios mensuales (anexo 26) se determinan los valores máximos y mínimos; luego se preparó los intervalos de clase entre éstos dos valores.
- Se obtuvo la frecuencia de cada período, se calculó el número de meses de déficit y el número de meses de superávit, con su respectivo porcentaje de tiempo (cuadro 5.1)
- La curva de duración general se obtuvo al graficar en papel milimetrado el caudal en ordenadas y el porcentaje de tiempo de superávit en abscisas (gráfico 5.1)

CALCULO DE LA CURVA DE DURACION GENERAL CON CAUDALES

MEDIOS MENSUALES

Cuadro 5.1

Período: 1964-1985

CAUDAL DESE	³ m/s Hasta	NUMERO DE OCURRENCIAS.	NUMERO DE ME - SES -DEFICIT-	NUMERO DE ME- SES-SUPERAVIT	% DE TIEMPO
220	0	2	262	2	0.76
200	219.99	0	264	2	0.76
180	199.99	6	258	8	3.03
160	170.99	8	256	16	6.06
140	150.99	14	250	30	11.36
120	139.99	20	244	50	18.94
100	119.99	24	240	74	28.03
90	99.99	10	254	84	31.82
80	89.99	20	244	104	39.39
70	79.99	35	229	139	52.65
60	69.99	20	244	159	60.23
50	59.99	39	225	198	75.00
40	49.99	29	235	227	85.98
30	39.99	22	242	249	94.32
20	29.99	13	251	262	99.24
15	19.99	2	262	264	100.00

$$\Sigma = 264$$

GRAFICO 5.1

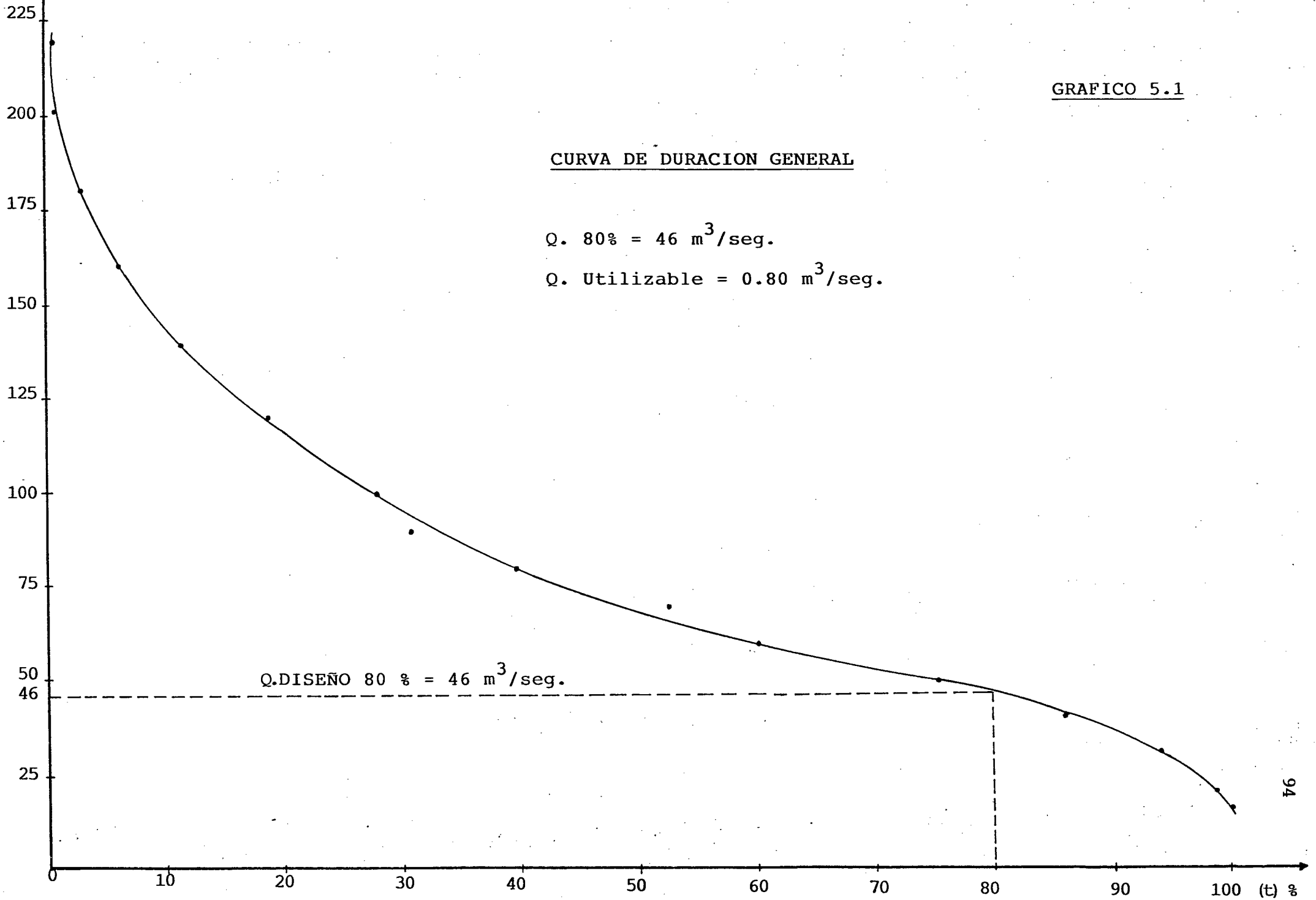
CURVA DE DURACION GENERAL

Q. 80% = 46 m³/seg.

Q. Utilizable = 0.80 m³/seg.

CAUDAL (Límite Inferior) m³/seg.

Q.DISEÑO 80 % = 46 m³/seg.



Los porcentajes recomendados que se obtienen de una curva de duración, para riego varían entre los siguientes límites: 70% - 90%. Por ejemplo, un caudal garantizado en un 90% del tiempo significa que se puede aprovechar este porcentaje del tiempo y que solamente 37 días al año los caudales serán menores.

Para el presente proyecto se requiere captar un caudal de 900 Lit/S, el cual está con un 99.9%, según la curva de duración general.

5.3 CRECIDAS O AVENIDAS

Se define como crecida a un caudal del río sumamente alto en comparación con los caudales observados normalmente. En las crecidas, los ríos salen de su cauce normal, invaden terrenos vecinos y causan daños a los que encuentran en el curso del desbordamiento.

Las crecientes se producen como consecuencia de lluvias intensas, lo que generalmente se da en nuestro territorio.

La magnitud de los daños causados por las crecientes hacen ver la gran importancia que tiene su estudio y la obligación que se tiene que realizar con un buen esfuerzo buenas obras para el control de las aguas.

Período de Retorno

Es el intervalo promedio de tiempo durante el cual un determinado caudal es igualado o excedido al menos una vez.

En nuestro caso hemos asumido un período de retorno de 100 años, esto significa que hay una probabilidad del 1% que suceda el fenómeno cada año.

5.3.1 Métodos para Calcular Crecidas

Existen varios métodos que nos permiten calcular crecidas, y que son los siguientes:

- Métodos Estadísticos
- Métodos Empíricos
- Por cálculo directo a base de observaciones del río.
- Por medio del hidrograma unitario

Para analizar las crecidas se tomaron los métodos estadísticos.

5.3.1.1 Métodos Estadísticos

El método estadístico da resultados positivos con la condición de que existan suficientes datos de caudales y de que el régimen del río no haya sufrido daños importantes.

Método de Gumbel

Se utilizaron los caudales máximos instantáneos (Q) y se ordenaron los valores en orden descendente, asignando a cada uno un valor de orden m.

- Cálculo de la desviación Stándar

$$s_x = \sqrt{\frac{(Q_i - Q_i)^2}{n - 1}}$$

$$s_x = \sqrt{\frac{2052288.01}{22 - 1}}$$

$$s_x = 312.61$$

- Probabilidad de ocurrencia de un valor X o mayor (según Weybull)

$$p = \frac{m}{n-1}$$

Con la ayuda de la tabla 5.1 para n=22 se lee:

$$s_n = 1.0842$$

$$\bar{y}_n = 0.5290$$

Donde:

s_n = Desviación standar reducida

$\bar{y}_n$ = Promedio reducido

- Luego calculamos:

$$\frac{1}{a} = \frac{\sum x}{\sum n}$$

$$\frac{1}{a} = \frac{312.61}{1.0842} = 288.33$$

- Utilizando la tabla 5.2 , para un período de retorno asumido (100 años), tenemos - un valor de: $Y = 4.600$

5.3.1.2 Métodos Empíricos

La cuenca del río Catamayo; específicamente en nuestro estudio tenemos suficiente información hidrológica, por tanto: no se necesita el empleo de métodos empíricos.

5.4 DETERMINACION DEL CAUDAL DE DISEÑO

5.4.1 Caudal de Crecida

El caudal se lo determinó haciendo un promedio entre los métodos estadísticos desarrollados.

Método	Caudal m ³ /s
Gumbel	1655.54
Lebediev	1661.21
Suma	= 3316.75
Promedio	= 1658.37

Q adoptado = $1650 \text{ m}^3/\text{s}$

5.4.2 Caudal de Estiaje

Se utilizaron los caudales mínimos minimum de estiaje. Se ordenó de menor a mayor los caudales, y se asignó a cada uno de los caudales un valor de orden m. (cuadro 5.4)

AJUSTE DE GUMBEL

Cuadro 5.2

AÑOS	Qi	m	$\frac{m}{n + 1}$	Qi - $\bar{a}_i$	$(Qi - \bar{Q}_i)^2$	P _{P.B}
1970	1274.72	1	0.04	792.97	628801.42	380.4
1971	1191.62	2	0.09	709.87	503915.42	355.6
1968	829.37	3	0.13	347.62	120837.66	247.5
1984	785.47	4	0.17	303.72	92245.84	234.4
1964	686.62	5	0.22	204.87	41971.72	204.9
1973	651.10	6	0.26	169.35	28679.42	194.3
1969	629.32	7	0.30	147.57	21776.90	187.8
1966	509.35	8	0.35	27.60	761.76	152.0
1967	499.97	9	0.39	18.22	331.97	149.2
1965	409.16	10	0.43	-72.59	5269.31	122.1
1983	384.02	11	0.48	-97.73	9551.15	114.6
1975	284.84	12	0.52	-196.91	38773.55	85.0
1974	283.16	13	0.57	-198.59	39437.99	84.5
1972	276.46	14	0.61	-205.29	42143.98	82.5
1978	272.77	15	0.65	-208.98	43672.64	81.4
1985	257.36	16	0.70	-224.39	50350.87	76.8
1979	232.56	17	0.74	-249.19	62095.66	69.4
1977	230.88	18	0.78	-250.87	62935.76	68.9
1981	230.88	19	0.83	-250.87	62935.76	68.9
1982	230.88	20	0.87	-250.87	62935.76	68.9
1980	225.86	21	0.91	-255.89	65479.69	67.4
1976	222.17	22	0.96	-259.58	67381.78	66.3
SUMA	10598.54				2'052288.01	

valor de $\bar{Y}_n$ y $\sqrt{Y}_n$ en función de n

PROMEDIO REDUCIDO $\bar{Y}_n$

Tabla 5.1

	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
10	0.4952	.4996	.5035	.5070	.5100	.5120	.5157	.5181	.5202	.5220
20	0.5236	.5252	.5268	.5283	.5296	.5309	.5320	.5332	.5343	.5350
30	0.5362	.5371	.5380	.5388	.5396	.5402	.5410	.5418	.5424	.5430
40	0.5436	.5442	.5448	.5453	.5458	.5463	.5468	.5473	.5477	.5480
50	0.5485	.5489	.5493	.5497	.5501	.5504	.5508	.5511	.5515	.5518
60	0.5521	.5524	.5527	.5530	.5533	.5535	.5538	.5540	.5543	.5546
70	0.5548	.5550	.5552	.5555	.5557	.5559	.5561	.5563	.5565	.5567
80	0.5569	.5570	.5572	.5574	.5576	.5578	.5580	.5581	.5583	.5584
90	0.5586	.5587	.5589	.5591	.5592	.5593	.5595	.5596	.5598	.5599
100	0.5600									

DESVIACION STANDAR REDUCIDA $\sqrt{Y}_n$

	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
10	0.9496	0.9676	0.9833	0.9971	1.0095	1.0206	1.0316	1.0411	1.0493	1.0560
20	1.0628	1.0696	1.0754	1.0811	1.0864	1.0915	1.0961	1.1004	1.1047	1.1086
30	1.1124	1.1159	1.1193	1.1126	1.1255	1.1285	1.1313	1.1339	1.1363	1.1388
40	1.1413	1.1436	1.1458	1.1480	1.1499	1.1519	1.1538	1.1574	1.1574	1.1591
50	1.1607	1.1623	1.1638	1.1658	1.1667	1.1681	1.1696	1.1721	1.1721	1.1734
60	1.1747	1.1759	1.1770	1.1782	1.1793	1.1803	1.1814	1.1834	1.1834	1.1844
70	1.1854	1.1863	1.1873	1.1881	1.1890	1.1898	1.1906	1.1915	1.1923	1.1931
80	1.1938	1.1945	1.1953	1.1959	1.1967	1.1973	1.1980	1.1987	1.1994	1.2001
90	1.2007	1.2013	1.2020	1.2026	1.2032	1.2038	1.2044	1.2044	1.2055	1.2060
100	1.2065									

Tomado del Manual de Hidrología del Proyecto Hidrometeorológico Centroamericano

- Cálculo del caudal medio

$$\bar{Q}_i = \frac{Q_i}{n} = 10598.54/22 \quad P_i = \text{Caudal máximo instantáneo.}$$

$$\bar{Q}_i = 481.75 \text{ m}^3/\text{seg} \quad P_{PB} = \text{Caudal hasta el Puente Boquerón}$$

- Cálculo del Cudal máximo de crecida

$$X = \bar{Q}_i + \frac{1}{a} (Y - \bar{Y}_n)$$

$$X = 481.75 + 288.33 (4.600 - 0.5290)$$

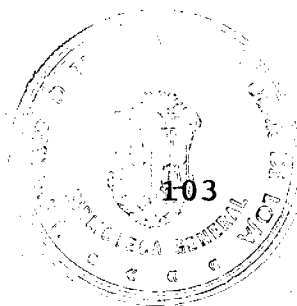
$$X = 1655.54 \text{ m}^3/\text{s}$$

VALORES DE Y EN FUNCION DE Tr

Tabla 5.2

Y	Tr
0.000	1.58
0.367	2.00
0.579	2.33
1.500	5.00
2.250	10.00
2.970	20.00
3.902	50.00
4.600	100.00
5.296	200.00
6.000	403.00

Tomado del Manual de Hidrología del Proyecto Hidrometeorológico -Centroamericano.



- Método de Lebediev

Ver cuadro (5.3)

$\bar{Q}$ = Caudal medio anual de crecida

$$\bar{Q} = 481.75 \text{ m}^3/\text{s}$$

- Coeficiente de Variación

$$C_v = \sqrt{\frac{\sum (Q_i/\bar{Q} - 1)^2}{n}} = \sqrt{\frac{8.8429}{22}} = 0.634$$

- Coeficiente de Asimetría

Si se cuenta con pocos años de registro Lebediev aconseja utilizar:

$C_s = 2 C_v$, para corrientes producidas por deshielo.

$C_s = 3 C_v$, para corrientes producidas por tormentas

$C_s = 5 C_v$, para corrientes producidas por tormentas en cuencas ciclónicas.

En el presente estudio consideramos corrientes producidas por tormentas.

$$C_s = 3 C_v = 3(0.634)$$

$$C_s = 1.902$$

Determinación del Coeficiente "T"

$$P = \frac{100}{Tr} = \frac{100}{100} \times 100 = 1\%$$

Con los valores Cs y P entramos a la tabla 5.3 y tenemos:

$$T = 3.551$$

- Cálculo del Caudal Máximo

$$Q_{\text{máx}} = \bar{Q} (T C_v + 1)$$

$$Q_{\text{máx}} = 481.75 (3.551 \times 0.634 + 1)$$

$$Q_{\text{máx}} = 1566.33 \text{ m}^3/\text{S}$$

- Cálculo del Gasto ΔQ

$$\Delta Q = \frac{A \cdot Er \cdot Q_{\text{máx}}}{n}$$

Se toma el valor de $A=1.5$, este valor es recomendado por Lebediev.

Es un coeficiente que depende de C_v y de la probabilidad "P" en porcentaje, su valor lo obtenemos del gráfico 5.2

Para: $Tr = 100$ años
 $P = 15$

Se tiene: $Er = 1.022$

De donde:

$$\Delta Q = \frac{1.5 \times 1.022 \times 1361.57}{22}$$

$$\Delta Q = 94.88 \text{ m}^3/\text{s}$$

- Caudal de Diseño

$$Q \text{ diseño} = Q \text{ máx} + \Delta Q$$

$$Q \text{ diseño} = 1566.33 + 94.88$$

$$Q \text{ diseño} = 1661.21 \text{ m}^3/\text{s}$$

- Cálculo del Caudal Medio de Estiaje (Cuadro 5.4)

$$\bar{X} = \frac{X}{n}$$

$$\text{Sitio Puente Boqueron: } \bar{X} = \frac{114.6}{22} = 5.21 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\text{Sitio Bocatoma : } \bar{X} = \frac{132.92}{22} = 6.04 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Donde:

n = número de observaciones

m = número de orden

$$P = \frac{m}{n + 1} \text{ Según Weibull}$$

P = Probabilidad de ocurrencia de un valor x o menor

METODO DE LEBEDIEV

Cuadro 5.3

AÑO	Qi	Qi/ $\bar{Q}$	(Qi/ $\bar{Q}$ - 1)	(Qi/ $\bar{Q}$ - 1) ²
1970	1274.72	2.6460	1.6460	2.7094
1971	1191.62	2.4735	1.4735	2.1713
1968	828.37	1.7216	0.7216	0.5207
1984	785.47	1.6305	0.6305	0.3975
1964	686.62	1.4253	0.4253	0.1808
1973	651.10	1.3515	0.3515	0.1236
1969	629.32	1.3063	0.3063	0.0938
1966	509.35	1.0573	0.0573	0.0033
1967	499.97	1.0378	0.0378	0.0014
1965	409.16	0.8493	-0.1507	0.0227
1983	384.02	0.7971	-0.2029	0.0412
1979	284.84	0.5913	-0.4087	0.1671
1974	283.16	0.5878	-0.4122	0.1699
1972	276.46	0.5739	-0.4261	0.1816
1978	272.77	0.5662	-0.4338	0.1882
1985	257.36	0.5342	-0.4658	0.2170
1979	232.56	0.4827	-0.5173	0.2676
1977	230.88	0.4793	-0.5207	0.2712
1981	230.88	0.4793	-0.5207	0.2712
1982	230.88	0.4793	-0.5207	0.2712
1980	225.86	0.4688	-0.5312	0.2821
1976	222.17	0.4612	-0.5388	0.2903
SUMA	10598.54			8.8429

Cuadro 5.4

AÑOS	X (Puente Boquerón)	X (Bocatoma) Por 1.16*	m	$\frac{m}{n + 1}$
1981	3.8	4.41	1	0.04
1982	3.9	4.52	2	0.09
1977	4.1	4.76	3	0.13
1980	4.2	4.87	4	0.17
1979	4.5	5.22	5	0.22
1985	4.6	5.34	6	0.26
1978	4.7	5.45	7	0.30
1969	4.7	5.45	8	0.35
1965	4.7	5.45	9	0.39
1972	4.9	5.68	10	0.43
1973	4.9	5.68	11	0.48
1976	5.1	5.92	12	0.52
1966	5.2	6.03	13	0.57
1967	5.2	6.03	14	0.61
1983	5.2	6.03	15	0.65
1968	5.7	6.61	16	0.70
1975	5.7	6.61	17	0.74
1964	5.7	6.61	18	0.78
1984	6.4	7.42	19	0.83
1970	6.6	7.66	20	0.87
1974	6.8	7.89	21	0.91
1971	8.0	9.28	22	0.96
SUMA	114.6	132.92		

* Coeficiente de correlación para época de estiaje, calculado empleando precipitaciones de los años más secos.

VALORES DE T SEGUN RIBKIN
PROBABILIDADES EN PORCENTAJES

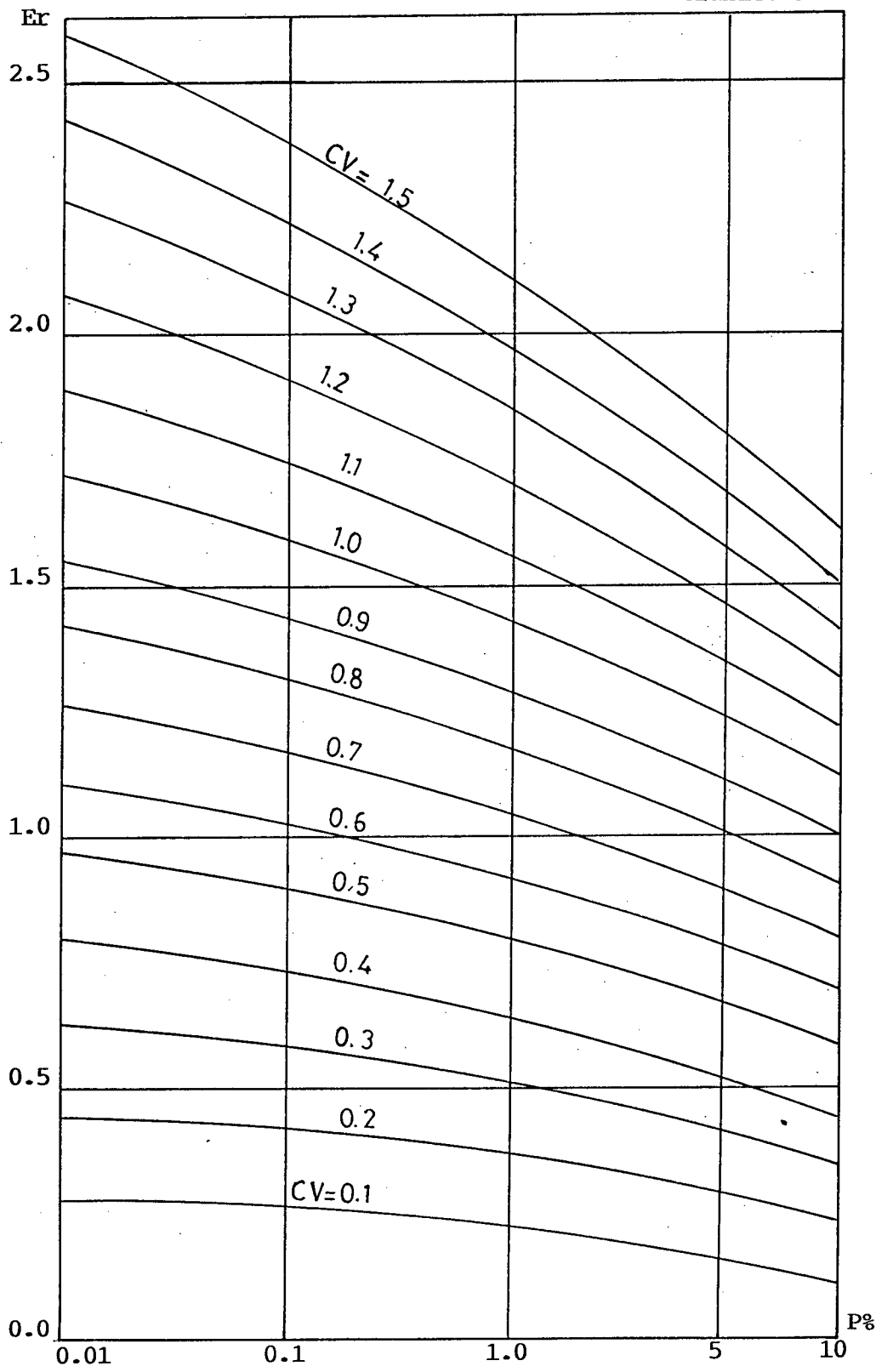
Tabla 5.3

Cs	0.01	0.1	1	2	5	10	25	50	75	80	90	95	99	99.9
0.0	3.72	3.09	2.33	2.06	1.64	1.28	0.67	0.00	-0.67	-0.84	-1.28	-1.64	-2.33	-3.09
0.1	3.94	3.23	2.40	2.11	1.67	1.30	0.66	-0.02	-0.68	-0.85	-1.27	-1.61	-2.25	-2.95
0.2	4.16	3.38	2.47	2.16	1.70	1.30	0.65	-0.03	-0.69	-0.85	-1.26	-1.58	-2.18	-2.81
0.3	4.38	3.52	2.54	2.21	1.72	1.31	0.64	-0.05	-0.70	-0.85	-1.24	-1.55	-2.10	-2.67
0.4	4.61	3.66	2.61	2.26	1.75	1.32	0.63	-0.07	-0.71	-0.85	-1.23	-1.52	-2.03	-2.54
0.5	4.83	3.81	2.62	2.31	1.77	1.33	0.62	-0.08	-0.71	-0.85	-1.22	-1.49	-1.96	-2.40
0.6	5.05	3.96	2.75	2.35	1.80	1.33	0.61	-0.10	-0.72	-0.85	-1.20	-1.45	-1.88	-2.27
0.7	5.28	4.10	2.82	2.40	1.82	1.33	0.59	-0.12	-0.72	-0.85	-1.18	-1.42	-1.81	-2.14
0.8	5.50	4.24	2.89	2.45	1.84	1.34	0.58	-0.13	-0.73	-0.86	-1.17	-1.39	-1.74	-2.02
0.9	5.73	4.38	2.96	2.50	1.86	1.34	0.57	-0.15	-0.73	-0.85	-1.15	-1.35	-1.66	-1.90
1.0	5.96	4.53	3.02	2.54	1.88	3.34	0.55	-0.16	-0.73	-0.85	-1.13	-1.32	-1.59	-1.79
1.1	6.18	4.67	3.09	2.58	1.89	1.34	0.54	-0.18	-0.74	-0.84	-1.10	-1.28	-1.52	-1.68
1.2	6.41	4.81	3.15	2.62	1.91	1.34	0.52	-0.19	-0.74	-0.84	-1.08	-1.24	-1.45	-1.58
1.3	6.64	4.95	3.21	2.65	1.92	1.34	0.51	-0.21	-0.74	-0.84	-1.06	-1.20	-1.38	-1.48
1.4	6.87	5.09	3.27	2.71	1.94	1.34	0.49	-0.22	-0.73	-0.83	-1.04	-1.17	-1.31	-1.39
1.5	7.09	5.28	3.33	2.74	1.95	1.33	0.47	-0.24	-0.73	-0.82	-1.02	-1.13	-1.26	-1.31
1.6	7.31	5.37	3.39	2.78	1.96	1.33	0.46	-0.25	-0.73	-0.81	-0.99	-1.10	-1.20	-1.24
1.7	7.54	5.50	3.44	2.82	1.97	1.32	0.44	-0.27	-0.72	-0.81	-0.97	-1.06	-1.14	-1.17
1.8	7.76	5.64	3.50	2.85	1.98	1.32	0.42	-0.28	-0.72	-0.80	-0.94	-1.02	-1.09	-1.11
1.9	7.98	5.77	3.55	2.88	1.99	1.31	0.40	-0.29	-0.72	-0.79	-0.92	-0.98	-1.04	-1.05
2.0	8.21	5.91	3.60	2.91	2.00	1.30	0.39	-0.31	-0.71	-0.78	-0.90	-0.95	-0.99	-1.00
2.1		6.06	3.65	2.94	2.00	1.29	0.37	-0.32	-0.70	-0.77	-0.87	-0.92	-0.95	-0.95
2.2		6.20	3.70	2.97	2.01	1.28	0.35	-0.33	-0.69	-0.75	-0.85	-0.89	-0.90	-0.91
2.3		6.34	3.75	3.00	2.01	1.27	0.33	-0.34	-0.68	-0.74	-0.82	-0.85	-0.87	-0.87
2.4		6.47	3.79	3.03	2.01	1.25	0.32	-0.35	-0.67	-0.72	-0.79	-0.82	-0.83	-0.83
2.5		6.60	3.82	3.06	2.01	1.24	0.30	-0.36	-0.66	-0.70	-0.77	-0.79	-0.80	-0.80
2.6		6.73	3.87	3.09	3.01	1.23	0.28	-0.37	-0.65	-0.68	-0.74	-0.76	-0.77	-0.78
2.7		6.86	3.91	2.12	2.01	1.21	0.26	-0.38	-0.63	-0.67	-0.72	-0.73	-0.74	-0.74
2.8		6.99	3.95	3.15	2.02	1.20	0.24	-0.38	-0.62	-0.63	-0.70	-0.74	-0.71	-0.71
2.9		7.12	3.99	3.18	2.02	1.19	0.22	-0.39	-0.61	-0.64	-0.77	-0.69	-0.69	-0.69
3.0		7.25	4.02	3.20	2.02	1.18	0.20	-0.40	-0.60	-0.62	-0.67	-0.65	-0.66	-0.67

$$Q = \bar{Q} (1 + T.Cv)$$

METODO DE LEBEDIEV
CALCULO DEL CAUDAL DE MAXIMA CRECIENTE

Gráfico 5.2



Valores de Er en función de Cv y P en %

5.3 CAUDAL DE CAPTACION

El caudal de captación fue determinado en base a la necesidad de riego del Proyecto, más el consumo humano y el consumo de animales. Además pérdidas por conducción, en las cuales se consideraron:

- Filtración en canales revestidos	4%
- Fugas en las compuertas	3%
- Regulacion durante la distribución del agua	3%
TOTAL:	100%

Cálculo:

- 700 Has x 1.11 Lit/s/ha	= 777 Lit/s
- Consumo humano	= 3 Lit/s
- Consumo de animales	= 0.2 Lit/s
T O T A L:	= 780.2 Lit/s

Pérdidas por conducción = 78.0 Lit/s

TOTAL= 858.22 Lit/s

Caudal de Diseño = 900 Lit/s

C A P I T U L O V I

ESTUDIOS TOPOGRAFICOS

6.1 GENERALIDADES

La topografía para el presente estudio nos sirve como base fundamental para la construcción de un proyecto de riego, estos estudios topográficos son muy necesarios e indispensables para la realización del trazado de obras como son: Captación, conducción, tipos de obras en la conducción, área de riego; siendo estos estudios los que después de dibujar a escalas adecuadas para cada obra nos representa los accidentes más notables existentes en el terreno donde se va a construir dichas obras. Refiriéndonos al trazado del eje de la plataforma este es muy similar al que se realiza en vías de comunicación; con la única diferencia de que éste eje llevará siempre una pendiente positiva. (bajando en dirección del movimiento del agua).

- Para referirnos a la obra de captación los estudios topográficos comprenden los siguientes aspectos:



a) Localización del sitio para la obra de Toma

Que dependerá del tipo de obra y, generalmente, se ubicará en un tramo recto, con cauce estable y definido, lecho de material firme y resistente, sin peligro de derrumbes y con pendientes más o menos uniformes. Cuando sea necesario ubicar la captación en una curva del río, la margen más apropiada es la del lado cóncavo, a fin de disminuir la cantidad de sólidos que se pueden captar.

En la ubicación del tipo de captación es importante considerar el sistema de desviación del cauce en época de estiaje y el efecto del desequilibrio hidráulico.

b) Planos topográficos

Tanto de la planta del tramo de ubicación como el perfil longitudinal del eje natural del cauce.

- Al referirnos a la zona de riego, los estudios topográficos comprenderán todos los accidentes del terreno, linderaciones de propietarios con los respectivos dueños, además de las construcciones existentes.

Se sacará todos los accidentes como caminos, quebradas, ríos y canales de riego que se encuentren dentro de la zona de riego, con sus nombres respectivos, debiendo sacar los fondos de quebradas y de canales de

riego sea de la plataforma o de la solera del cajón, además se sacarán fondos de ríos y quebradas determinando sus bordes superior e inferior y más cambios de taludes fuertes.

El relleno topográfico se lo realizará mediante colocación de puntos de estadia, cuya distancia entre punto y punto no será mayor a 30 metros debiendo tomarse a menor distancia si la topografía del terreno se la exige.

La distancia de los puntos de relleno topográfico a la estación en la cual son levantados no deben ser mayor de 200 metros.

6.2 RECONOCIMIENTO BASADO EN LAS CARTAS TOPOGRAFICAS DEL IGM: ESCALA 1:25.000

Basándonos en las cartas topográficas editadas por El IGM, se procedió al reconocimiento preliminar del proyecto de riego en estudio, escogiendo la cota referencial más conveniente (320 m.s.n.m), que se la escogió tratando de que el canal a diseñarse abarque la mayor área posible que se pueda regar; se siguió la dirección de ésta hasta que intercepte con la fuente de la captación (Río Catamayo), con esto se logrará identificar aproximadamente el sitio donde se ubicará la obra de captación, luego con la ayuda de un curvímetro y siguiendo la cota referencial se determinó aproximadamente la longitud

del canal, además se debe indicar que la longitud encontrada estará sujeta a acortamientos y rectificaciones mediante obras que se encontrarán a lo largo de la conducción como son: Túneles, sifones, acueductos, etc. Debiendo realizar un estudio técnico económico para establecer las alternativas más convenientes.

Se utilizaron las siguientes cartas topográficas editadas por el IGM; Sabanilla, Potrerillos y Garzahuachana.

6.2.1 Localización Directa de la Plataforma en las Cartas Topográficas del IGM. ESCALA 1:25.000

Partiendo de la cota conocida (320 m.s.n.m) mediante la ayuda de un altímetro. Haciendo uso de las cartas topográficas y tomando como base la gradiente del 1%, se comenzó al reconocimiento de las diferentes obras especiales en la conducción como son: Sifones, Túneles y Pasos de Agua.

6.3 LEVANTAMIENTO TOPOGRAFICO DE LA ZONA DE CAPTACION

Del sitio ubicado en el terreno como probable captación se colocó un polígono abierto. Del eje transversal al río considerado como cota de captación se sacó la topografía 100 metros aguas arriba y 200 metros aguas abajo y, en el otro sentido de las márgenes del río,

30 metros como mínimo, llegando hasta ciertos casos hasta 50 metros en distancia horizontal a cada lado desde cada uno de los bordes.

El detalle topográfico se lo realizó mediante perfiles transversales cada 10 metros y rellenado con topografía a estadia entre perfiles, con la finalidad de sacar todos los accidentes más notables del terreno.

Se tomó cotas de fondos del centro del río, bordes de agua y bordes inferiores y superiores del río.
(ver lámina 1)

6.4 LEVANTAMIENTO TOPOGRAFICO DEL AREA DE RIEGO.

Con la ayuda del altímetro se procedió a hacer el reconocimiento de la zona de riego y tomando como referencia la cota de 285 m.s.n.m. se comenzó a realizar el levantamiento de un área de riego tipo. (mínimo 5 hectáreas).

Mediante un polígono cerrado, y utilizando el procedimiento más conocido que es el taquimétrico se realizó el levantamiento topográfico y catastral del área de riego tipo. (ver lámina 2).

C A P I T U L O VII

OBRAS DE CAPTACION

7.1 GENERALIDADES

Las obras de toma sirven para captar el agua y desviarla hasta un sistema de conduccion, que nos permite llevarla hasta el lugar de consumo.

Entre las obras de captación principales tenemos: La toma por derivación directa y las obras de almacenamiento.

Las obras de almacenamiento son presas que cierran el cauce del río formando un reservorio, que permite regular el caudal del río, para almacenar el agua en épocas de creciente y utilizarla en épocas de sequía.

Las tomas por derivación directa captan el agua del río en un momento dado, esto quiere decir que no hay almacenamiento.

Estas obras deben cumplir con las siguientes

condiciones:

- Con cualquier calado en el río deben captar una cantidad de agua constante.
- Deben impedir la entrada de material sólido y flotante a la conducción y hacer que éste siga por el río.
- Cumplir las condiciones de seguridad.

Dentro de las tomas por derivación directa existen obras donde el agua se lleva directamente mediante un canal lateral, sin cerrar el cauce; recomendadas especialmente para ríos grandes, pues su costo resulta mucho más barato. Sin embargo, para que el funcionamiento de estas obras sea satisfactoria, el río debe reunir algunas condiciones; asegurar un servicio permanente, el río debe tener un cauce estable y las orillas firmes, impedir la entrada de sedimentos.

De acuerdo a la forma de captación de agua las obras de toma pueden ser de tipo convencional (con rejilla lateral) y de tipo caucasiiano (con rejilla de fondo).

7.2 UBICACION, SELECCION, JUSTIFICACION DEL TIPO DE CAPTACION PARA EL PROYECTO.

Ubicación

El sitio donde se realizará la captación reúne las siguientes características:

- Está a una cota conveniente para servir la mayor área regable.
- Las obras se ubicarán en la orilla cóncava del río.
- Se cuenta con pendientes suficientes para evacuar las aguas y sedimentos desde el desrapiador, vertedero de excesos y desarenador, hacia el río.
- Existe suficiente amplitud para el emplazamiento de las obras complementarias.
- El suelo está constituido por cantos rodados, grava, arena y sedimentos finos, condiciones que se pueden ver que son favorables para una buena cimentación.

Selección de la Obra

La captación para nuestro estudio se la realizará con derivación directa, mediante espigones; que son estructuras apoyadas en la orilla que están dentro de la corriente. Desvían las líneas de corriente alejándolas de la orilla. Además, favorece que entre ellas se depositen

los materiales que arrastra el río.

Justificación del tipo de captación

Por tratarse de un río que es bien ancho, que lleva un caudal bastante grande y tiene pendientes relativamente pequeñas; se escogió la captación mediante espigones.

- Los espigones resultan ser mucho más económicos
- Son de construcción sencilla
- El costo de su mantenimiento disminuye con el tiempo.
- Aún erosionada la punta de un espigón, el resto de la estructura sigue trabajando.
- La destrucción de uno de ellos no pone en serio peligro a los demás.
- Sus reparaciones son sencillas.

7.3 ESTUDIO DE ALTERNATIVAS DE DISEÑO

Los estudios de diseño para la captación que se presenta a continuación son de dos alternativas, y que son: (ver anexos 7.3.1 y 7.3.2)

- Captación con azud de 4 mts de alto

- Captación mediante espigones

CUADRO COMPARATIVO DE LAS ALTERNATIVAS PROPUESTAS

7.1

R U B R O	UNIDAD	C O S T O S	
		Azud de 4 mts	Espigones
- Volumen de muros	M ³	1935.0	----
- Volumen de excavación	M ³	7654.0	----
- Volumen de relleno	M ³	4583.9	----
- H ^O C	M ²	----	3.20
- Volumen de H ^O C	M ³	----	101
Costo Total en millones de sucres		444.667	5.555

Haciendo una comparación tecnico-económica de las alternativas, que se presentan en el cuadro 7.1 podemos darnos cuenta claramente que nos resulta más económica la alternativa de captación mediante espigones, por lo que se tomó ésta alternativa como la apropiada para el proyecto en estudio.

7.4 DISEÑO DE LA ALTERNATIVA ESCOGIDA EN EL NUMERAL

7.3

Diseño de la Captación mediante espigones

Diseño de Espigones (ver anexo 7.3.2)

Los puntos más importantes que se han de tomar

en cuenta para el diseño de los espigones son:

- La localización en planta: radios de las curvas, longitud de las tangentes, ancho estable del río.
- La longitud de los espigones
- La elevación y pendiente de la corona
- El ángulo de orientación respecto a la orilla
- La permeabilidad de los espigones; los materiales de construcción.
- La socavación en la curva y la socavación local en el extremo del espigón.

Localización en planta

Al proyectar una obra de defensa ya sea respetando la orilla actual o bien en una margen nueva, se requiere trazar en planta el eje del río, en las orillas, delinear una línea paralela al eje, a la cual llegarán los extremos de los espigones. La longitud de cada espigón estará dada por la distancia de la orilla real a esa línea. La separación entre las nuevas orillas, es decir, el ancho B, estará dado por el estudio de estabilidad de la corriente que se haya hecho.

Longitud de los espigones

La longitud de un espigón se divide en longitud

de anclaje o empotramiento y longitud de trabajo. La primera es la que inicialmente está dentro de la margen y la segunda la que está dentro de la corriente.

Recomendaciones

La longitud de trabajo, medida sobre la corona, se selecciona independientemente y se ha comprobado que conviene que esté dentro de los límites siguientes:

$$h \leq L_T \leq B/4$$

donde: B es el ancho medio del cauce, y h el tirante medio; ambos para el gasto dominante.

Los espigones se pueden construir sin tener longitud de anclaje o empotramiento, es decir, sin que penetren dentro de la margen.

Los espigones generalmente fallan durante el primer período de avenidas, pero una vez reparados, trabajan adecuadamente casi sin mantenimiento posterior.

Elevación y pendiente de la corona

Los espigones deberán construirse con pendiente hacia dentro del río. Deberán iniciarse a la elevación de la margen o a la elevación de la superficie libre a escurrir el gasto dominante. El extremo dentro del

cauce deberá tener alturas máxima de 50 cm, sobre el fondo actual. Con ello se logran pendientes de 0.05 a 0.25

El construir espigones con pendientes tan grandes hacia dentro del cauce presenta las siguientes ventajas: No existe prácticamente socavación local en el extremo del espigón.

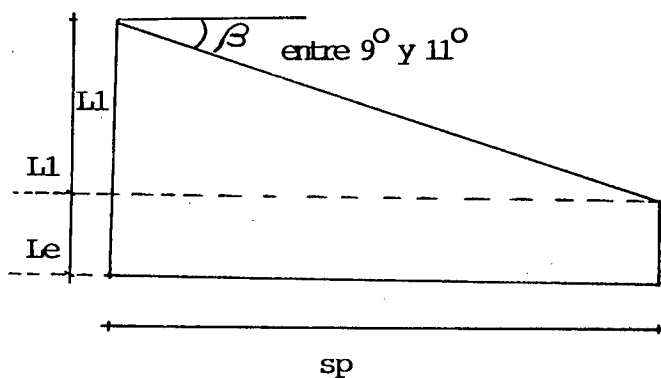
Angulo de orientación de espigones respecto a la orilla.

Los espigones pueden estar dirigidos aguas abajo o aguas arriba, o también ser normales a la corriente. La orientación de los espigones se mide por el ángulo que forma su eje longitudinal con la dirección aguas abajo, de la tangente, referida al punto de arranque desde la orilla.

En un tramo recto o en una curva regular conviene que los espigones formen un ángulo de 70° , con la dirección de la corriente. Si la curva es irregular y, aún más, si tiene un radio menor de 25 m, los ángulos de orientación serán menores de 70° , y pueden alcanzar valores hasta de unos 30° . (ver figura 7.1)

ESPIGONES NORMALES A LA CORRIENTE

Figura 7.1



sp = Separación

L1 = Longitud de trabajo

Le = longitud de empotramiento
o anclaje.

$$5.1 L1 \leq sp \leq 6.3 L1$$

Conviene la mayor separación posible pero si no se empotran, deben separarse 5.1 L1 como máximo

Permeabilidad del espigón; materiales de construcción.

Los espigones se pueden construir con una gran variedad de materiales, como madera, troncos y ramas de árboles, piedra, elementos prefabricados de concreto, acero y alambre, etc. Los más usuales son los formados con tablestacados y los contruidos con escollera o con gaviones.

Si el espigón debe estar permanentemente dentro del cauce principal conviene que sea impermeable, para alejar la corriente lo más efectivamente de la orilla.

Socavación local en los espigones

La socavación local en la punta de los espigones es de importancia durante su construcción, cuando se utilizan elementos que están sueltos entre sí (bolsas, piedras, gaviones, etc). Si la velocidad de la corriente es de ≥ 50 cm/s, conviene recubrir el fondo sobre el que descansará el espigón con una capa de piedras de unos 30 cm, de espesor, y después construir el espigón de la orilla hacia el centro del cauce. De no colocar ese piso que evita la socavación local durante la construcción, se acumulan mayores cantidades de material. La socavación local en el extremo del espigón deja de tener importancia si el espigón se construye con una fuerte pendiente longitudinal.

7.4.1 Datos de Diseño

Como datos de diseño tenemos:

- Un espigón para cambiar la dirección del cauce, dirigido aguas abajo de 25.0 m de longitud por 3.3 m en el un extremo; y en el otro extremo de 0.70 m, de alto respectivamente.
- Un espigón que se ubica a lado de la reja de entrada para la captación, dirigido normal a la corriente de 8.0 m, de longitud por 2.5 m, de alto en el un



extremo; y 1.0 m, en el otro extremo.

- Una reja de entrada que impide el paso del material sólido flotante hacia la conducción. La excavación de un cajón, después de la reja de entrada (cota 319 m.s.n.m) hasta la cota (327 m.s.n.m) donde se ubicará el desripiador, el cual debe tener una compuerta que permita arrastrar el material acumulado hacia el río.
- Una transición entre el desripiador y el canal con lo cual se logra que no haya pérdidas grandes de energía. Para evitar que el material grueso pase del desripiador al canal, al inicio de la transición se construye un vertedero cuyo ancho debe ser mayor que el ancho del canal.
- Una compuerta de purga que se ubica en un extremo del espigón, a lado de la reja de entrada, cuya función es eliminar el material grueso acumulado aguas arriba del espigón.
- Haciendo una comparación tecnica-económica de la excavación en roca del túnel como el canal a cielo abierto, tenemos que nos resulta más barato la del túnel,

por lo cual hemos tomado ésta alternativa para el proyecto de estudio, para luego conectarse con el desarenador. (ver anexo 7.4.1)

7.4.2 Reja de Entrada

Para el cálculo consideramos que el nivel del agua coincide con la parte superior de la rejilla, por lo tanto, funcionará como vertedero.

Considerando la menor velocidad de entrada a la rejilla y garantizar un eficiente lavado en el desripiador, se llegó a establecer las siguientes dimensiones.

$$\begin{array}{lll} P1 = 0.20 \text{ m} & Z = 0.10 \text{ m} & Q = 1.08 \text{ m}^3/\text{s} \\ P2 = 0.15 \text{ m} & h_n = 0.40 \text{ m} & \end{array}$$

Para el presente diseño se considerará un espesor de muro $e = 0.25 \text{ m}$ y una altura de rejilla, $H = 0.50 \text{ m}$.

Condición para que el vertedero se considere de pared ancha.

$$2.5 H < e < 10H$$

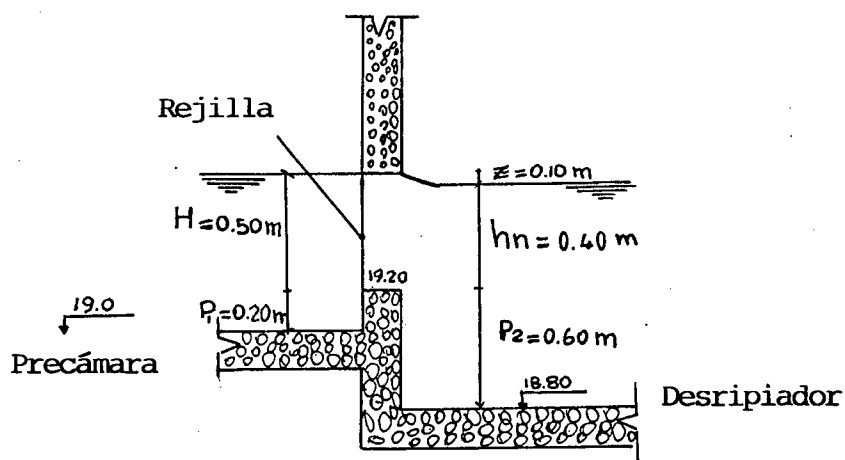
donde:

H = carga de agua

e = ancho de la cresta

$$2.5(0.5) < 0.25 < 10 (0.5)$$

$1.25 \nless 0.25$; el vertedero es de cresta delgada



Z = pérdida de carga

h_n = diferencia entre el nivel de agua y cresta del vertedero

$H > P_s \rightarrow$ El vertedero es sumergido, en cuyo caso se utiliza la siguiente forma:

$$Q = K S M_o h^{3/2}$$

donde:

Q = Caudal de captación

S = Coeficiente de sumersión

M_o = Coeficiente de descarga

b = Ancho de vertedero

H = Carga de agua

K = Coeficiente de pérdida de barrotes = 0.85

- Coeficiente de Sumersión: Utilizamos la fórmula de Bazin

$$S = 1.05 \left[1 + 0.2 \frac{h_n}{P_2} \right] \sqrt[3]{\frac{Z}{H}}$$

$$S = 1.05 \left[1 + 0.2 \frac{(0.40)}{0.60} \right] \sqrt{\frac{0.10}{0.50}}$$

$$S = 0.696$$

- Coeficiente de Descarga. Calculado con la fórmula de Konovalov.

$$M_o = \left[0.407 + \frac{0.045H}{H + P_1} \right] \left[1 + 0.285 \left(\frac{H}{H + P_1} \right)^2 \right] \sqrt{2g}$$

$$M_o = \left[0.407 + \frac{0.045 \times 0.50}{0.50 + 0.20} \right] \left[1 + 0.285 \left(\frac{0.50}{0.50 + 0.20} \right)^2 \right] 4.43$$

$$M_o = 2.23$$

$$Q = K S M_o b H^{3/2}$$

$$1.08 = 0.85 \times 0.696 \times 2.23 \times b \times 0.50^{3/2}$$

$$b = 2.32 \text{ m} \quad \text{ancho efectivo}$$

- Velocidad de entrada a la rejilla

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

$$V = \frac{1.08}{0.5 \times 2.32} = 0.931 \text{ m/s}$$

- **Ancho total de la Rejilla**

Se colocarán barrotes rectangulares (rieles de tren) de $\emptyset$ 0.05 m, con una separación entre ellos de 0.10 m.

- **Número de espacios**

$$n = \frac{2.32}{0.10} = 23.2 = 23.0$$

$$n = 23 \text{ espacios}$$

- **Número de barrotes**

$$N = 23 - 1 = 22 \text{ barrotes}$$

- **Ancho total de la rejilla**

$$B = 2.32 + 0.05 \times 22$$

$$B = 3.42 \text{ m} \rightarrow 3.50 \text{ m.} \quad \text{ancho adoptado}$$

7.4.3 Cálculo del Desripiador

Ancho del Desripiador

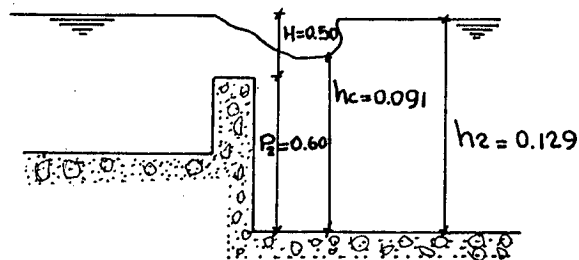
El ancho del desripiador tiene que ser por lo menos igual a la longitud del resalto hidráulico sumergido, por ello el ancho se lo analiza en función del resalto hidráulico.

- Caudal específico (q)

$$q = \frac{Q}{B}$$

$$q = \frac{1.08}{3.50}$$

$$q = 0.309 \text{ m}^3/\text{s.m}$$



- Altura contraída (hc)

$$hc = \frac{q}{\phi \sqrt{2g(P_2 + H - hc)}}$$

donde:

ϕ = coeficiente de pérdida; 1.0 a 0.90 para azud sin compuerta.

para $hc = 0.077$

$$hc = \frac{0.309}{0.90 \sqrt{19.62 (0.60 + 0.50 - hc)}}$$

$$hc = \frac{0.0775}{\sqrt{1.1 - hc}}$$

$$hc = 0.077 \text{ m}$$

- Calado Crítico (hK)

$$hK = \sqrt[3]{\frac{q^2 \alpha}{g}}$$

$$h_k = \sqrt[3]{\frac{0.309^2 \times 1.1}{9.81}}$$

$$h_k = 0.220 \text{ m.}$$

= Coeficiente de corrección por velocidad (kario - lis). Varía de 1.05 a 1.1

- Segunda Altura (h2)

$$h_2 = \frac{h_c}{2} \left[\sqrt{1 + 8 \left(\frac{h_k}{h_c} \right)^3} - 1 \right]$$

$$h_2 = \frac{0.077}{2} \left[\sqrt{1 + 8 \left(\frac{0.220}{0.077} \right)^3} - 1 \right]$$

$$h_2 = 0.489 \text{ m}$$

- Comprobación de Sumersión

$$h_2 < (h_n + p_2)$$

$$0.489 < (0.40 + 0.40)$$

$$0.489 < (0.80) \longrightarrow \text{El resalto es sumergido}$$

- Longitud del Resalto

Según Safranetz

$$L_r = 4.5 h_2$$

$$L_r = 4.5 (0.489)$$

$$L_r = 2.20 \text{ m.}$$

Según Pavlovski

$$L_r = 2.5 (1.9 h_2 - h_c)$$

$$M_o = \left[0.407 + \frac{0.045 \times 0.40}{0.60 + 0.40} \right] \left[1 + 0.285 \left(\frac{0.40}{0.60 + 0.40} \right)^2 \right] \times$$

$$4.43$$

$$M_o = 1.97$$

$$S = \left[1.05 \left(1 + 0.20 \times \frac{0.35}{0.51} \right) \right] \sqrt[3]{\frac{0.05}{0.40}}$$

$$S = 0.60$$

$$1.08 = 1.97 \times 0.60 \times b \times 0.40^{3/2}$$

$$b = 3.61 \text{ m}$$

Ancho asumido del vertedero $b = 3.60\text{m}$.

7.4.5 Cálculo de la compuerta del Desripiador

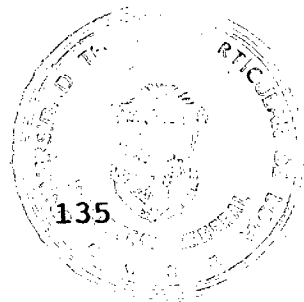
Para su cálculo nos imponemos las dimensiones y se determina el caudal que pasa por la misma.

Altura de la compuerta $a = 0.70 \text{ m}$.

Ancho de la compuerta $b = 0.80 \text{ m}$.

El caudal que pasa por la compuerta se lo considera como el 110% del caudal de diseño.

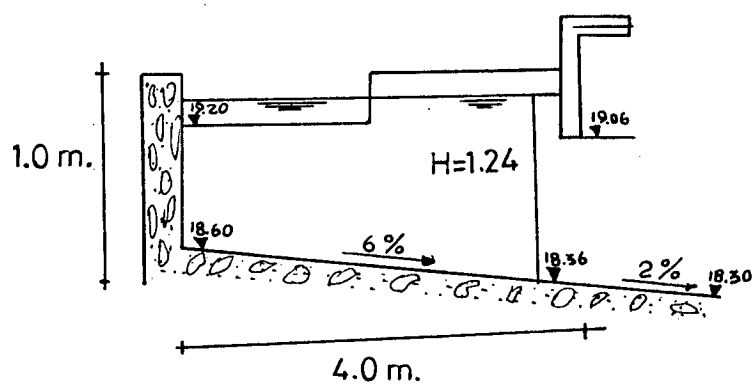
Cuando se abra la compuerta todo el caudal que entra por la rejilla debe ser desalojada por esta, sin que pase nada a la conducción, esto se lo consigue colocando la altura máxima de la compuerta



a una cota menor a la del vertedero de salida del desri-
piador.

Cota del Vertedero = 19.20 m.s.n.m

Cota de la compuerta = 19.06 m.s.n.m



El caudal que pasa por la compuerta esta
dado por la fórmula:

$$Q = K e a b \sqrt{2g \left(H + \frac{v^2}{2g} - e a \right)}$$

K = varía entre 0.95 y 0.97 (Krochin pág. 394)

H = 1.24 m.

$$\frac{a}{H} = \frac{0.70}{1.24} = 0.565 \quad e = 0.653 \text{ (tabla 12-1 Krochin)}$$

$$Q = 0.95 \times 0.653 \times 0.70 \times 0.80 \sqrt{19.62 (1.24 - 0.653 \times 0.70)}$$

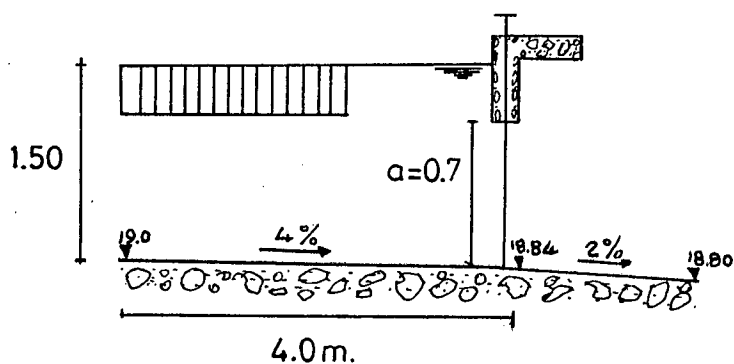
$$Q = 1.36 \text{ m}^3/\text{s}$$

- Comprobación $Q > Q_d + 10\% Q_d$

$$1.36 > 1.08 + 0.108$$

$$1.36 > 1.19 \text{ OK.}$$

7.4.6 Cálculo de la compuerta de Purga



$$K = 0.95$$

$$a = 0.70 \text{ m.}$$

$$b = 0.80 \text{ m.}$$

$$H = 0.70 \text{ m.}$$

$$\frac{a}{H} = \frac{0.70}{0.70} = 1.0 \quad e = 1.0 \text{ (tabla 12-1 Krochin)}$$

$$Q = 0.95 \times 1.0 \times 0.70 \times 0.80 \sqrt{19.6(0.70 - 1.0 \times 0.70)}$$

$$Q = 2.36 \text{ m}^3/\text{s}$$

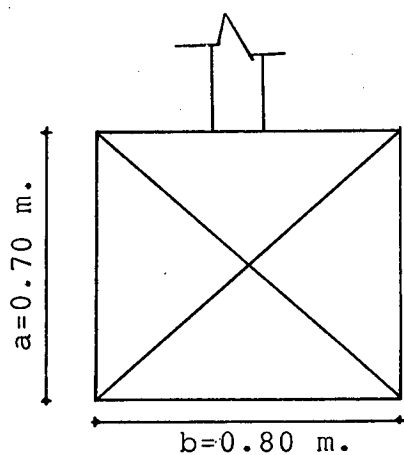
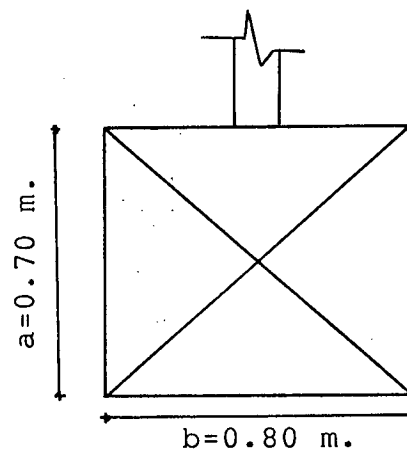
Comprobación:

$$2.36 > 2 Q_d$$

$$2.36 > 2 (1.08)$$

$$2.36 > 2.16 \text{ OK.}$$

DISEÑO DE COMPUERTAS

DESRIPIADORPURGA

7.4.7 Diseño del canal de alta velocidad luego de la compuerta de purga.

DATOS:

$$b = 0.80 \text{ m.}$$

$$j = 2\%$$

$$Q = 2.36 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$n = 0.016$$

$$m = 0$$

$$K = \frac{Q \times n}{b^{8/3} j^{1/2}}$$

$$K = \frac{2.36 \times 0.016}{0.80^{2.67} \times 0.02^{0.5}}$$

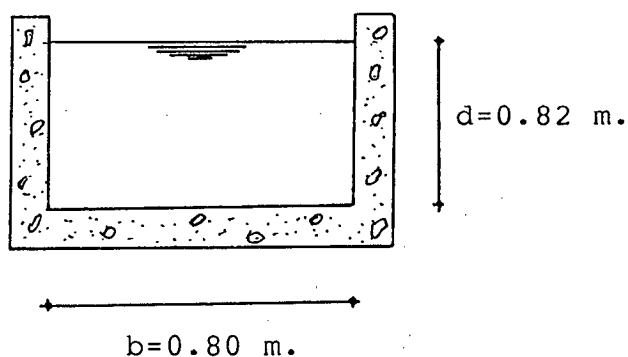
$$K = 0.484 \quad \frac{d}{b} = 1.02 \text{ (tabla 12-6 Krochin)}$$

$$d = 0.816 \cong 0.82 \text{ m.}$$

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

$$V = \frac{1}{0.016} \left(\frac{0.80 \times 0.82}{0.82 \times 2 + 0.8} \right)^{2/3} 0.02^{1/2}$$

$$V = 3.83 \text{ m/s} > 2 \text{ m/s}$$



7.4.8 Cálculo de la transición de salida del des- ripiador.

Primero se diseña el canal que conduce el agua al desarenador, tanto en época de estiaje como en época de creciente.

Estiaje: $Q = 1.08 \text{ m}^3/\text{s}$

$$j = 4^{\circ}/00$$

$$b = 1.20 \text{ m.}$$

$$n = 0.03 \text{ (canal sin revestimiento, por ser roca)}$$

$$m = 0$$

$$K = \frac{Q \times n}{b^{8/3} j^{1/2}}$$

$$K = \frac{1.08 \times 0.03}{1.20^{2.67} \times 0.004^{0.5}} = 0.315 \quad \frac{d}{b} = 0.703 \text{ (Tabla 12.6 Krochin)}$$

$$d = 0.86 \text{ m.}$$

$$V = \frac{1}{0.03} \left(\frac{0.86 \times 1.20}{0.86 \times 2 + 1.2} \right)^{2/3} (0.004)^{1/2}$$

$$V = 1.05 \text{ m/s}$$

Crecida:

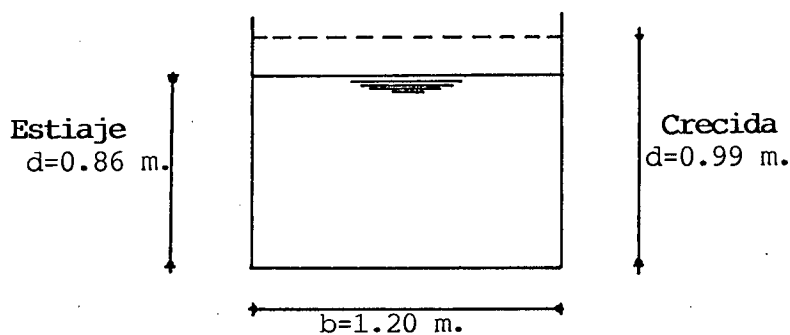
$$Q_c = 1.2 Q_d = 1.2 (1.08) = 1.296 \text{ m}^3/\text{s} \approx 1.30 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$K = \frac{1.03 \times 0.03}{1.2^{2.67} \times 0.004^{0.5}} = 0.379 \quad \frac{d}{b} = 0.822 \text{ (Tabla 12-6 Krochin)}$$

$$d = 0.99 \text{ m.}$$

$$V = \frac{1}{0.03} \left(\frac{0.99 \times 1.20}{0.99 \times 2 + 1.20} \right)^{2/3} (0.004)^{1/2}$$

$$V = 1.09 \text{ m/s}$$



- Cálculo de la longitud de transición

DATOS:

$$Q = 1.08 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$H = 0.40 \text{ m.}$$

$$P_1 = 0.60 \text{ m.}$$

$$P_2 = 0.51 \text{ m.}$$

$$B = 3.60 \text{ m.}$$

$$q = 1.08/3.60 = 0.30 \text{ m}^3/\text{s.m}$$

$$\phi = 0.95 \quad \text{coeficiente}$$

$$h_n = 0.35$$

- Altura contraída (hc)

$$h_c = \frac{q}{\phi \sqrt{2g (P_2 + H - h_c)}}$$

$$h_c = \frac{0.30}{0.95 \sqrt{19.62 (0.51 + 0.40 - h_c)}}$$

$$h_c = 0.0782$$

- Calado crítico (hK)

$$\alpha = 1.1 \quad \text{coeficiente}$$

$$h_K = \sqrt[3]{\frac{q^2 \alpha}{g}}$$

$$h_K = \sqrt[3]{\frac{0.3^2 \times 1.1}{9.81}}$$

$$h_K = 0.216 \text{ m.}$$

- Segunda altura (h₂)

$$h_2 = \frac{h_c}{2} \left[\sqrt{1 + 8 \left(\frac{h_K}{h_c} \right)^3} - 1 \right]$$

$$h_2 = \frac{0.0782}{2} \left[\sqrt{1 + 8 \left(\frac{0.22}{0.0782} \right)^3} - 1 \right]$$

$$h_2 = 0.484 \text{ m.}$$

- Comprobación de Sumersión

$$h_2 < (h_n + P_2)$$

$$0.484 < (0.95)$$

- Longitud del resalto

Según Safranetz

$$L_r = 4.5 h_2$$

$$L_r = 4.5 (0.484) = 2.178 \text{ m.}$$

Según Pavlovski

$$L_r = 2.5 (1.9 h_2 - h_c)$$

$$L_r = 2.5 (1.9 \times 0.484 - 0.0782) = 2.104 \text{ m.}$$

- Según Bakhmetev - Maztke

$$L_r = 5 (h_2 - h_c)$$

$$L_r = 5 (0.484 - 0.0782) = 2.029 \text{ m.}$$

Según Bureau of Reclamation

$$L_r = \frac{(B - b)}{2 \tan 12.5^\circ}$$

$$Lr = \frac{(3.60 - 1.20)}{2 \tan 12.5^\circ} = 5.41 \text{ m.}$$

- Cálculo de las cotas de la transición

Calado constante $d = 0.86 \text{ m.}$

X	b	A	V = Q/A	$V^2/2g$	h	Z = 1.1 h	d+Z	Cota 319.55
0.0	3.60	3.096	0.349	0.006	0.000	0.00	0.860	318.69
0.5	3.56	3.062	0.353	0.006	0.000	0.00	0.860	318.69
1.0	3.44	3.958	0.365	0.007	0.001	0.001	0.861	318.69
1.5	3.24	2.786	0.388	0.008	0.002	0.002	0.862	318.68
2.0	2.96	2.546	0.424	0.009	0.003	0.003	0.863	318.68
2.5	2.58	2.219	0.487	0.012	0.006	0.007	0.867	318.68
3.0	2.11	1.815	0.595	0.018	0.012	0.013	0.873	318.67
3.5	1.78	1.531	0.705	0.025	0.019	0.021	0.881	318.67
4.0	1.51	1.299	0.831	0.035	0.029	0.032	0.892	318.66
4.5	1.33	1.144	0.944	0.045	0.039	0.043	0.903	318.65
5.0	1.23	1.058	1.021	0.053	0.047	0.052	0.912	318.64
5.41	1.20	1.032	1.047	0.056	0.050	0.055	0.915	318.63

1.1h C1 = coeficiente que está dado por la tabla (5-12) Krochin pág-36.

Tipo de transición	C1
En curva	0.10
Con cuadrante de circulo	0.15
Recta	0.30

$$Q = 1.08 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Z = 1.1 h \text{ para transición curva}$$

- Pendiente de la Transición:

$$\frac{18.69 - 18.63}{5.41} \times 100 = 1.1\%$$

7.4.9 Regulación de la Creciente

Para la seguridad del canal toda toma debe diseñarse, de tal manera que pueda por si sola, permitir el paso de la creciente máxima sin surgir ningún daño en su estructura.

Teniendo calculadas las obras de captación para estiaje quedan definidas las cotas y los anchos de los vertederos y canales, se procede luego a la comprobación de los niveles de agua en creciente.

Para nuestro diseño hemos adoptado que en creciente el canal trabaja con una sobrecarga del 20% del caudal de diseño y con esto se calcula el calado correspondiente.

La compuerta de admisión debe dejarse en tal posición que en estiaje el agua pase pocos centímetros por debajo, se sumerge con el aumento del calado y se transforma en orificio originando una pérdida de carga adicional, igual sucede con la rejilla de entrada. Las pérdidas de carga adicionales que se producen hacen que el aumento de caudal en el canal sea muy pequeño en comparación con el aumento del caudal en el río.

Para conseguir una regulación efectiva

de las crecientes, se ha diseñado una compuerta, un vertedero y un aliviadero.

Condición de Sumersión

$$\begin{array}{ccc} d \text{ creciente} & & d \text{ normal} \\ 0.99 & > & 0.86 \end{array}$$

- Caudal que pasa por el orificio

El cálculo para la descarga de un orificio está dado por la fórmula siguiente:

$$Q = C_d \times a \times b \sqrt{2g \times Z_o}$$

Donde:

- a = Altura del orificio = 0.86 m.
- b = Ancho del orificio = 1.20 m.
- C_d = Coeficiente de descarga
- Z_o = Carga sobre el orificio
- C_d = C_v X C_c
- C_v = Coeficiente de velocidad = 0.96
- C_c = Coeficiente de contracción

El caudal que pasa por el orificio debe ser aproximado al 120% del caudal de diseño.

Primer tanteo:

Asumimos:

$$H = 1.20$$

$$z_o = 1.20 - 0.99 = 0.21$$

$$\frac{a}{H} = \frac{0.86}{1.20} = 0.72 \quad Cc = 0.696 \text{ (Tabla 12-6 Krochin)}$$

$$Cd = 0.96 \times 0.696 = 0.668$$

$$Q = 0.668 \times 0.86 \times 1.20 \sqrt{19.62 \times 0.21}$$

$$Q = 1.399 \text{ m}^3/\text{s} \neq 1.296 \text{ m}^3/\text{s}$$

Segundo tanteo:

Asumimos:

$$H = 1.17$$

$$z_o = 1.17 - 0.99 = 0.18$$

$$\frac{a}{H} = \frac{0.86}{1.17} = 0.735 \quad Cc = 0.701 \text{ (Tabla 12-6 Krochin)}$$

$$Cd = 0.96 \times 0.701 = 0.673$$

$$Q = 0.673 \times 0.86 \times 1.20 \sqrt{19.62 \times 0.18}$$

$$Q = 1.305 \text{ m}^3/\text{s} \approx 1.296 \text{ m}^3/\text{s}$$

- Cálculo de la carga exacta (z_o)

$$1.296 = 0.673 \times 0.86 \times 1.20 \sqrt{19.62 \times z_o}$$

$$z_o = 0.177 \text{ m.}$$

- Pérdida de carga en el orificio, calculado mediante la siguiente fórmula:

$$h_r = K \left(\frac{v^2}{2g} \right)$$

$$v = \frac{Q}{Hb}$$

Donde:

K = Coeficiente de admisión que se encuentra en función del coeficiente de velocidad, cuyo valor oscila entre 0.6 y 0.8

$$v = \frac{1296}{1.17 \times 1.20} = 0.923 \text{ m/s}$$

$$h_r = 0.60 \left(\frac{0.923^2}{19.62} \right) = 0.026$$

- Nivel de agua antes y después de la compuerta

Z = Desnivel de agua arriba y abajo de la compuerta = $Z_o - h_r$

$$Z = 0.177 - 0.026 = 0.151 \text{ m.}$$

Nivel de agua después de la compuerta = $18.68 + 0.99 = 19.67 \text{ m.s.n.m.}$

Nivel de agua antes de la compuerta = $19.67 + 0.151 = 19.821 \text{ m.s.n.m.}$

- Nivel de agua en el vertedero y abajo de la rejilla

En el vertedero hemos considerado una pérdida de carga de 0.05 m,

y en la transición una pérdida de carga de 0.06 m.



Nivel de agua en el vertedero $= 19.82 + 0.06 = 19.88 \text{ m.s.n.m.}$

Nivel de agua después de la compuerta $= 19.88 + 0.05 = 19.93 \text{ m.s.n.m.}$

- Nivel de agua a la entrada de la rejilla

Cuando el nivel de agua está más alto que el dintel de la rejilla, ésta funciona como orificio sumergido, de tal manera que los cálculos se los realiza considerando la rejilla como compuerta.

$$Q = C_d \times a \times b \times \sqrt{2g \times Z_o}$$

$b =$ Ancho efectivo de la reja $= 2.32 \text{ m.}$

$a =$ Altura del orificio $= 0.50 \text{ m.}$

Asumimos:

$H = 1.40 \text{ m.}$ (Altura desde el umbral de la rejilla hasta el nivel de máxima crecida).

$$Z_o = 19.20 + 1.40 - 19.93 = 0.67$$

$$\frac{a}{h} = \frac{0.50}{1.40} = 0.357 \quad C_c = 0.618 \text{ (Tabla 12-6 Krochin)}$$

$$C_d = 0.96 \times 0.618 = 0.593$$

$$Q = 0.593 \times 0.50 \times 2.32 \sqrt{19.62 \times 0.67}$$

$$Q = 2.494 \text{ m}^3/\text{s} > 1.296 \text{ m}^3/\text{s}$$

Asumimos:

$$H = 0.90$$

$$Z_O = 19.20 + 0.90 - 19.93 = 0.17$$

$$\frac{a}{H} = \frac{0.50}{0.90} = 0.556 \quad C_c = 0.68$$

$$C_d = 0.96 \times 0.68 = 0.653$$

$$Q = 0.653 \times 0.50 \times 2.32 \sqrt{19.62 \times 0.17}$$

$$Q = 1.383 \cong 1.296$$

- Cálculo de la carga Z_O

$$1.296 = 0.653 \times 0.50 \times 2.32 \sqrt{19.62 \times Z_O}$$

$$Z_O = 0.149 \text{ m} \cong 0.15 \text{ m.}$$

- Nivel de agua antes de la rejilla = $19.93 + 0.15 = 20.08 \text{ m.s.n.m.}$

- Nivel máximo de agua antes de la reja = $19.70 + H_d = 19.70 + 5.20 =$
 24.90 m.s.n.m.

- Nivel máximo de agua en el descriptador = 19.93

$$Z_O = 24.9 - 19.93 = 4.97 \text{ m.}$$

$$H = 24.90 - 19.20 = 5.70 \text{ m.}$$

- Caudal que pasa por la rejilla en crecienta máxima

$$Q = C_d \times a \times b \sqrt{2g \times Z_O}$$

$$\frac{a}{H} = \frac{0.50}{5.70} = 0.09 \quad C_c = 0.615$$

$$C_d = 0.96 \times 0.615 = 0.591$$

$$Q = 0.591 \times 0.50 \times 2.32 \sqrt{19.62 \times 5.70}$$

$$Q = 7.25 \text{ m}^3/\text{s}$$

7.4.9.1 Vertedero de Demasías

El caudal que debe desalojar es
 igual a $7.25 - 1.296 = 5.954 \text{ m}^3/\text{s} \approx 6.0 \text{ m}^3/\text{s}$

La cota del vertedero debe estar
 2 cm más alto que el nivel del agua en estiaje.

$$Q = K \times S \times Mo \times b \times H^{3/2}$$

$$K = 1 \text{ (no hay contracciones)}$$

$$S = 1 \text{ (no es sumergido)}$$

$$H = 19.82 - (18.63 + 0.02) = 1.17 \text{ m.}$$

$$Mo = \left[0.407 + \frac{0.045H}{H + P_1} \right] \left[1 + 0.285 \left(\frac{H}{H + P_1} \right)^2 \right] \sqrt{2g}$$

$$Mo = \left[0.407 + \frac{0.045 \times 1.17}{1.17 + 0.88} \right] \left[1 + 0.285 \left(\frac{1.17}{1.17 + 0.88} \right)^2 \right] 4.43$$

$$Mo = 2.095$$

$$6.0 = 1 \times 1 \times 2.095 \times b \times 1.17^{3/2}$$

$$b = 2.26 \text{ m} \quad \text{asumimos un ancho } b = 2.30 \text{ m.}$$

- Aliviadero antes de la compuerta de admisión

Entre la compuerta de admisión y la transición,
 se ubica el aliviadero con el propósito de evacuar el
 agua que pasa por el canal en creciente.

Datos:

$$P_1 = 0.86$$

$$Q = 0.216$$

$$H = 0.10$$

$$K = 1$$

$$S = 1$$

$$Q = K \times S \times M_o \times b \times H^{3/2}$$

$$M_o = \left[0.407 + \frac{0.045 \times 0.10}{0.10 + 0.86} \right] \left[1 + 0.285 \left(\frac{0.10}{0.10 + 0.86} \right)^2 \right] 4.43$$

$$M_o = 1.83$$

$$0.216 = 1 \times 1 \times 1.83 \times b \times 0.10^{3/2}$$

$$b = 3.73 \text{ m.}$$

asumimos un $b = 3.80 \text{ m.}$

7.4.9.2 Canal recolector de excesos

DATOS:

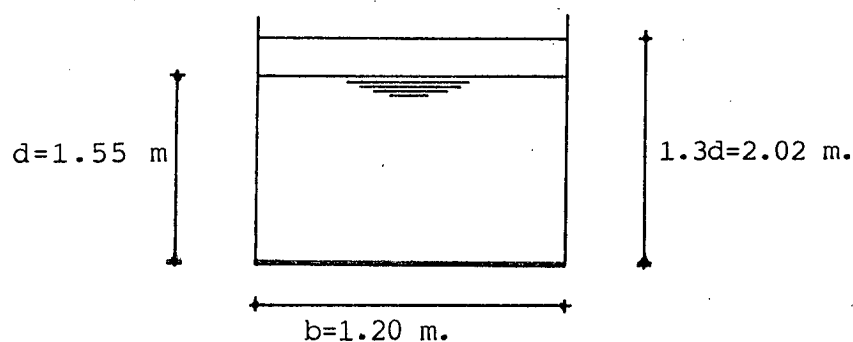
$$Q = 7.25 - 1.08 = 6.17 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$n = 0.03$$

$$j = 3\%$$

$$m = 0$$

$$b = 1.20 \text{ m.}$$



$$K = \frac{Q \times n}{b^{8/3} \times j^{1/2}}$$

$$K = \frac{6.17 \times 0.03}{1.20^{2.67} \times 0.03^{0.5}} = 0.657 \quad \frac{d}{b} = 1.295 \text{ (tabla 12-6 Krochin)}$$

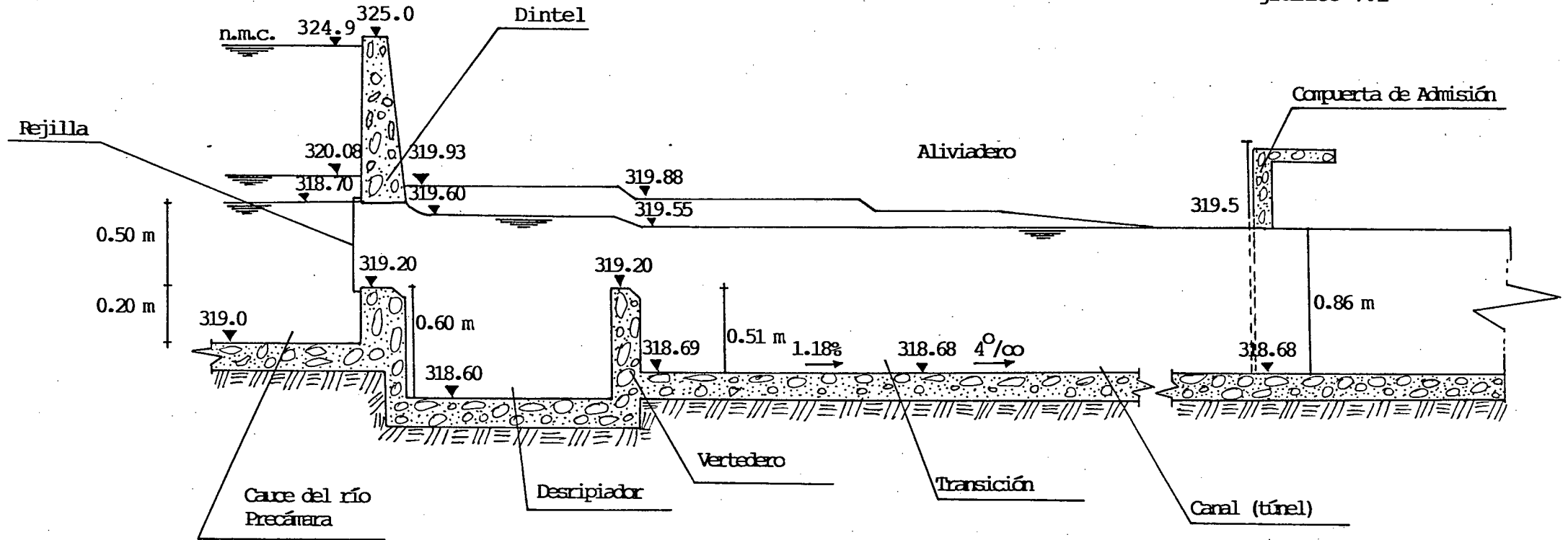
$$d = 1.554 \text{ m} \approx 1.55 \text{ m.}$$

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

$$V = \frac{1}{0.03} \left(\frac{1.55 \times 1.20}{1.55 \times 2 + 1.20} \right)^{2/3} (0.03)^{1/2} = 2.50 \text{ m/s}$$

NIVELES DE AGUA EN ESTIAJE Y EN CRECIENTE

gráfico 7.1



7.5 DESARENADOR

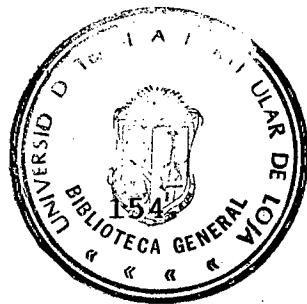
7.5.1 Generalidades

Se llama desarenador a una obra hidráulica que sirve para separar y remover después, el material sólido que lleva el agua de un canal. Los desarenadores cumplen un papel muy importante y por esto, salvo casos especiales de aguas limpias, debe considerárseles como obras indispensables dentro de los proyectos de utilización de recursos hidráulicos.

En la mayoría de las obras de toma, la velocidad de entrada es lo suficientemente grande para arrastrar partículas sólidas; esto ocurre en tiempo de creciente cuando entran al canal gran cantidad de sedimentos.

La captación de arenas ocasiona daños a las obras, así tenemos:

- Una gran parte del material sólido va depositándose en el fondo (solera) de los canales disminuyendo su sección. Con el tiempo la capacidad de la sección puede disminuir tanto que el agua desbordará por los aliviaderos. A fin de evitar estas anomalías es necesario limpiar el canal, lo que significa aumentos de costos de mantenimiento y molestosas interrupciones en el servicio del canal.



- Los desarenadores pueden ser de muchos diseños diferentes, pero básicamente según la forma de eliminación de sedimentos, se dividen en desarenadores de lavado intermitente y desarenadores de lavado continuo. Los primeros son aquellos que se lavan periódicamente estando el intervalo de tiempo entre dos lavados; determinado por la cantidad de sedimentos que trae el agua. Los segundos permiten que el material depositado se elimine en forma continua.

En nuestro país el INERHI está estudiando como alternativa de extracción de arena y grava de fondo en canales de riego mediante el Tubo Vórtice, este consiste en un tubo que cruza horizontalmente todo el lecho del canal con una abertura a todo lo largo en la parte superior del tubo el cual coincide con el lecho de una sobreelevación (solera) respecto al fondo del canal, que usualmente contiene una carga proporcional de sedimento, es captado por el tubo vórtice y por lo tanto es extraído del canal. La forma del tubo y el fenómeno de vorticidad ayuda a evitar la deposición del material y su correspondiente evacuación. Forma parte de los desarenadores de lavado continuo.

Para nuestro proyecto hemos considerado el desarenador de lavado continuo (tipo DUFOUR), en vista de que en el río existe un caudal superior al de diseño.

Desarenador de Lavado Continuo

El fondo de la cámara del desarenador está formado por una especie de reja de vigas de hormigón o madera normales a la dirección del agua.

El agua al entrar al desarenador se divide verticalmente en dos capas: una situada junto al fondo que contiene los sedimentos más pesados y que se encausa a una galería longitudinal de pequeña sección, y otra situada encima de la anterior de sección grande y en la que se produce la sedimentación. Las cámaras superior e inferior están mencionadas por las rejas antes indicadas. El agua situada en la galería sale con velocidades relativamente altas, arrastrando consigo los sedimentos. Las arenas que se depositan en la cámara superior son arrastradas al interior a través de los espacios estrechos entre barrotes por el agua que pasa de la una a la otra cámara.

Las dimensiones de la galería están calculadas en tal forma para que con la carga disponible pase por ella el caudal de exceso, velocidad necesaria para arrastrar las arenas.

Debe tomarse en cuenta que en estos desarenadores sale permanentemente por abajo un caudal Q_1 (caudal de lavado) razón por la cual la velocidad a la entrada V_1 y la salida V_2 no son iguales.

7.5.2 Diseño del Desarenador

Se toma como datos de entrada:

Caudal de diseño $Q_D = 0.90 \text{ m}^3/\text{seg}$

Caudal de lavado, según experiencias se considera un - 20% del caudal de diseño para un adecuado lavado:

$Q_L = 0.18 \text{ m}^3/\text{seg}$

Caudal captado $= Q_C = Q_D + Q_L = 0.9 + 0.18 = 1.08 \text{ m}^3/\text{seg}$

En vista que el desarenador es del tipo continuo, el diámetro de las partículas $D = 0.25 \text{ mm}$, es para centrales hidroeléctricas, lo consideramos como adecuado, dando una velocidad de caída $W = 0.027 \text{ m/s}$

7.5.2.1 Sección Media de la Cámara Desarenadora.

Velocidad al principio de la cámara de sedimentación $V_1 = 0.24 \text{ m/s}$; Relación ancho de cámara B para el calado d , $B/d = K_1 = 2$ (adoptado), puesto que es la sección rectangular más óptima.

- Sección de la Cámara

$$A = Q_D / X_1$$

$$A = 1.08/0.24 = 4.5 \text{ m}^2$$

- Calado en la Cámara

$$d = (A/K_1)^{0.5}$$

$$d = (4.5/2)^{0.5} = 1.5 \text{ m}$$

- Ancho de la Cámara

$$B = K_1 d$$

$$B = 2 \times 1.5 = 3.0 \text{ m}$$

- Velocidad al final de la Cámara

$$V_2 = (Q_d - Q_L)/A$$

$$V_2 = (1.08 - 0.18)/4.5$$

$$V_2 = 0.2 \text{ m/s}$$

7.5.2.2 Longitud de transición de entrada al Desarenador

Es fundamental asegurar una distribución uniforme de velocidad en distintas secciones transversales del desarenador como también la reducción de la velocidad longitudinal del valor que tiene al inicio de la transición al valor que tiene dentro de la cámara de sedimentación.

Para disminuir las pérdidas en el desarenador la transición debe tener un ángulo de divergencia suave, no mayor a 12.5 y, de ser posible, las paredes curvas tangentes en todo punto a la dirección del agua.

La longitud la calculamos de acuerdo a Bureau of Reclamation.

$$L = \frac{B-d}{2 \times \tan 12.5}$$

$$L = \frac{3.0 \text{ m} - 1.0 \text{ m}}{2 \times \tan 12.5}$$

$$L = 4.50 \text{ m}$$

7.5.2.3 Longitud Activa

$$L_s = 1.2 d (V_1 + V_2) / 2W - Q_L / BW$$

W = Velocidad de sedimentación que está en función del diámetro.

1.2= Coeficiente utilizado para aguas lodosas, es decir para aguas que llevan en suspensión un alto porcentaje de material sólido.

$$L_s = 1.2 \times 1.5 \text{ m} (0.24 \text{ m/s} + 0.20 \text{ m/s}) (2 \times 0.027) - (0.18 \text{ m}^3/\text{seg}) \\ (3.0 \text{ m} \times 0.027)$$

$$L_s = 12.45 \approx 12.50 \text{ m} \quad (\text{adoptado})$$

$$L_s = 12.50 \text{ m}$$

7.5.2.4 Vertedero de Salida

Al final de la cámara desarenadora de sección grande se coloca un vertedero sobre el cual pasa el agua limpia al canal. Las capas superiores son las que primero se limpian y mientras más pequeña sea la velocidad de paso por el vertedero menos turbulencia causa en el desarenador y por ende arrastra pequeñísimas cantidades en suspensión; la velocidad máxima aceptada es de 1 m/s sobre el vertedero.

La fórmula empleada es la siguiente, de vertederos libres:

$$Q = m \cdot b \cdot H^{3/2}$$

m = coeficiente adimensional entre
(1.8 - 2.0) adoptamos $m = 2.0$

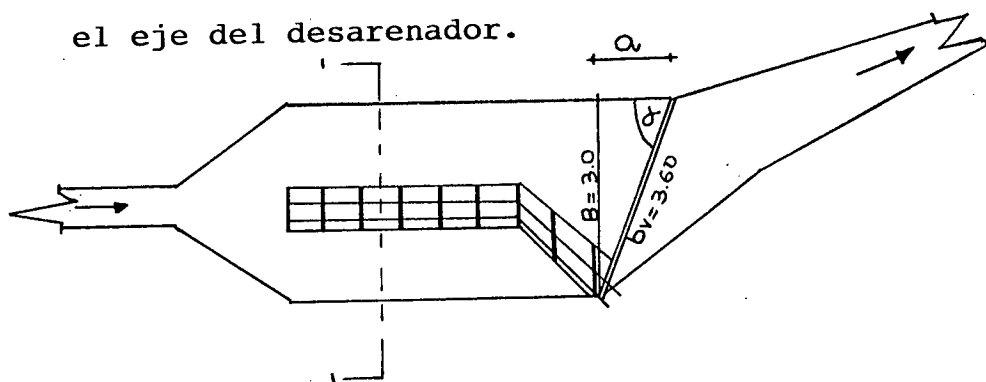
H = Altura del agua sobre la cresta, no
debe ser mayor a 0.25, adoptamos -
 $H = 0.25$

reemplazando se tiene $0.90 \text{ m}^3/\text{seg} = 2.0 \times b \times (0.25)^{3/2}$

$$b = 3.6 \text{ m}$$

Como el ancho del vertedero ($b = 3.6 \text{ m}$) es mayor que el ancho de la cámara ($B = 3.0 \text{ m}$) sedimentadora, se lo ubicará en curva o a lo largo del canal, inicia en la compuerta de desfogue de la cámara pequeña.

- Calculamos el ángulo que forma el vertedero con el eje del desarenador.



$$\text{Sen } \gamma = B/b_v$$

$$\text{Sen } \gamma = 3.0/3.6 = 0.83$$

$$\gamma = 55.44^\circ \quad \alpha \text{ rad} = 0.985$$

$$a = \text{Cos } r \times b_v$$

$$a = 0.567 \times 3.6 \quad a = 1.99 \text{ m}$$

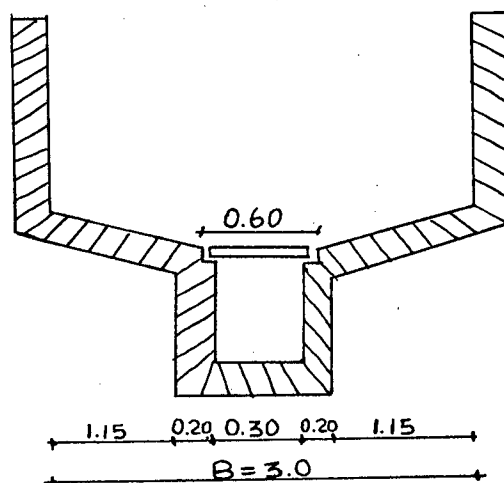
- Cálculo del semiancho de la cámara desarenadora (S_a) adoptamos un largo de viguetas = 0.60 m .

Donde:

$$S_a = \frac{B - 1 \text{ vigas}}{2}$$

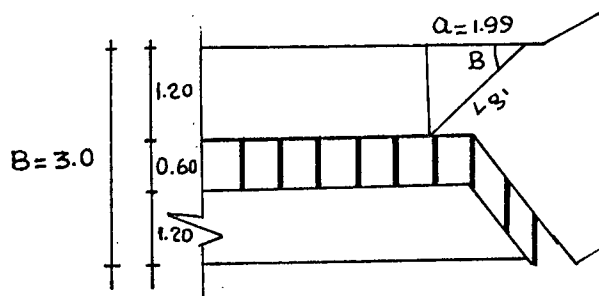
$$S_a = \frac{3.0 - 0.6}{2}$$

$$S_a = 1.20 \text{ m.}$$



$$\text{tang } B = 1.20 / 1.99 = 0.603$$

$$B = 31.0906^\circ$$



- Cálculo de la Longitud de desarrollo de la galería.

$$\text{long. galería} = \frac{1.99}{\cos B} = \frac{1.99}{0.85635}$$

$$\text{long. galería} = 2.32 \text{ m}$$

- Longitud total de la galería

$$Lq = 12.50 \text{ m} + 2.32 \text{ m}$$

$$L_q = 14.82 \text{ m}$$

- Entrada a Galería

Se ha adoptado valores (en viguetas), toda vez que dichas viguetas van a ser constantemente manipuladas.

$$\text{Separación entre viguetas (s)} = 0.10 \text{ m}$$

$$\text{Ancho de una vigueta (t)} = 0.20 \text{ m}$$

- Número de espacios entre viguetas (N)

$$A(N) + t(N-1) = \text{Longitud galería (Lq)}$$

$$0.10N + 0.20(N-1) = 14.82$$

$$0.30 N = 15.02$$

$$N = 50.07 \cong N = 50$$

- Longitud total ocupada por espacios

$$AN = 50 \times 0.1 \text{ m} = 5 \text{ m}$$

- Longitud total ocupada por viguetas

$$t(N-1) = 0.20 (50 - 1) = 9.8 \text{ m}$$

- Longitud total de la galería de fondo

$$Lq.l = 5m + 9.8 m$$

$$Lq.l = 14.80 m$$

- Comprobación de longitudes de galerías superior e inferior.

$$Lq \text{ superior} \geq Lq \text{ inferior}$$

$$(Lq.s = 14.82 m) \geq (Lq.L = 14.80 m) \quad \text{esta bien}$$

- Longitud adoptada de galería

$$Lq = 14.80 m.$$

- Cálculo de la velocidad de agua por entre las viguetas, dada por:

$$V = \frac{QL}{N \times A \times \text{ancho galería}}$$

$$\text{ancho de galería (inferior)} = 0.30 m$$

$$V = \frac{0.18 \text{ m/seg}}{50 \times 0.10 \times 0.30}$$

$$V = 0.12 \text{ m/seg}$$

- Pendiente del fondo de la galería

$$s_g = 0.02$$

- Caída del fondo de la Galería

$$a_y = \delta g \text{ (Long. galería)}$$

$$a_y = 0.02 \times 14.8 \text{ m}$$

$$a_y = 0.30 \text{ m}$$

- Profundidad total de la galería

Se ha considerado una profundidad inicial de 50cm.

$$a_{fy} = a_y + 50 \text{ cm}$$

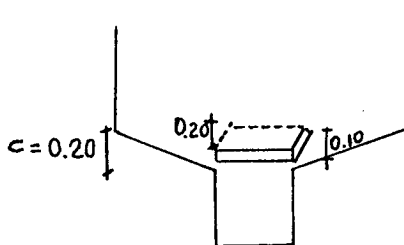
$$a_{fy} = 0.3 + 0.5$$

$$a_{fy} = 0.80 \text{ m}$$

- Cálculo de la profundidad al final del desarenador

espesor de vigueta (e) = 0.1 m

c = 0.2 m la caída de los lados, de éste hacia -
el centro



$$h = d + a_{fy} + c + e$$

$$h = 1.5 + 0.8 + 0.20 + 0.1$$

$$h = 2.6 \text{ m}$$

7.5.2.5 Compuerta de lavado

Esta compuerta estará ubicada en la cámara inferior, la misma que regulará el caudal de lavado, esta a su vez estará conectada con una tubería por donde atraviezan los sedimentos.

Esta compuerta permanecerá indefinidamente abierta, su funcionamiento lo realizará como un orificio sumergido, puesto que se encuentra bajo el nivel de aguas (vertedero) que conduce las aguas al canal de salida.

- Cálculo de la tubería (ubicado al final del desarenador)

Colocamos un tubo prefabricado de hormigón

$\emptyset_{\text{tubo}} \leq h$ (cámara inferior)

h cámara inferior = 30 cm

adoptamos $\emptyset = 30$ cm

$$h = (2.60 - 0.30) \text{ m}$$

$$h = 2.30 \text{ m}$$

- Sección del tubo o ducto de salida

$$A_1 = (0.3)^2 \times \pi / 4$$

$$A_1 = 0.071 \text{ m}^2$$

- Sección abierta del tubo

$$A = K \times A_1$$

K (coeficiente) Aberk = 0.47

$$A = 0.47 \times 0.071 \text{ m}^2 = 0.033 \text{ m}^2$$

- Cálculo de la pérdida producida por el paso de la compuerta.

$$Q_1 = 0.65 A(gh)^{1/2} = 2/3 C_d A (2gh)^{1/2}$$

Las dimensiones de la compuerta impuestos son:

$$a = 0.30 \text{ m} \quad (\text{alto} = 0.30 \text{ m})$$

Para obtener el caudal necesario de lavado adoptamos:

$$d = 0.23, \quad h = H - a$$

$$h = 2.30 - 0.23 = 2.07 \text{ m}$$

$$\frac{a}{H} = \frac{0.23}{2.30} = 0.1 \quad \text{tabla (12-6)} \quad C_d = 0.615$$

$$Q_L = 2/3 (0.3 \times 0.23) \times 0.615 \times (19.62 \times 2.07)^{5/2}$$

$$Q_L = 0.18 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Por lo tanto la pérdida $h_1 = 2.07 \text{ m}$

- Pérdidas en el conducto que lleva a la quebrada los sedimentos.

$$h_2 = 10.34 n^2 L (Q_L)^2 / D^{16/3}$$

L = 40 m (del desarenador hasta quebrada Artones).

$$n = 0.014$$

$$h_2 = 10.34(0.014)^2 \times 40 \text{ m} \times (0.18)^2 / (0.30)^{16/3}$$

$$h_2 = 1.61 \text{ m}$$

- Pérdida Total

$$h_1 = 1.61 \text{ m} + 2.07 \text{ m} = 3.68 \text{ m}$$

La pérdida es menor a la altura en el terreno.

Por lo tanto las dimensiones de la compuerta son:

$$30 \times 30 \text{ (cm)}.$$

7.5.2.6 Canal de lavado

En vista de que el canal requiere de un constante lavado, se ha visto en la necesidad de ubicar al final de la cámara pequeña o galería un conducto que se encarga de transportar los sedimentos a una quebrada, todo esto se lo ha hecho en vista de que el río tiene un caudal de crecida muy grande, causando inundaciones en este tipo de obras.

$$\emptyset \text{ tubo} = 30 \text{ cm}$$

$$Q_1 = 2/3 C_d A_1 (2gh)^{1/2}$$

$$h = 2.30 - 0.30 = 2.0 \text{ m}$$

$$a/h = \frac{0.30}{2.30} = 0.130 \text{ (tabla 12-6 K.) } C_d =$$

$$0.617$$

$$Q_1 = 2/3 (0.617) (0.071 \text{ m}^2) (19.62 \times 2.0 \text{ m})^{1/2}$$

$$Q_1 = 0.183 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$Q \text{ calculado} > Q \text{ lavado}$$

- Velocidad en el ducto de lavado

$$V = Q/A$$

$$V = 0.18 / 0.071$$

$$V = 2.5 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$V < V_{\text{media}}$ y $V > V_{\text{mínima}}$, nos da por lo tanto una durabilidad de 50 años, según recomienda en experiencias realizadas por el INERHI.

- Carga sobre el vertedero de excesos

Estará ubicado en el lado exterior de la cámara de sedimentación.

$$H = 0.40 \text{ m}$$

- Longitud de la cresta del vertedero

$$L = 12.50 \text{ m} / 2$$

$$L = 6.0 \text{ m}$$

- Caudal que se desborda

$$Q = mbH^{3/2}$$

$$Q = 2 \times 6.0 (0.4)^{3/2}$$

$$Q = 3.04 \text{ m}^3/\text{seg}$$

- Diseño del canal de recolección

$$b = 1.0$$

$$j = 0.03$$



$$n = 0.016$$

$$K = \frac{Q n}{(b)^{8/3} j^{1/2}} = \frac{3.04 \times 0.016}{(1)^{8/3} (0.02)^{1/2}}$$

$$K = 0.344$$

$$\text{de tabla 12-1 K. } d/b = 0.76 \quad d = 0.76\text{m}$$

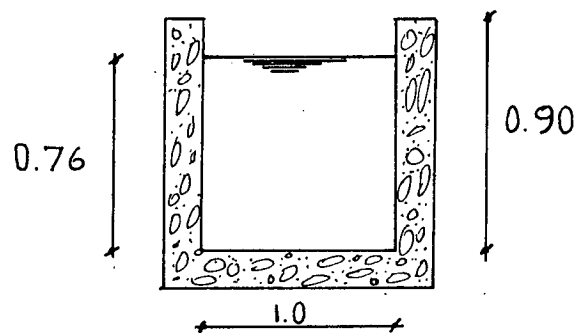
$$h = 1.3 \times 0.76 = 0.90\text{m}$$

- Chequeo de la velocidad

$$V = Q/A = 3.04 / 0.76$$

$$V = 4.0 \text{ m /seg}$$

Se considera para un vaciado rápido y eficaz, una velocidad equivalente a la velocidad de desfogue que debe ser de 3.0 a 5.0 m/seg.



7.5.2.7 Transición de salida a la conducción

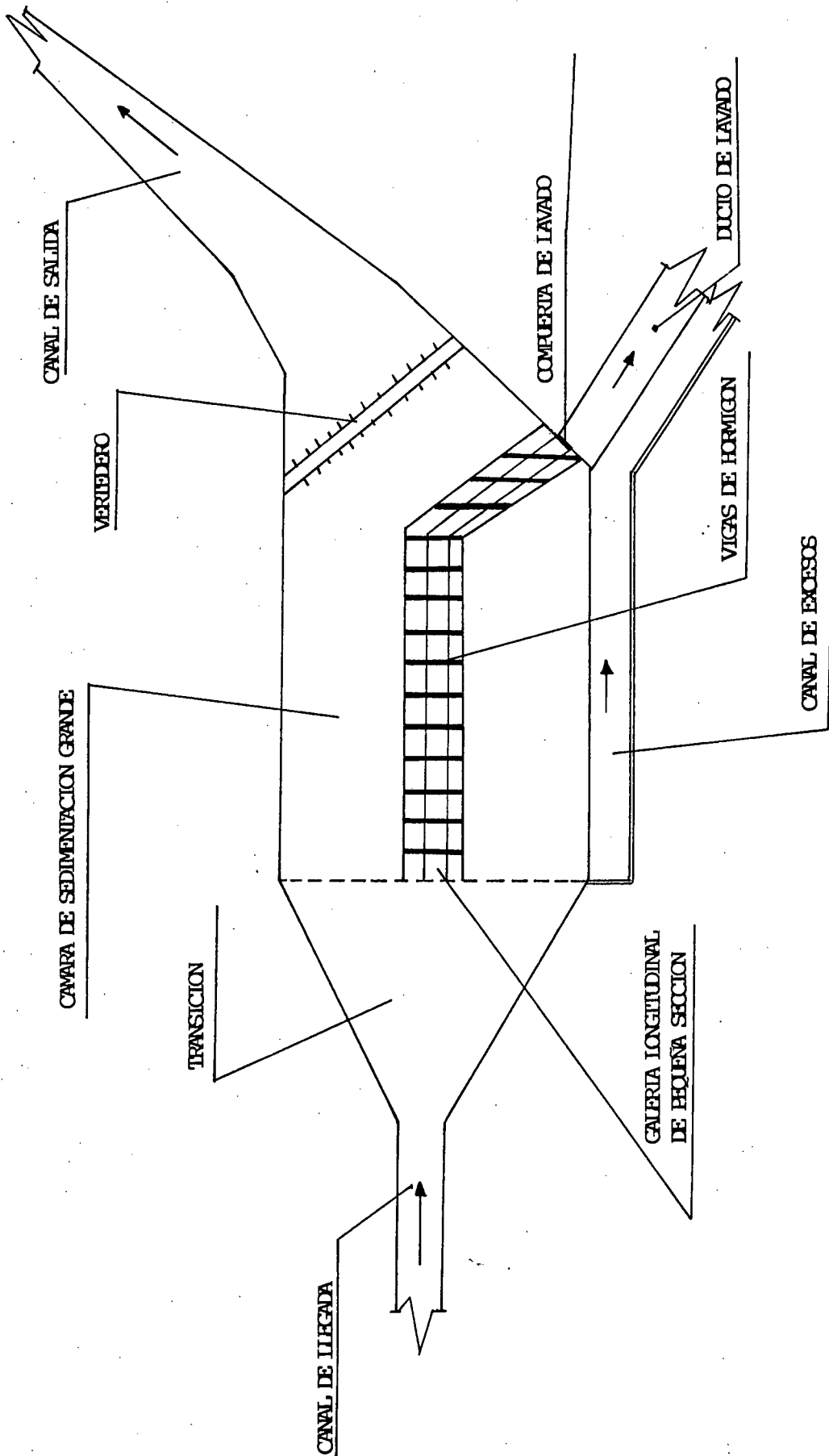
De acuerdo al diseño para el tramo

1 (capítulo VIII), $b = 1.1 \text{ m}$

$$B = 3.0 \text{ m}$$

$$L = \frac{3.0 - 1.10}{2 \tan 12.5^\circ} = 4.28 \text{ m}$$

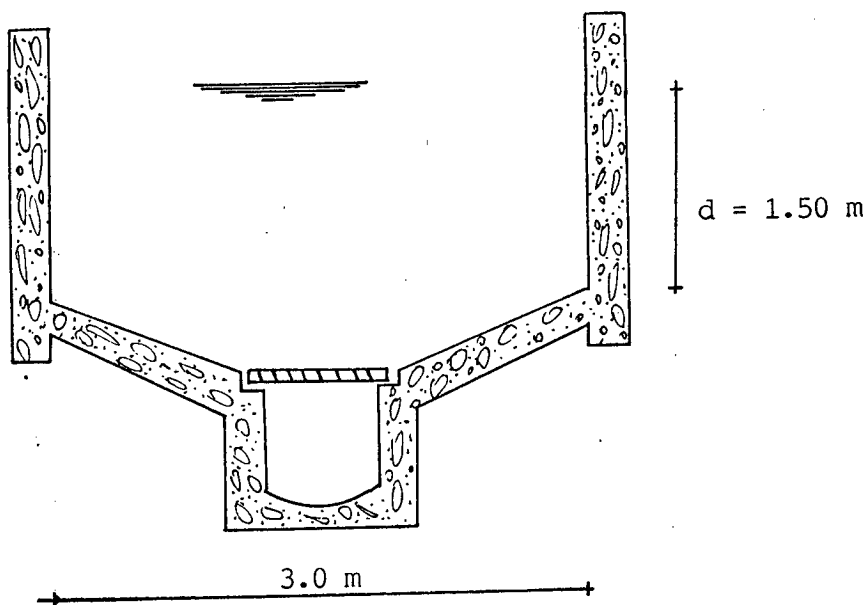
Adoptamos una $L = 4.30\text{m}$.



7.6 Diseño Estructural de: Muros y Obras Complementarias de la Captación.

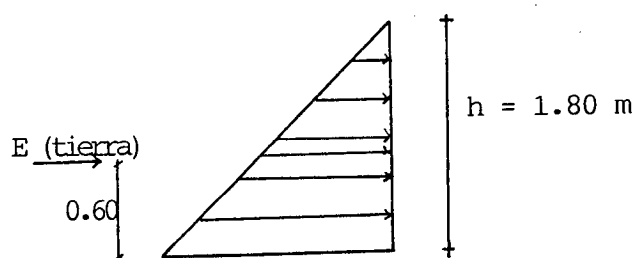
CALCULO ESTRUCTURAL DEL DESARENADOR

- Se considera al desarenador como depósito enterrado en el suelo, donde la altura del relleno es igual a la altura del muro.



Diseño de las paredes

- a) Desarenador vacío.- La única fuerza actuante sobre las paredes es el empuje activo del suelo.



$$E_s = \frac{\gamma_s \times H^2}{2} \left(\frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} \right)$$

Donde:

E_s = Empuje activo del suelo

H = Altura del muro

γ_s = Peso específico del suelo (1.7 Ton/
m³ suelo (IV)

ϕ = Angulo de fricción (27°) datos asumidos-
por observaciones realizadas en el campo

$$E_s = \frac{1700 \text{ Kg/m}^3 \times (1.80\text{m})^2}{2} \cdot \frac{(1 - \sin 27^\circ)}{(1 + \sin 27^\circ)} \times 1.0\text{m}$$

$$E_s = 1034.20 \text{ Kg}$$

$$E_u = 1.4 \times E_s$$

$$E_u = 1.4 \times 1034.20 \text{ Kg}$$

$$E_u = 1447.87 \text{ Kg}$$

- Cálculo del Momento de Volcamiento

$$M_{vol} = E_u \times y$$

y = altura del centro de gravedad

$$M_{vol} = 1447.87 \times 0.6 = 868.72 \text{ Kg-m}$$

b) Desarenador lleno.- Considerando que la cámara de sedimentación está llena, por lo tanto

las paredes se hallan soportando el empuje del agua.

$$E_a = \gamma_w h^2 / 2$$

Donde:

E_a = Empuje del agua

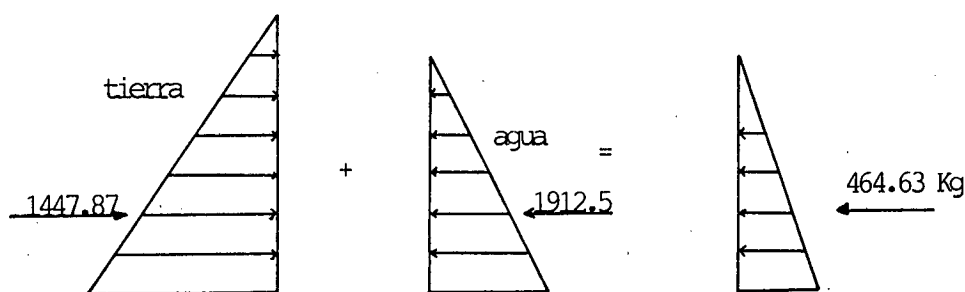
γ_w = Peso específico del agua (1000 Kg/m^3)

h = altura del agua

$$E_a = ((1000 \text{ Kg/m}^3) \times (1.50 \text{ m})^2 / 2) \times 1.0 \text{ m}$$

$$E_a = 1125 \text{ Kg}$$

$$E_{au} = 1.7 \times 1125 = 1912.5 \text{ Kg}$$



$$M_{vu} = 464.63 \times (1.50/3)$$

$$M_{vu} = 232.3 \text{ Kg-m}$$

Se diseñará para el momento más desfavorable (desarenador vacío).

$$M_{\text{último}} = 868.72 \text{ Kg-m}$$

$$f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\longrightarrow 0.75 \quad \rho_s = 0.028$$

$$\beta_1 = 0.85$$

$$\phi = 0.90$$

(se adopta un espesor de 20 cm)

$$d^2 = \frac{M_u}{\phi f_y x b (1 - 0.59 f_y / f'_c)}$$

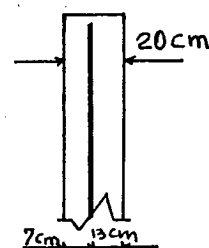
$$d^2 = \frac{868.72 \times 10^2}{0.9 \times 0.028 \times 4200 \times 100 (1 - 0.59 \times 0.028 \times 4200 / 210)}$$

$$d^2 = 12.26 \quad d = 3.50 \text{ (no se necesita amar a compresión)}$$

Recubrimiento mínimo en paredes

= 7 cm, por estar en contacto con el agua.

$$d = h - r = 20 - 7 = 13 \text{ cm}$$



- Cálculo de la cuantía de acero

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y (d - a/2)} \quad a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c x b}$$

$$a = 0.42 \text{ (adoptado)}$$

$$A_s = \frac{868.72 \times 10^2}{0.90 \times 4200 (13 - 0.42/2)} = 1.80 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{1.80 \times 4200}{0.85 \times 210 \times 100} = 0.42$$

- Cálculo del acero mínimo

$$A_s \text{ mín} = 14 / f_y \times b \times d$$

$$A_s \text{ mín} = 14 / 4200 \times 100 \times 13$$

$$A_s \text{ mín} = 4.33 \text{ cm}^2 \quad 1 \text{ } \phi 12 \text{ a } 25 \text{ cm}$$

- Acero de repartición

$$A_s = 0.002 \times b \times d$$

$$A_s = 0.002 \times 100 \times 13 = 2.60 \text{ cm}^2$$

Esta armadura se la colocará en las dos caras de las paredes de tal forma que a cada cara le corresponda 1.30 cm^2 .

1 ϕ 8mm a 30cm

- Chequeo al corte

$$V_u = \frac{V}{\phi b d}$$

$$V_u = 1447.87 \text{ Kg}$$

$$V_u = 1447.87 \text{ KG} / (0.85 \times 100 \times 13)$$

$$V_u = 1.31 \text{ Kg} / \text{cm}^2$$

$$V_{adm} = 0.53 (f'_c)^{1/2}$$

$$V_{adm} = 0.53 (210)^{1/2} = 7.68 \text{ Kg} / \text{cm}^2$$

$$(V_{adm} = 7.68 \text{ kg/cm}^2) > (V_{ult} = 1.31 \text{ Kg/cm}^2) \text{ OK.}$$

DISÑO DE LA LOSA DE FONDO

- Análisis de cargas

a) Desarenador vacío.- Actúan las paredes y la solera.

Paredes:

$$P_p = 2 (h + H \times 1.0) \times \gamma H$$

$$h = 0.20 \text{ espesor de paredes} \quad H = \text{altura paredes}$$

$$P_p = 2 \times 0.20 \times 1.80 \times 1.0 \times 2.4 \text{ Ton/m}^3$$

$$P_p = 1.728 \text{ Ton.}$$

Solera:

$$P_s = 0.15 \times 3.40 \times 2.40 \text{ T/m}^3 \times 1.0$$

Espesor de losa = 15 cm

$$P_s = 1.224 \text{ Ton}$$

$$\text{Peso Total} = P_p + P_s$$

$$P_T = 1.728 + 1.224 = 2.952 \text{ Ton}$$

Peso Total último

$$P_u = 1.4 \times 2.952 \text{ T}$$

$$P_u = 4.133 \text{ Ton}$$

Presión del suelo (P_s)

$$P_s = P_u / \text{ancho}$$

$$P_s = 4.133 \text{ Ton} / 3.40 \text{ m}$$

$$P_s = 1.216 \text{ Ton} / \text{ml}$$

Subpresión (Se considera un 50% de la presión que ejerce el agua sobre la cimentación).

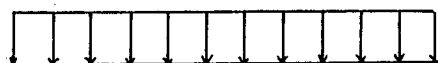
$$\text{Presión} = 1.50 \text{ m} \times 1 \text{ m} \times 1000 \text{ Kg/m}^3$$

$$\text{Presión} = 1500 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Subpresión} = 750 \text{ Kg/m}$$

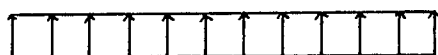
$$\text{Subpresión} = 1.7 \times 750$$

$$\text{Subpresión} = 1275.0 \text{ Kg/m}$$



$$P_s = 1216 \text{ Kg/ml}$$

+

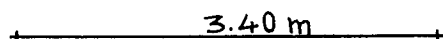


$$S_u = 1275 \text{ Kg/ml}$$

=



$$W_u = 59 \text{ Kg/ml}$$



$$M_u = 1/12 \times W_u L^2$$

$$M_u = 1/12 \times (0.059) \times 3.40^2 = 0.057 \text{ T-M}$$

b) Desarenador lleno

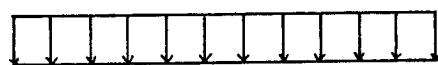
$$\text{Peso del agua} = h \times 1.0$$

$$\text{Peso del agua} = 1.50 \text{ m} \times 1.0 \text{ T/m}^3 \times 1.0$$

$$\text{Peso del agua} = 1.50 \text{ T/Ml}$$

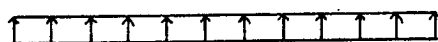
$$\text{Carga última} = 1.7 \times 1.50$$

$$C_u = 2.55 \text{ Ton/ml}$$



$$C_u = 2.55 \text{ T/ml}$$

+



$$W_u = 0.059 \text{ T/ml}$$

=



$$W_u = 2.491 \text{ T/ml}$$

$$M_u = 1/12 (2.491 \text{ T/ml}) (3.40 \text{ m})^2$$

$$M_u = 2.40 \text{ T-m}$$

Diseñamos con el momento crítico (desarenador lleno)

$$d^2 = \frac{2.40 \text{ T-M} \times 10^5}{0.9 \times 0.028 \times 4200 \times 100 (1 - 0.59 \times 0.028 \times 4200/210)} = 33.86$$

$$d = 5.82 \text{ cm}$$

$$\text{como } h = 20 \text{ cm} \quad \text{recubrimiento} = 7 \text{ cm}$$

$$d = 20 - 7 = 13 \text{ cm}$$

- Cálculo de la cuantía de acero

(adoptamos $a=1.21$ m)

$$A_s = \frac{2.40 \times 10^5}{0.9 \times 4200 (13 - 1.21/2)}$$

$$A_s = 5.12 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{5.12 \times 4200}{0.85 \times 210 \times 100}$$

$$a = 1.20 \text{ m}$$

$$A_{s \text{ mín}} = \frac{14}{4200} \times 100 \times 13 = 4.33 \text{ cm}^2$$

$$A_s > A_{s \text{ mín}}$$

$$A_s = 5.12 \text{ cm}^2 \rightarrow 1 \text{ } \phi \text{ 12 a 20 cm armado inferior}$$

Armado superior de la losa

$$A_s = A_{s \text{ mín}} = 4.33 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ sup.}} = 4.33 \text{ cm}^2 \rightarrow 1 \text{ } \phi \text{ 12 a 25 cm}$$

- Armado por temperatura y retracción

$$A_s = 0.002 \times 100 \times 13$$

$$A_s = 2.60 \text{ cm}^2$$

$$A_{sc} = 1.30 \text{ cm}^2 \rightarrow 1 \text{ } \phi \text{ 8 a 30 cm}$$

Chequeo al corte

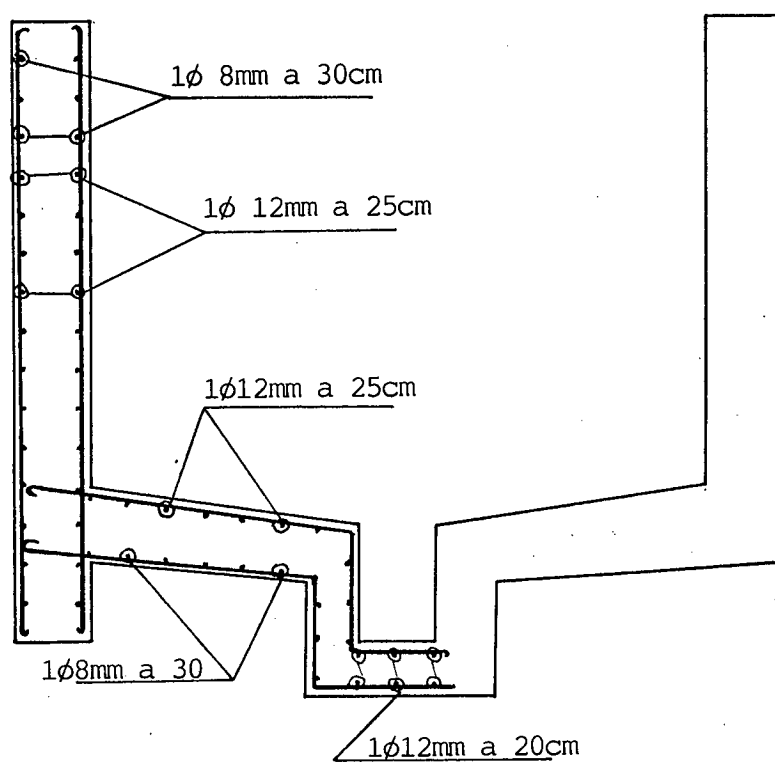
$$W_u = \frac{2.491 \text{ kg/m} \times 3.40}{2.0}$$

$$W_u = 4234.7 \text{ Kg}$$

$$V_u = \frac{4234.7 \text{ Kg}}{0.85 \times 100 \times 13}$$

$$V_u = 3.83 \text{ Kg} / \text{cm}^2$$

$$(V_{\text{adm}} = 7.68 \text{ Kg/cm}^2) > (V_u = 3.83 \text{ Kg/cm}^2)$$



-DISEÑO DE MUROS

a) Muro principal en rejilla de entrada

Suelo tipo IV

Peso específico = 1.70 Ton/m^3

Capacidad portante $\gamma = 15 \text{ Ton/m}^2$

Angulo de fricción interna = 27°

Hormigón = 2.40 Ton/m^3

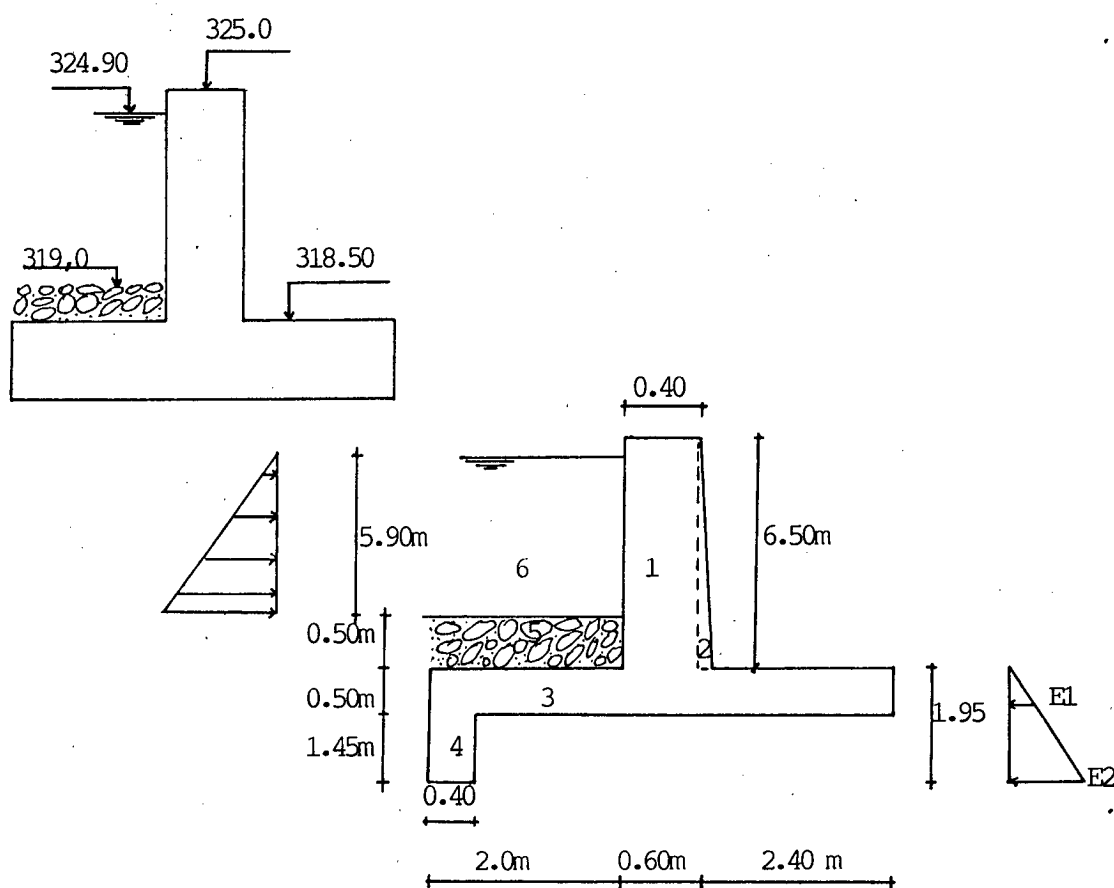
$f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$

$f_y = 2800 \text{ Kg/cm}^2$

$f_s = 0.5 f_y = 1400 \text{ Kg/cm}^2$

$R = 15.94$

$j = 0.875$



Empujes: Empuje pasivo del suelo que resiste

$$E1 = \gamma h \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right)$$

$$E1 = 1.70 \times 0.50 \times \tan^2 (180/4 + 27/2)$$

$$E1 = 2.263 \text{ Ton/m}^2$$

$$E2 = 1.70 \times 1.95 \times \tan^2 (58.5^\circ)$$

$$E2 = 8.828 \text{ Ton/m}^2$$

$$E \text{ pasivo diente} = \left(\frac{2.263 + 8.828}{2} \right) \times 1.45 = 8.041 \text{ Ton/m}$$

Empuje producido por el agua

$$Ea = \frac{\gamma h^2}{2}$$

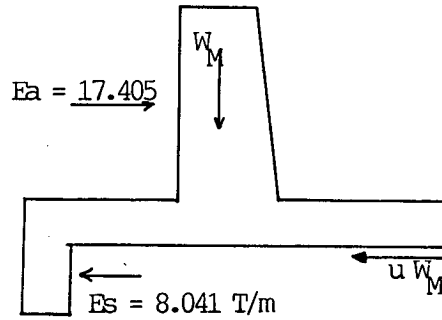
$$Ea = 5.90^2 \times 1.0 / 2 = 17.405 \text{ Ton/m}$$

Cálculo del peso y del momento estabilizador

Figura	Peso (Ton)	Brazo (M)	Momento
1	$0.40 \times 6.50 \times 1.0 \times 2.4 = 6.24$	2.800	17.472
2	$((0.20 \times 6.50)/2) \times 1.0 \times 2.4 = 1.56$	2.533	3.952
3	$5.0 \times 0.50 \times 1.0 \times 2.4 = 6.0$	2.500	15.000
4	$1.45 \times 0.40 \times 1.0 \times 2.4 = 1.392$	4.800	6.681
5	$2.0 \times 0.50 \times 1.0 \times 1.70 = 1.700$	4.000	6.800
6	$2.0 \times 5.90 \times 1.0 \times 1.0 = 11.800$	4.000	47.200
SUMA:	28.692		97.106



Chequeo del muro al deslizamiento

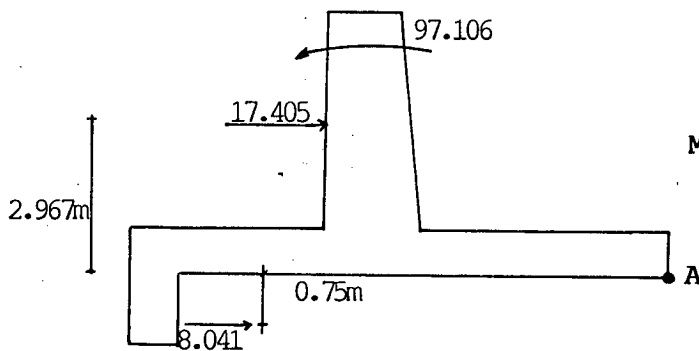


$$F.SD = \frac{Wu \times U}{Ea - Es} \geq 1.50$$

$$F.SD = \frac{28.692 \times 0.50}{17.405 \times 8.041}$$

$$F.SD = 1.532 > 1.50 \quad (\text{muro no se desliza})$$

Chequeo del muro al volcamiento



$$M_{\text{agua}} = 17.405 \times 2.967 = 51.641$$

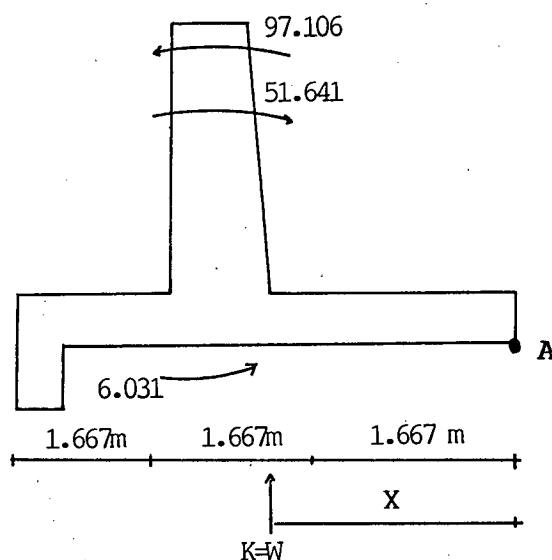
$$M_{\text{activo}} = 8.041 \times 0.75 = 6.031$$

$$F.SV = \frac{M_{\text{peso}} + M_{\text{suelo}}}{M_{\text{agua}}}$$

$$F.SV = \frac{97.106 + 6.031}{51.641}$$

$$F.SV = 1.997 > 1.50 \quad (\text{muro no se vuelca})$$

Posición de la resultante



$$\sum M_A = 0$$

$$97.106 + 6.031 - 51.641 - 28.692 (X) = 0$$

$$X = 1.795 \text{ m}$$

1.667 < (X = 1.795) < 3.333 Resultante cae en el tercio medio de la base.

Excentricidad

$$e = \frac{50}{20} - 1.795 = 0.705 \text{ m}$$

Comprobación de los esfuerzos del suelo

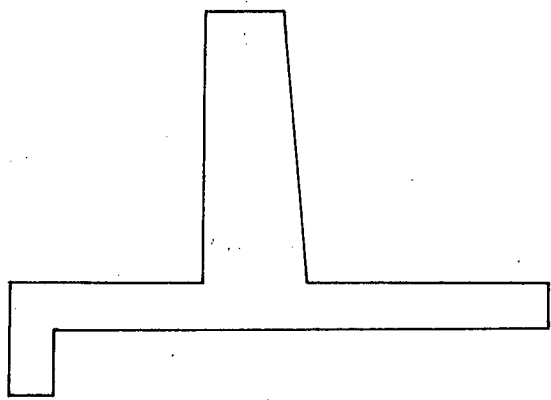
$$\sigma_s = \frac{W}{\text{área}} + \frac{6 M}{A \times B^2}$$

$$\sigma_s = \frac{28.692}{5.0 \times 1.0} + \frac{6 \times 28.692 \times 0.705}{1.0 (5.0)^2}$$

$$\sigma_{s_1} = 10.593 < 15 \text{ Ton/m}^2$$

$$\sigma_{s_2} = 0.883$$

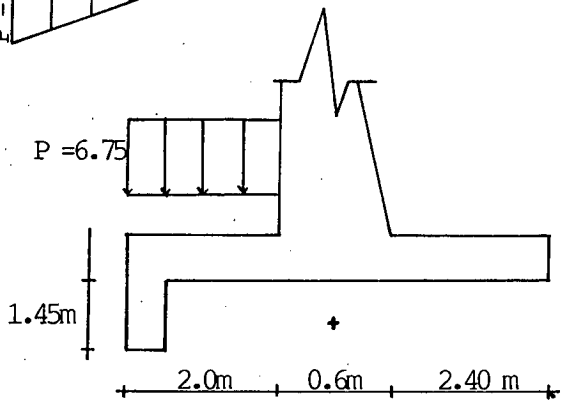
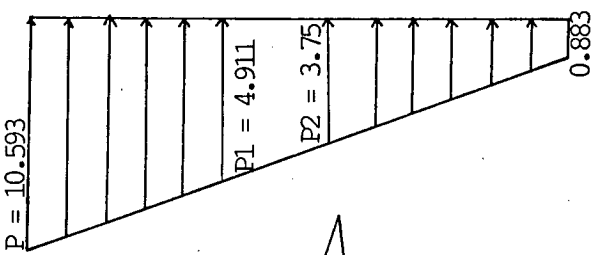
Presiones en la zapata



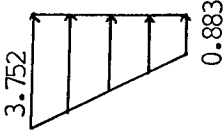
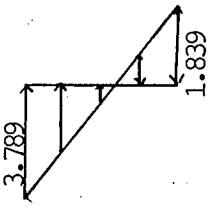
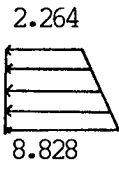
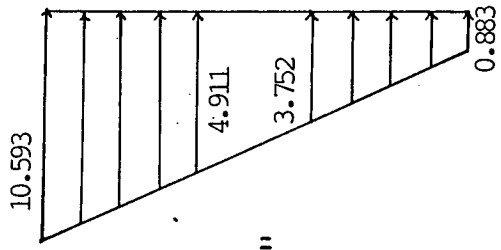
$$\frac{10.539 - 0.883}{5} = \frac{P1 - 0.883}{3}$$
$$= \frac{P2 - 0.883}{2.40}$$

P1 = 4.911

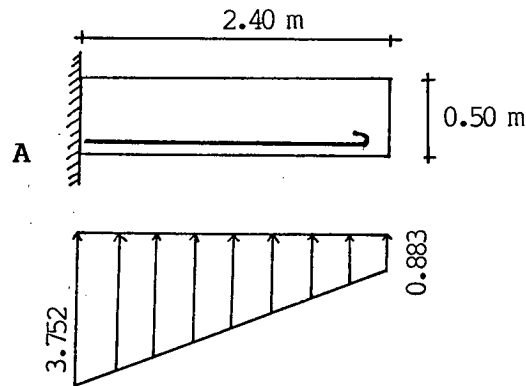
P2 = 3.752



P = 5.90x1.0+0.50x1.70 = 6.75 T/ml



Diseño del talón



$$M_A = \frac{L^2}{6} (2P_B + P_A)$$

$$M_A = 2.40^2/6 (2 \times 0.883 + 3.752)$$

$$M_A = 5.297 \text{ Ton-m}$$

$$\text{recubrimiento} = 7 \text{ cm}$$

$$d = 50 - 7 = 43 \text{ cm}$$

$$M_{\text{resist}} = Kbd^2 \quad (\text{tabla 12-6 K.}) \quad K = 15.94$$

$$M_{\text{resist}} = 15.94 \times 100 \times (43)^2 / 10^5$$

$$M_{\text{resist}} = 29.47 \text{ Ton-m}$$

$$M_{\text{resist}} = 29.47 \text{ ton/m} > M_{\text{calc}} = 5.297 \text{ Ton/m}$$

Cálculo de la armadura

$$A_s = \frac{M}{f_s \times \phi \times d}$$

$$A_s = \frac{5.297 \times 10^5}{2100 \times 0.875 \times 43}$$

$$A_s = 6.704 \text{ cm}^2$$

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

$$A_s = \frac{5.297 \times 10^5}{0.9 \times 4200 (43 - 10/2)}$$

$$A_s = 3.29 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b}$$

$$a = \frac{4200 \times 3.29}{0.85 \times 210 \times 100} = 0.77$$

$$A_s \text{ mín} = \frac{7}{f_y} \times b \times d$$

$$A_s \text{ mín} = \frac{7}{4200} \times 100 \times 43$$

$$A_s \text{ mín} = 7.31 \text{ cm}^2 \rightarrow 1 \text{ } \phi 16 \text{ a } 25 \text{ cm}$$

Chequeo al corte

$$\text{Fuerza cortante en A} \quad V = \frac{(3.752 + 0.883) \times 2.40}{2} = 5.56 \text{ Ton}$$

$$V \text{ cort.} = \frac{V}{b \times d} = \frac{5.56 \times 10^5}{100 \times 43}$$

$$V \text{ cort.} = 1.29 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V \text{ adm} = 0.5 (f'c)^{1/2}$$

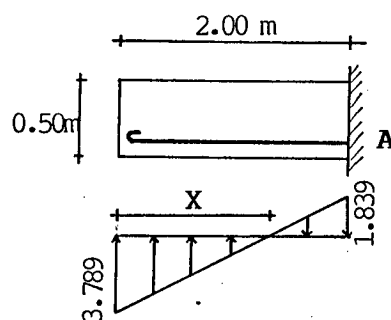
$$V \text{ adm} = 0.5 (210)^{1/2} = 7.245 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V \text{ adm} = 7.245 \text{ Kg/cm}^2 > V_{\text{calc}} = 1.29 \text{ Kg/cm}^2$$

Diseño del dedo

$$\frac{3.789}{X} = \frac{1.839}{2 - X}$$

$$X = 1.346 \text{ m}$$



$$M_A = (-1.839 \times (0.654/2) (0.654/3) + (3.789 \times 1.346/2) (0.654 + 2/3 (1.346)))$$

$$M_A = 3.825 \text{ Ton-m}$$

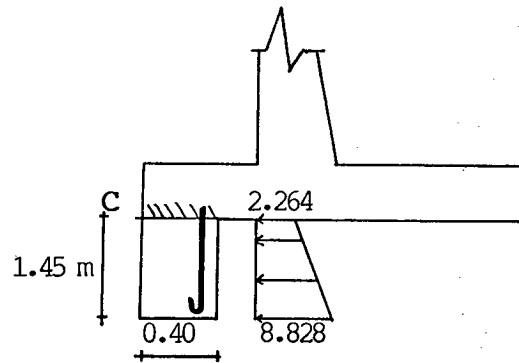
$$M \text{ resist.} > M_A$$

Cálculo de la armadura

$$A_s = \frac{3.825 \times 10^5}{2100 \times 0.875 \times 43} = 4.84 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ mín} = 7.31 \text{ cm}^2 \rightarrow 1 \phi 16 \text{ a } 25 \text{ cm}$$

Diseño del diente



$$M_c = \frac{L^2}{6} (2P \text{ lejana} + P \text{ cercana})$$

$$M_c = \frac{1.45^2}{6} (2 \times 8.828 + 2.264)$$

$$M_c = 6.98 \text{ Ton-m}$$

$$M_{\text{resist}} = \frac{15.94 \times 100 \times 33^2}{10^5}$$

$$M_{\text{resist}} = 17.36 \text{ Ton-m}$$

$$M_{\text{resist}} = 17.36 \text{ Ton-m} > M_c = 6.98 \text{ Ton-m}$$

Cálculo de la armadura

$$A_s = \frac{6.98 \times 10^5}{2100 \times 0.875 \times 33} = 11.51 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ mín} = 0.0017 \times 100 \times 33 = 5.61 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 11.51 \text{ cm}^2 \rightarrow 1 \phi 16 \text{ a } 15 \text{ cm}$$

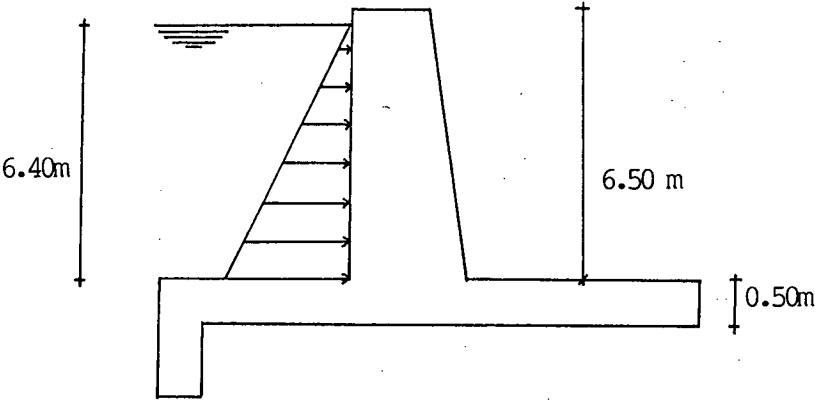
Chequeo al corte

$$V = 8.041 \tau$$

$$V_{real} = \frac{8.041 \times 10^3}{100 \times 33.0} = 2.43 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V_{resis} > V_{real}$$

Diseño de la pantalla



Empuje producido por el agua. Calculado como si el suelo ayudara al empuje

$$h = h_{agua} + h_{suelo} = 4.90 + 0.50 = 6.40$$

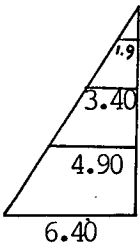
$$E_A = \frac{h^2 \gamma}{2} = \frac{6.40^2 \times 1.0}{2}$$

$$E_A = 20.48 \text{ Ton/m}$$

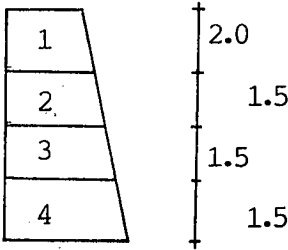
$$\text{recubrimiento} = 7 \text{ cm}$$

$$\text{Presión} = \gamma h$$

PRESIONES



DOVELAS

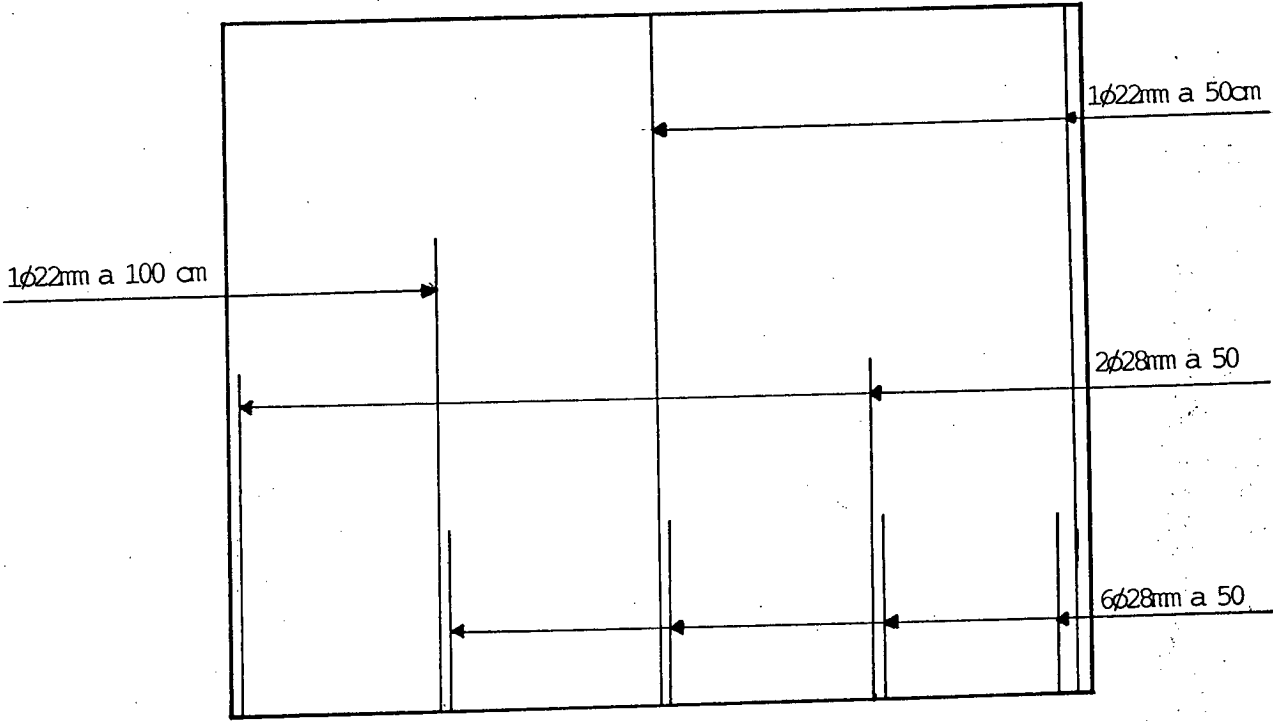


Cálculo de momentos

$$M = \frac{\text{Presión}}{6} \times h^2$$

	Momentos Ton-m	d (cm)	$A_{s\min} = \frac{7}{f_y} b \times d$ (cm ²)	$A_s = \frac{M}{f_s d \times d}$ (cm ²)	Armado Total —	Armado x Dovela
1 d=39	1.143	39	6.63	1.59	1ø22 a 50	2ø22
2 d=44	6.550	44	7.48	8.10	1ø22 a 100	2ø 22
3 d= 48	19.61	48	8.16	22.23	1ø28 a 50	2ø 22
4 d =53	43.69	53	9.01	44.86	1ø28 a 50	4ø 28

Armado de la pantalla



Armado por temperatura

$$A_{st} = 0.002 \times A_g$$

A_g = Sección longitudinal.

$$A_g = b \times h$$

$$b = (40 \times 60) / 2 = 50$$

$$A_{st} = 0.002 (50 \times 100) = 10 \text{ cm}^2$$

Cara interior (en contacto con agua y suelo)

$$A_{s_i} = A_{st} / 3 = 10 / 3 = 3.33 \rightarrow 1 \phi 8 \text{ a } 15 \text{ cm}$$

Cara exterior (Expuesta a cambios de temperatura)

$$A_{s_e} = 2/3 A_{st} = 6.67 \rightarrow 1 \phi 10 \text{ a } 10 \text{ cm}$$

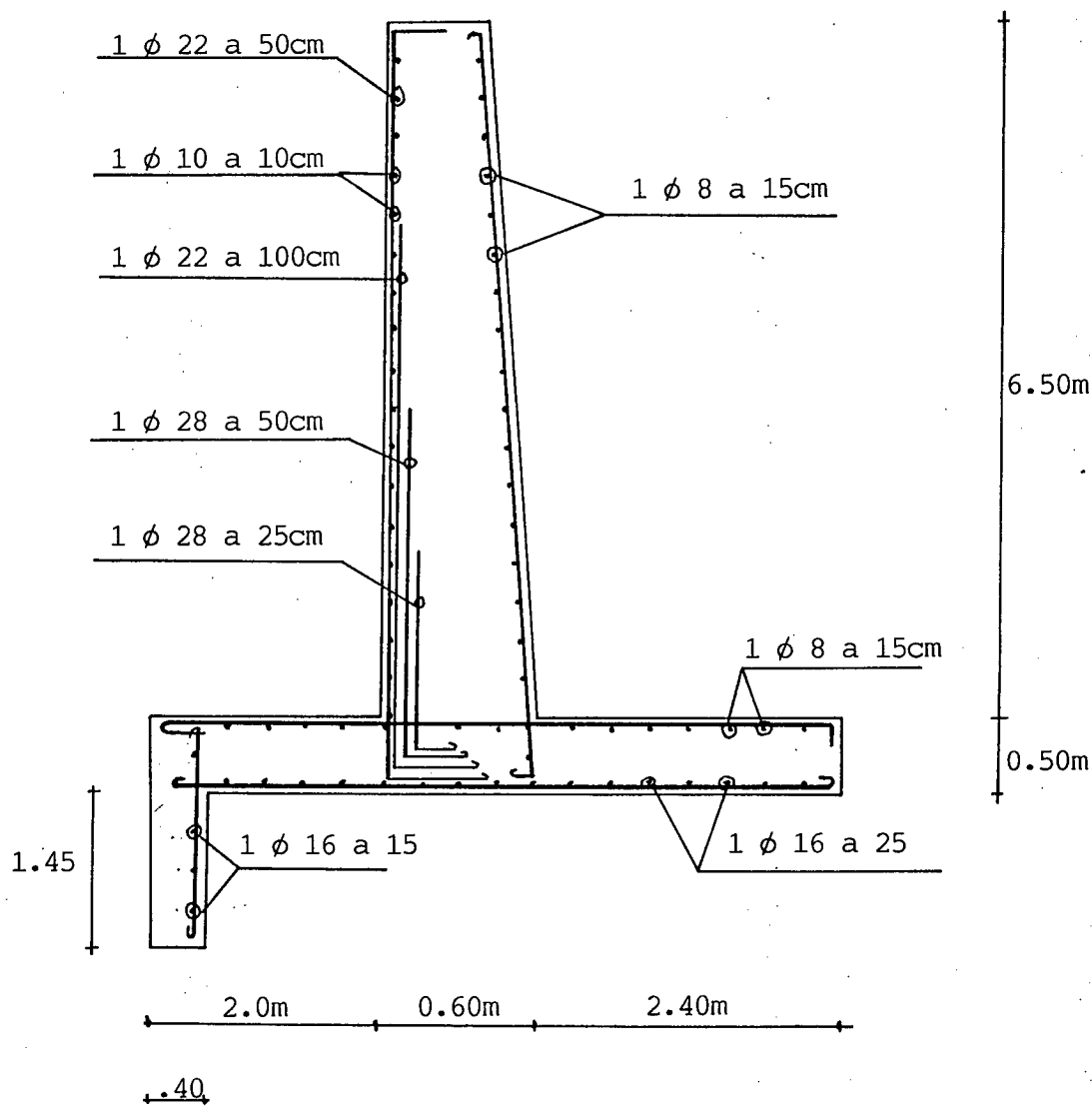
Chequeo al corte

$$V = 20.48 \text{ Ton}$$

$$V_e = \frac{20.48 \times 10^3}{100 \times 53} = 3.86 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V_{adm} > V_e.$$

ARMADO POR TEMPERATURA



OBRAS COMPLEMENTARIAS

Un canal luego del vertedero de salida del desripiador.

Datos:

$$b = 1.20 \text{ m}$$

$$Q = 1.08 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$j = 0.004$$

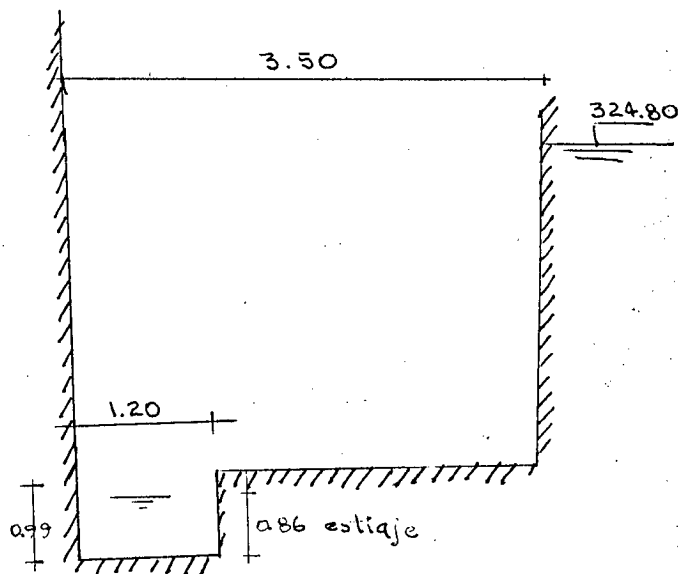
$$n = 0.03$$

$$m = 0$$

$$K = \frac{Q \times n}{b^{8/3} \times j^{1/2}}$$

$$K = \frac{1.08 \times 0.03}{1.20^{2.67} \times 0.04^{1/2}} = 0.315 \rightarrow \frac{d}{b} = 0.713 \text{ (tabla 12.6 Kirochin)}$$

$$d = 0.86 \text{ m.}$$

CRECIDA

$$Q = 1.296$$

$$b = 1.20$$

$$K = \frac{1.29 \times 0.03}{1.20^{2.67} \times 0.004^{1/2}} = 0.379 \rightarrow \frac{d}{b} = 0.822 \text{ (tabla 12.6 Kirochin)}$$

$$d = 0.99 \text{ m.}$$

Un túnel que va ubicado luego del vertedero de salida del desripiador.

DATOS:

Estiaje

$$Q = 1.08 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$j = 0.004$$

$$n = 0.03 \text{ (sin revestir)}$$

$$K = \frac{1.08 \times 0.03}{1.2^{2.67} \times 0.004^{0.5}} = 0.315 \quad \frac{d}{b} = 0.713 \quad d = 0.86 \text{ m.}$$

Crecida

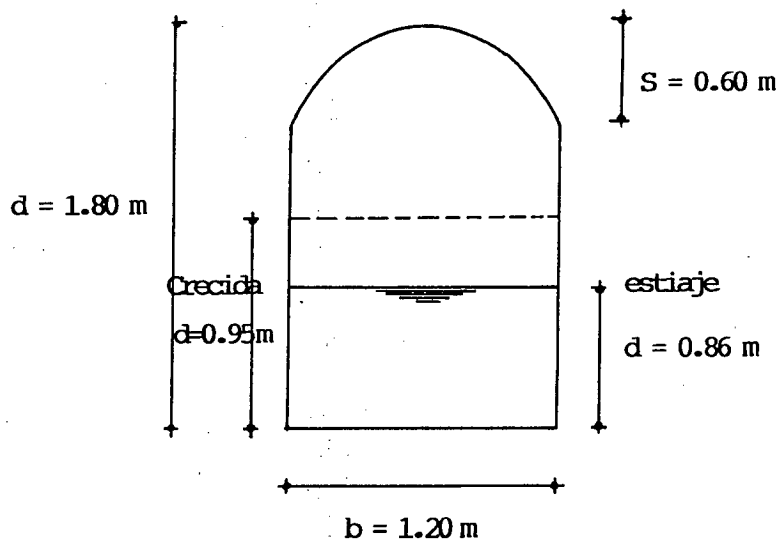
$$Q = 1.296$$

$$b = 1.2$$

$$s = 0.60$$

$$K = \frac{1.30 \times 0.03}{1.2^{2.67} \times 0.004^{0.5}} = 0.379 \quad \frac{d}{b} = 0.822 \text{ (Tabla 12-6 Krochin)}$$

$$d = 0.99 \text{ m.}$$



C A P I T U L O V I I I

8.

CONDUCCION PRINCIPAL

8.1 GENERALIDADES

Krochin (Diseño Hidráulico)

La conducción del agua desde la toma hasta el sitio de utilización se la realiza mediante canales abiertos o por tuberías forzadas o túneles.

En los conductos que transportan agua a presión, el líquido ocupa toda la sección y tiene una presión diferente (mayor) de la atmosférica, en tanto que los conductos cuya circulación se realiza con una superficie libre el líquido ocupa solamente parte de la sección y la presión en la superficie es igual a la atmosférica coincidiendo la superficie del agua con la línea piezométrica y la gradiente del canal es siempre positiva.

Los canales son cauces artificiales donde el flujo de agua se produce sin presión, donde siempre existe una superficie libre en la cual, se tiene presión atmosférica. Puede entonces considerarse a un túnel que se encuentra funcionando parcialmente lleno como



un canal. Los canales abiertos van a cielo abierto, mientras que los túneles se excavan bajo tierra.

La selección para el trazado de canales o túneles se lo realiza tratando de conseguir la mayor eficiencia, seguridad, economía y tiempo de ejecución.

Para nuestro proyecto se ha realizado el estudio de un túnel que va desde donde se prevee hacer la captación hasta el desarenador, para luego continuar con un canal abierto. Por cuanto es más económico, como se lo demostró en el capítulo anterior.

8.1.1 Justificación del Estudio de Acuerdo a la Propuesta basada en las Cartas Topográficas del I.G.M.

Tomando como principales consideraciones: De que el proyecto en estudio es a nivel de prefactibilidad para lo cual se han realizado los prediseños respectivos; como también de que no se tenía la topografía total del proyecto como es (bocatoma, conducción principal, obras especiales en la conducción, área de riego), siendo esto demasiado oneroso a nivel de estudiantes, que en lo posterior en un estudio de factibilidad y definitivo se harán las correcciones respectivas con topografía de campo.

Tomando en cuenta que los prediseños

que se presentan en el proyecto en estudio (bocatoma, sifón, área de riego, 6 Has), son realizados mediante topografía de campo.)

Partiendo de esto se puede decir que se justifica plenamente la propuesta basada en las cartas del I.G.M. (que sería: Conducción principal, y demás obras especiales en la conducción, área de riego).

8.2 REVISION DE LITERATURA E INVESTIGACION BIBLIOGRAFICA.

(Hidráulica de los canales abiertos
Ven Te Chow). 1983

Canales Abiertos y sus Propiedades

TipoS de Canal Abierto.- Un canal abierto es un conducto en que el agua fluye con superficie libre. Clasificado de acuerdo a su origen, un canal puede ser natural o artificial.

Los canales naturales incluyen todos los cursos de agua que existen naturalmente sobre la tierra, variando en tamaño desde pequeños arroyitos o corrientes, ríos pequeños y grandes hasta estuarios de mareas. Las corrientes subterráneas que lleven agua con superficie libre se consideran también canales abiertos.

Las propiedades hidráulicas de los canales naturales son generalmente muy irregulares. En algunos casos se pueden hacer hipótesis empíricas razonablemente consistentes con las observaciones actuales y la experiencia se puede hacer de tal forma que las condiciones de flujo en estos canales sean adecuadas al tratamiento analítico de la hidráulica teórica. Un estudio comprensivo del procedimiento del flujo en canales naturales requiere un conocimiento de otros campos, tal como la hidrología, geomorfología, transporte de sedimentos, etc. Constituye, en efecto, un tema en sí mismo, conocido como hidráulica de ríos.

Los canales artificiales son aquellos construidos o desarrollados por el esfuerzo humano: canales de navegación, de potencia, de irrigación y canaletas, zanjales de drenaje, cubetas de vertederos, alcantarillas, etc, así como canales modelos que son construidos en el laboratorio para propósitos experimentales. Las propiedades hidráulicas de tales canales pueden ser controladas en la extensión deseada o proyectada para cumplir con los requerimientos establecidos.

Bajo ciertas circunstancias en la práctica de la ingeniería, a los canales abiertos artificiales se le dan diferentes nombres como "canal", "caída", "canaleta", "cuneta", "alcantarilla", "túnel de escurrimiento abierto", etc.

En canal es normalmente un trazado largo y de pendiente suave construido en la tierra y que puede ser revestido o no con mampostería, hormigón, cemento, madera o materiales bituminosos.

Geometría del Canal

Un canal construido con sección transversal constante y pendiente del fondo también constante, se llama un canal prismático. De lo contrario el canal es no prismático.

Los canales artificiales se proyectan usualmente con sección de formas geométricas regulares.

La forma trapezoidal es la más común para canales con terraplenes de tierra sin revestir, pues suministra, pendientes laterales para la estabilidad. El rectángulo y el triángulo son casos especiales del trapezoide. Ya que el rectángulo tiene lados verticales. Se usa comúnmente para canales construidos de materiales estables tales como mampostería revestida, roca, metal o madera. La sección rectangular es utilizada solamente para pequeñas zanjás, cunetas y trabajos de laboratorio. El círculo es la sección popular para colectores y alcantarillas de tamaño pequeño y mediano. La parábola es usada como una aproximación de secciones de canales naturales de tamaño pequeño y mediano. El rectángulo de ángulos redondeados es una modificación del rectángulo. El triángulo

de fondo redondeado es una aproximación de la parábola; es una forma normalmente creada para excavación con palas excavadoras.

Elementos Geométricos de la Sección del Canal

Los elementos geométricos son propiedades de una sección el canal que puede ser definida enteramente por la geometría de la sección y la profundidad del flujo. Estos elementos son muy importantes y son usados ampliamente en cálculos de escurrimiento.

La Profundidad del Flujo.- (Y)

Es la distancia vertical del punto más bajo de la sección de un canal a la superficie libre.

La Cota

Es la elevación o distancia vertical de la superficie libre sobre una referencia dada. Si el punto más bajo de la sección del canal se ha elegido como la referencia, la cota es idéntica con la profundidad del escurrimiento.

El ancho superior T.

Es el ancho de la sección del canal en la superficie libre.

El área mojada A.

Es el área de la sección transversal del flujo normal a la dirección del flujo.

El perímetro mojado P.

Es la longitud de la línea de intersección de la superficie mojada del canal con el plano de la sección transversal normal a la dirección del flujo.

El radio hidráulico R.

Es la relación del área mojada a su perímetro mojado.

$$R = \frac{A}{P}$$

La profundidad hidráulica D.

Es la relación del área mojada del ancho superior

$$D = \frac{A}{T}$$

El factor de la sección para cálculos de escurrimiento o flujo crítico Z.

Es el producto del área mojada por la raíz

cuadrada de la profundidad hidráulica.

$$Z = A \times (D)^{1/2} = A \left(\frac{A}{T} \right)^{1/2}$$

El factor de la sección para cálculos de escurrimiento uniforme $AR^{2/3}$

Es el producto del área mojada y la potencia a los dos tercios del radio hidráulico.

Distribución de la velocidad en la sección de un canal.

Debido a la presencia de una superficie libre y a la fricción a lo largo de las paredes del canal, las velocidades no están uniformemente distribuidas en la sección del canal. La velocidad máxima medida en canales comunes, normalmente parece ocurrir debajo de la superficie libre a una distancia de 0.05 a 0.25 m. de la profundidad.

La distribución de la velocidad en una sección del canal depende también de otros factores tales como la forma poco común de la sección, la rugosidad del canal y la presencia de codos y curvas. La velocidad se recomienda que esté dentro de los siguientes valores.

Máxima

No debe exceder de 1.5 a 2 m/s. Para evitar la erosión de las paredes y del fondo. El INERHI toma como velocidad máxima 1.5 m/seg. Para una mayor duración de vida útil.

Mínima

De tal forma que no se produzca la sedimentación ni crecimiento de vegetación, lo que disminuye la sección del canal e incrementa el costo de mantenimiento. No debe ser menor a 0.70 m/s. El INERHI, toma como velocidad mínima 0.70 m/seg.

El Sifón

(Folleto de INECEL) (Críterios
Generales del diseño de un sifón)

Para satisfacer las necesidades de una determinada zona de riego, en ocasiones es necesario conducir el agua desde puntos muy distantes hasta la zona del proyecto a través de canales de conducción o tuberías de aducción, cuando el canal de conducción por las características topográficas debe vencer depresiones tales como: quebradas, ríos, etc., es necesario superar estos accidentes ya sea por medio de tubería (sifón) o un acueducto dependiendo de la magnitud de estos, tomándose la alternativa más conveniente luego de un análisis técnico económico que justifique tal inversión.

En el caso de que la depresión sea lo bastante ancha y profunda se utilizarán los sifones invertidos.

Los sifones son tuberías forzadas que conducen el agua a través de una depresión (ríos, arroyos, barrancos, vías, etc). Dependiendo de la altura y la parte alta y el fondo del sifón y por lo tanto de la presión que soporta. Los sifones pueden ser de tuberías de un solo diámetro o pueden tener los diámetros decrecientes. Esto se hace por economía, pues un diámetro menor es capaz de soportar una presión mayor sin necesidad de aumentar el espesor de las paredes.

La conducción por medio del sifón es a presión y sigue los principios de un escurrimiento en conductos a presión. El diseño del sifón involucra la determinación del diámetro del tubo capaz de que transporte todo el caudal requerido y la pérdida de carga no debe ser mayor que la diferencia de elevaciones del nivel del agua en la entrada y salida del sifón.

La tubería de los sifones deben ser considerados con los materiales capaces de resistir las presiones esperadas o previstas. Una estructura adecuada entre el canal a cielo abierto y el sifón es necesario a la entrada y a la salida, con el fin de reducir las pérdidas de carga y garantizar un adecuado funcionamiento del sifón. El cálculo de un sifón es netamente hidráulico.

Tipos de Sifón

Dentro de los tipos de sifones se tiene:

- Sifón Normal ($\cap$)

Este tipo, de sifón sirve para salvar pequeñas lomas, para que se origine la circulación del líquido y suba por el conducto hay que realizar el vacío en la parte superior del sifón, entonces el agua sube por acción de la presión atmosférica que se ejerce sobre la superficie libre del líquido, por lo tanto para iniciar la acción sifónica es necesario un dispositivo para expulsar el aire que bien puede ser una bomba o un descompresor.

- Sifón Invertido (U)

Cuando el accidente a salvar es ancho y profundo en donde no es factible la construcción de un puente se recurre a realizar el diseño de un sifón. La acción de la gravedad es la que origina la circulación del líquido, justificada por el nivel existente entre la entrada y salida, aquí se aplica el principio de los vasos comunicantes. Además a la entrada y a veces a la salida del sifón se hace necesario poner rejillas y cajones desarenadores, para de esta manera evitar la entrada de material sólido y flotante hacia el interior.

En la parte más baja, se coloca una válvula que se la denomina válvula de desfogue o de purga; cuya

función es permitir el vaciado cuando se requiera realizar el lavado, sacando así la arena que puede haberse depositado en el fondo.

8.3 DISEÑO DEL CANAL PRINCIPAL

Para determinar la sección óptima que funcione hidráulicamente, es necesario hacer tanteos, es decir analizar como un todo junto con la plataforma.

Cálculo de Secciones Normales

- Canal Trapezoidal

Datos: $Q = 0.90 \text{ m}^3/\text{seg}$

$$b = 1.0$$

$$n = 0.016$$

$$j = 1^0/00$$

$$m = 0.5$$

$$K = \frac{Q \times n}{b^{8/3} j^{1/2}}$$

$$K = \frac{0.90 \times 0.016}{(1)^{8/3} \times (0.001)^{1/2}}$$

$$K = 0.455 \quad \text{a tabla (12-6 Krochin),}$$

$$\frac{d}{b} = 0.674$$

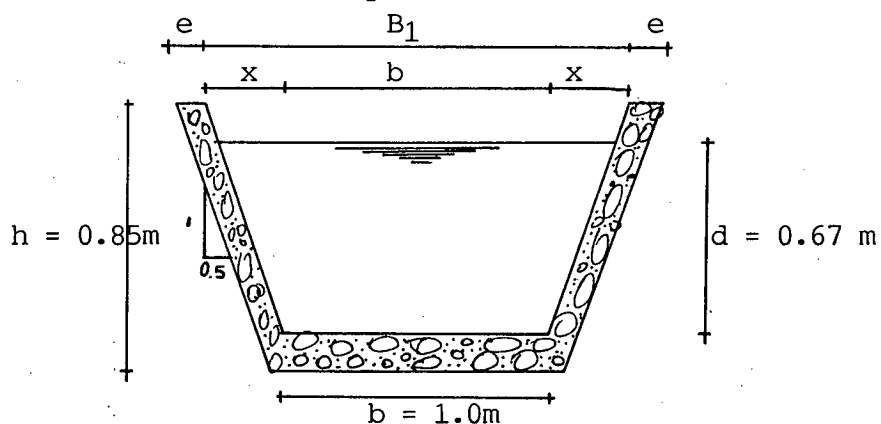
$$d = 0.674 \times 1.0 \text{ m}$$

$$d = 0.674 \text{ m}$$

$$h = 1.3 \times d$$

$$h = 1.30 \times 0.674$$

$$h = 0.876 \text{ m, adoptamos } h = 0.85 \text{ m.}$$



Cálculo de Perímetro (no mojado)

$$P = b + 2h \sqrt{1 + m^2}$$

$$P = 1.0 + 2 \times 0.85 \sqrt{1 + 0.5^2}$$

$$P = 2.901 \text{ m}$$

Cálculo de B_1

$$\frac{x}{h} = \frac{m}{1} \quad x = 0.5h$$

$$B_1 = 2 (0.5h) + b = h + b$$

$$B_1 = 0.85 + 1.0 = 1.85 \text{ m}$$

Cálculo de B total

$$B = B_1 + 2 \text{ espesor} \quad (\text{espesor } e = 10 \text{ cm})$$

$$B = 1.85 + 2 (0.10)$$

$$B = 2.05 \text{ m}$$



Cálculo de la Velocidad

$$A = \left(\frac{1.0 + 1.674}{2} \right) \times 0.674 = 0.901 \text{ m}^2$$

$$V = Q/A = 0.90/0.901 = 0.999 \text{ m/s}$$

$$V_{\min} = 0.70 < (V = 0.999 \text{ m/s}) < V_{\max} = 1.5 \text{ m/seg} \quad (\text{bién})$$

Cálculo del ancho de la plataforma

$$\text{berma} = 0.50 \text{ m}$$

$$\text{ancho canal} = 2.05 \text{ m}$$

$$\text{ancho de vía carrosable (mínimo)} = 3.80 \text{ m}$$

$$A.p = 0.50 + 2.05 + 3.80 \text{ m}$$

$$A.p = 6.35 \text{ m}$$

$$- \text{Ancho mínimo de plataforma} = 5.60 \text{ m}$$

$$\text{como } (A.p = 6.35 \text{ m}) > A_{\min} = 5.60 \text{ m} \quad (\text{no es adecuada la sección})$$

Canal Rectangular

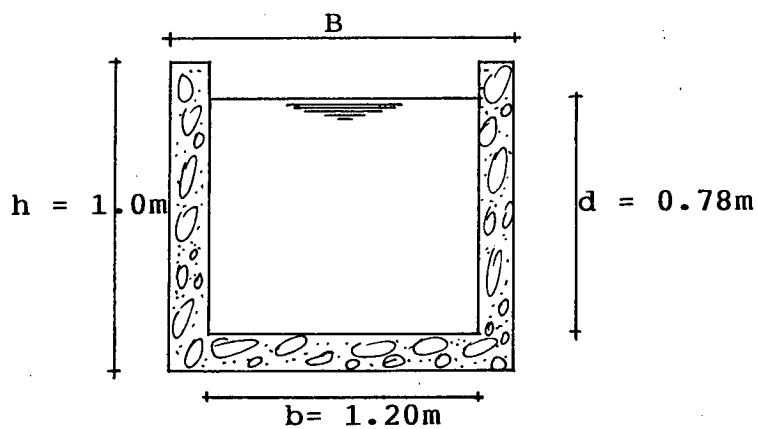
$$b = 1.20 \quad m = 0$$

$$K = \frac{0.90 \times 0.016}{(1.20)^{8/3} \times (0.001)^{1/2}} = 0.28 \quad \text{a tabla } \frac{d}{b} = 0.65$$

$$d = 0.65 \times 1.20 = 0.78$$

$$h = 1.3d = 0.78 \times 1.30 = 1.01$$

$$\text{adoptamos } h = 1.00 \text{ m}$$



Cálculo del Perímetro (no mojado)

$$P = 2h + b$$

$$P = 2 (1.0) + 1.20$$

$$P = 3.20 \text{ m}$$

ancho del canal

$$B = b + 2 (e)$$

$$B = 1.20 + 2(0.10)$$

$$B = 1.40 \text{ m}$$

Cálculo de la Velocidad

$$A = 1.20 \times 0.78 = 0.936 \text{ m}^2$$

$$V = 0.90 / 0.936$$

$$V = 0.96 \text{ m/seg} \quad (\text{está dentro de los rangos})$$

Cálculo del ancho de la Plataforma

$$A.p = 0.50 \text{ m} + 1.40 \text{ m} + 3.80 \text{ m}$$

$$A.p = 5.70 \text{ m}$$

$A.p > A.p \text{ mínimo}$ (no es adecuada la sección)

CUADRO DE RESUMEN DE CALCULOS

Canal trapezoidal $m = 0.5$

b	d	$h=1.3d$	$P=b+2h \sqrt{1+m^2}$	B. Total	Velocidad	Ancho Plataforma
1	0.67	0.85	2.901	2.05	0.994	$6.35 > 5.60$
0.60	0.875	1.10	3.060	1.90	0.991	$6.20 > 5.60$
0.90	0.695	0.90	2.912	2.0	1.038	$6.30 > 5.60$

Canal rectangular $m = 0$

b	d	$h=1.3d$	$P=2h + b$	B. Total	Velocidad	Ancho Plataforma
1.20	0.78	1.00	3.20	1.40	0.962	$5.70 > 5.60$
1.10	0.77	1.00	3.10	1.30	1.063	$5.60 = 5.60$
1.35	0.69	0.85	3.05	1.55	0.97	$5.85 > 5.60$

Secciones Optimas

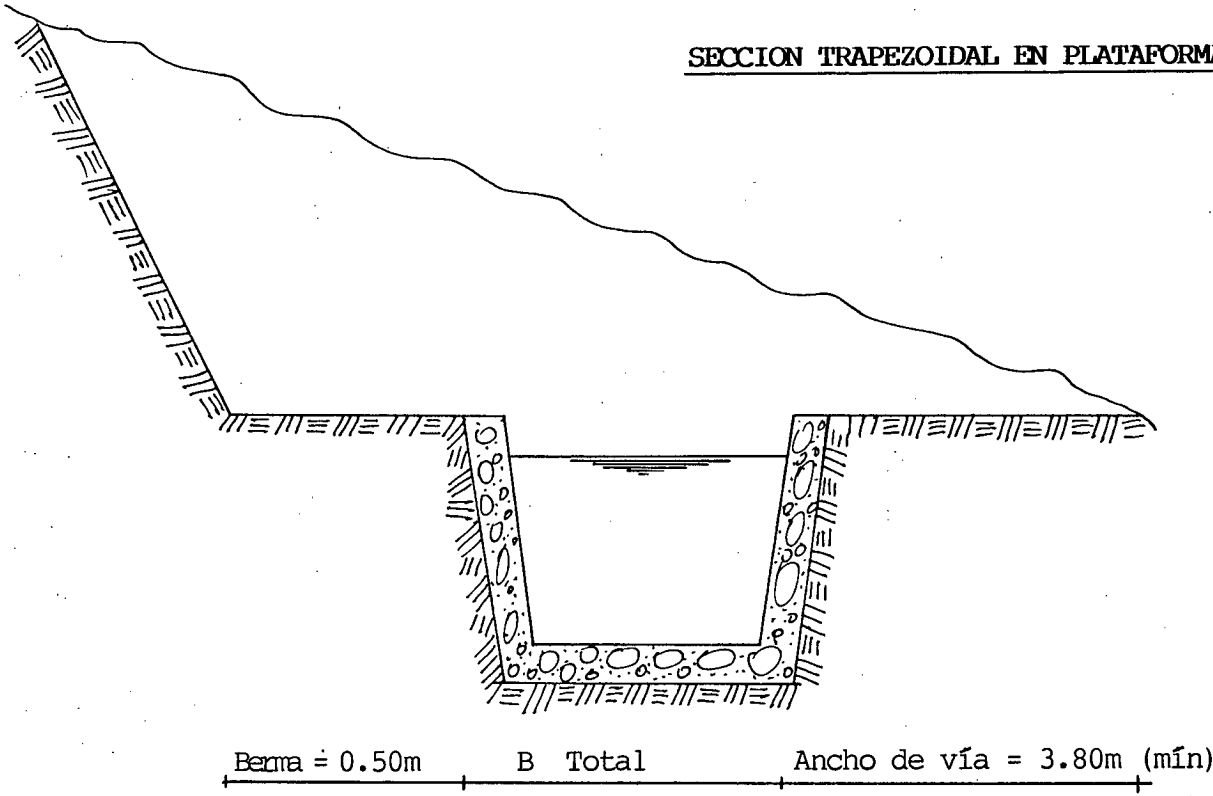
Canal trapezoidal $m \text{ óptimo} = 0.5$

b	d	h	$P=b+2h \sqrt{1+m^2}$	B.Total	Velocidad	Ancho Plataforma
0.90	0.72	0.90	2.912	2.024	0.992	$6.32 > 5.60$

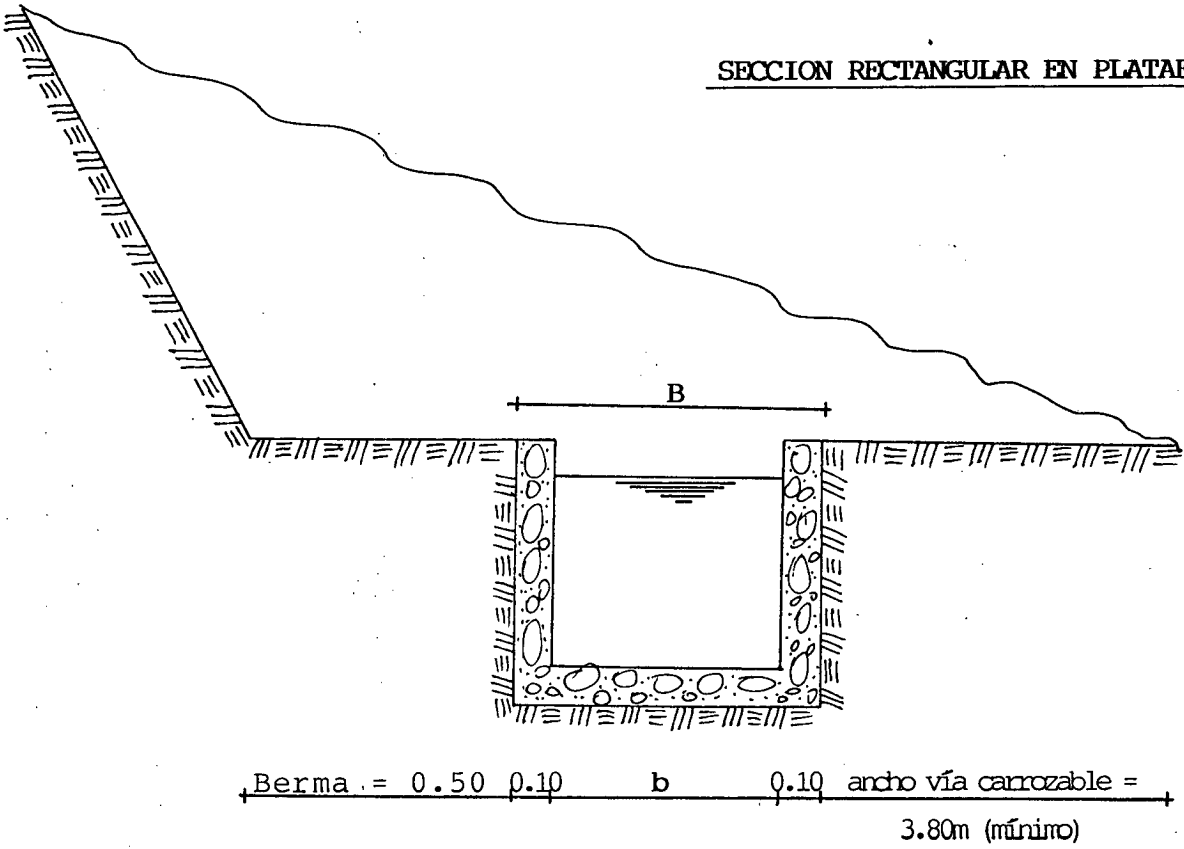
Canal rectangular $b = 2d$

b	d	h	$P= b + 2 h$	B.Total	Velocidad	Ancho Plataforma
1.35	0.68	0.85	3.05	1.55	0.98	$5.85 > 5.60$

SECCION TRAPEZOIDAL EN PLATAFORMA



SECCION RECTANGULAR EN PLATAFORMA



CALCULO DE SECCIONES OPTIMAS

a. Canal Trapezoidal

$$m = 0.50$$

$$d = 1.1892 \left[\frac{Q \times n}{(2 \quad 1 + m^2 - m) \times j^{1/2}} \right]^{3/8}$$

$$d = 1.1892 \left[\frac{0.90 \times 0.016}{(2 \quad 1 + 0.5^2 - 0.5) \quad 0.001^{1/2}} \right]^{3/8}$$

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

$$h = 0.72 \times 1.30 = 0.936 \text{ m} \approx 0.90$$

$$b = 2d (\sqrt{1 + m^2} - m)$$

$$b = 2 \times 0.72 (\sqrt{1 + 0.5^2} - 0.50 \text{ m})$$

$$b = 0.889 \text{ m} \approx 0.90 \text{ m}$$

Perímetro Interior (no mojado) del canal

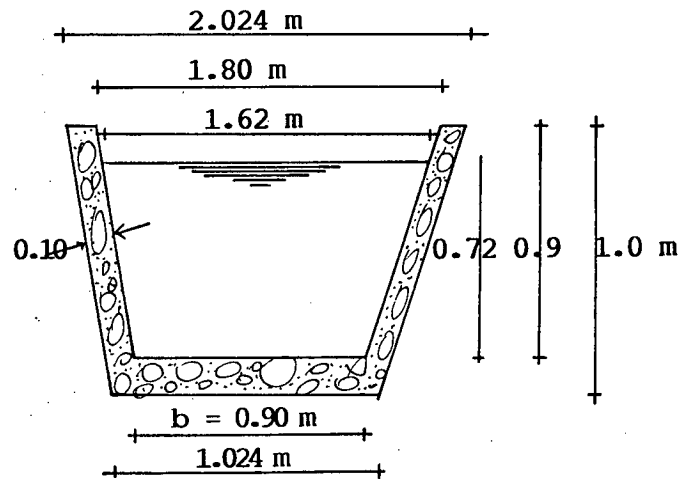
$$P = b + 2h \sqrt{1 + m^2}$$

$$P = 0.90 + 2 \times 0.90 \sqrt{1 + 0.5^2}$$

$$P = 2.912 \text{ m}$$

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

$$V = 0.992 \text{ m/seg}$$



b. Canal Rectangular

$$m = 0$$

$$d = 1.1892 \frac{0.90 \times 0.016^{3/8}}{2 \times 0.001^{1/2}}$$

$$d = 0.68 \text{ m}$$

$$h = 1.3 \times 0.68 = 0.884 \quad 0.85$$

$$b = 2d$$

$$b = 2 \times 0.68$$

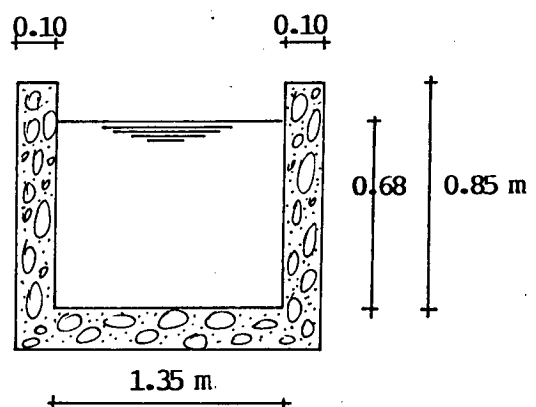
$$b = 1.36 \quad 1.35 \text{ m.}$$

$$P = b + 2h \text{ (interior no mojado)}$$

$$P = 1.35 + 2 \times 0.85$$

$$P = 3.05$$

$$\frac{Q}{A} = V = 0.98 \text{ m/s}$$

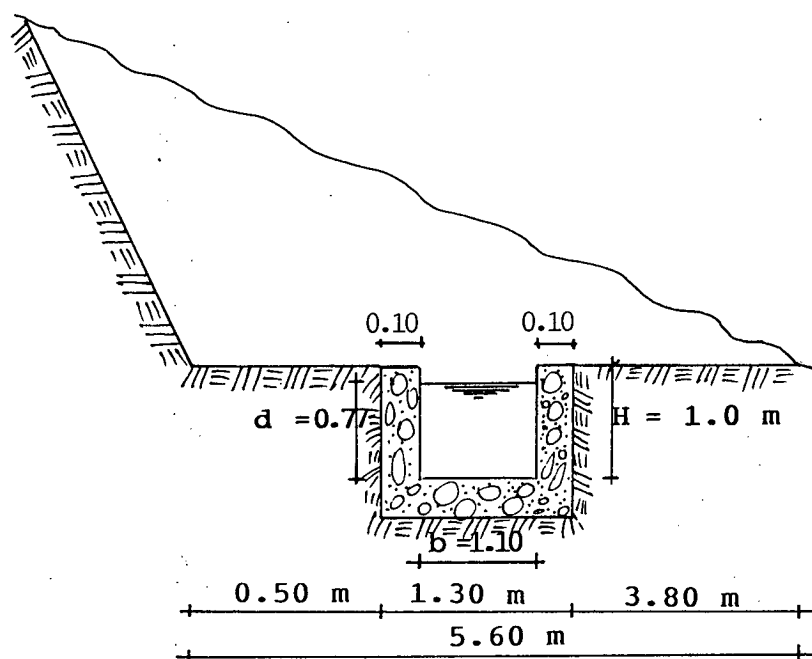


8.4 SECCIONES HIDRAULICAS RECOMENDADAS EN SUS DIFERENTES TRAMOS

Para el proyecto en estudio, tratándose de la conducción principal y basándonos en las cartas topográficas, a escala 1:25.000, tenemos un solo tramo, ya que no se realiza canales secundarios.

Se recomienda que el canal principal sea del tipo rectangular por las siguientes razones:

- Analizando los perimetros interiores de las secciones normales (no mojadas), rectangular y trapezoidal, y los anchos de plataforma mínima, hemos elegido la sección normal rectangular, pues el ancho de la plataforma es de 5.60 m, divididos en la siguientes forma: 0.50 m de berma, 1.30m. de canal y un ancho carrozable mínimo de 3.80m.



8.5 OBRAS COMPLEMENTARIAS: JUSTIFICACION Y UBICACION DE SIFONES, TUNELES, ACUEDUCTOS, PASOS ELEVADOS, ALCANTARILLAS, ETC.

Paralelamente a la construcción de un canal de riego, se proyectan obras que sirvan para protegerlo, cruzar depresiones y dar seguridad a las personas.

Para nuestro proyecto se han trazado dos túneles según las cartas topográficas del IGM. La selección para el trazado de canales o túneles se la realiza tratando de conseguir la mayor eficiencia, seguridad, economía y tiempo de ejecución.

Los túneles se construyen cuando es necesario pasar agua de un valle a otro, atravesando el macizo montañoso que los separa.

Cuando de éste modo se evita un desarrollo muy largo del canal abierto, consiguiendo una mejor economía.

Cuando la pendiente transversal es demasiado elevada y el material de mala calidad no permite asegurar la estabilidad del canal abierto.

También se han ubicado cinco sifones en las cartas topográficas del IGM.

El sifón es una obra que sirve para cruzar quebra-

das, depresiones. Los sifones son tuberías que bajan hasta el fondo de la depresión siguiendo los taludes de la misma. Dependiendo de la altura entre la parte alta y el fondo del sifón y por lo tanto de la presión que soporta, los sifones pueden ser de tuberías de un solo diámetro o pueden tener los diámetros decrecientes hacia abajo.

Los acueductos, alcantarillas, pasos elevados, etc., como no se tiene un seguimiento del canal principal mediante la topografía de campo, por lo tanto es muy difícil ubicar estas obras en las cartas topográficas del IGM.

Siendo éstas, obras especiales que se pueden diseñar para el cruce de quebradas, ríos, vías, pasos de aguas lluvias, etc., seleccionándolas según las características topográficas que se presenten en el lugar.

8.6 DISEÑO DE UN SIFON (Topografía Puntual)

Levantamiento Topográfico del Sector

Para la ubicación del sifón del presente proyecto se levantó una franja topográfica de 30m. de ancho a cada lado de la línea de conducción, lo cual ayudará a reconocer los accidentes topográficos del sector, con el objeto de determinar la mejor ubicación de los anclajes y accesorios especiales que se presentan en la ejecución del respectivo proyecto.

Escogida la línea de conducción del sifón se procedió a abscisar la misma cada 10m. Se obtuvo todos los puntos de detalle, los cuales facilitan un mejor conocimiento de la franja, obteniéndose así los respectivos perfiles transversales, los cuales complementan la verdadera información topográfica del sector.

8.6.1 Partes Constitutivas de un sifón

Tesis (Proyecto Sta. Rita 1988)

a. La Tubería o Conducto

Generalmente la sección del conducto es cilíndrica, su longitud queda determinada por el perfil longitudinal del terreno (longitud desarrollada). El conducto se coloca al aire libre, o lo cual se llama a cielo abierto, simplemente apoyada en soportes a los que se les denomina anclajes, otras veces se coloca la tubería en el terreno y luego es cubierta, llamándose en este caso tubería cubierta o enterrada.

Es necesario que las tuberías de gran diámetro, se colocan sobre apoyos de hormigón a cielo abierto, en los puntos donde existen cambios de dirección se requiere colocar puntos de apoyo para el anclaje, cuando se tenga pendientes mayores al 30% se recomienda que el conducto se realice a cielo abierto.

El conducto se halla constituido por

varios tubos, se recomienda que en la adquisición de los mismos se incremente un porcentaje que va del 2 al 6%, para hacer frente a las roturas y a las sustituciones futuras.

b. Las Estructuras de Entrada y Salida

Estas estructuras son indispensables para reducir las pérdidas de carga y garantizar un adecuado funcionamiento en el sifón.

En cuanto a la estructura de entrada, esta puede ser de abasimiento gradual o brusco, y en lo que se refiere a la estructura de salida se construirá un dissipador de energía del tipo impacto.

c. La Válvula de Desfogue o de Limpieza

Este tipo de válvula se halla ubicada en la parte más baja del sifón, cuya función específica es la de permitir que se realice la limpieza de la tubería que conforma el sifón.

d. Obra Complementaria

Como obra complementaria se puede diseñar un desarenador, el mismo que es de gran importancia dentro del estudio, que sirve para separar y luego remover el material sólido que acarrean los ríos, evitando así

el asolve de los canales, túneles o tuberías.

8.6.1.1 Consideraciones Hidráulicas de Diseño

a. Velocidad Media

La velocidad media en el conducto depende específicamente del material constitutivo de éste. La velocidad máxima admisible para las diferentes tuberías, se especifica:

VELOCIDAD MEDIA SEGUN EL MATERIAL DE TUBERIAS

Material de Tubería	Velocidad Media m/s	Velocidad Máxima m/s	Velocidad Mín. m/s
Acero	4.0		
Fibra de vidrio	3.0		
P.V.C	3.0		
Asbesto Cemento	2.5 - 3.0	3.00	0.60

* La velocidad máxima, media para riego según el INERHI es 2.6 m/s, para dar una vida útil a la tubería de 50 años.

b. Pérdidas de Carga

La pérdida de carga se produce a lo largo de todo el sifón ya sea por fricción o por pérdidas secundarias. Las pérdidas de carga totales deben ser mayoradas en un 10% contra la posibilidad que se produzca remanzo aguas arriba del sifón. Así como también por errores que pueden producirse en la operación del

sistema.

8.6.1.2 Procedimiento de Cálculo

Los pasos requeridos para el diseño de un sifón una vez conocido el caudal a conducir incluye lo que sigue:

a. Determinar que tipo de estructura se van a considerar a la entrada y salida del sifón, así como el tipo y diámetro aproximado de la tubería.

b. Determinación de la longitud desarrollada y la diferencia de nivel entre la entrada y la salida del sifón con lo cual se calcula la gradiente hidráulica:

$$J = \frac{\text{Diferencia de nivel (m)}}{\text{Longitud desarrollada (Km)}}$$

Para un correcto funcionamiento del sifón es recomendable que la gradiente geométrica sea ligeramente mayor que la gradiente hidráulica.

c. Selección del tipo de tubería

La misma dependerá de la presión interna a la que va a estar sometida, características del terreno, como a un análisis de costos.

d. Prediseño del diámetro de la tubería.

Establecida la pérdida de carga máxima que pueda existir se determina si se trata de un sifón largo o corto, puesto que un sifón largo las pérdidas por fricción son las más importantes, mientras que un sifón corto lo son las pérdidas secundarias.

Se consideran sifones largos cuando la longitud desarrollada es mayor a 500 veces el diámetro de la tubería.

Establecido el caudal que conduce el sifón se adopta un diámetro de tubería de manera que al aplicar la fórmula:

$$V = \frac{Q}{A} \text{ (m/s)}$$

La velocidad esté dentro del límite establecido.

Determinar el diámetro de prediseño de la tubería, se realiza el cálculo de verificación para lo cual se calcula las pérdidas totales.

e. Cálculo de pérdidas

$$HT = H_f + H_s$$

Donde:

HT = Pérdidas totales de carga

Hf = Pérdidas de carga por rozamiento

Hs = Pérdidas de carga secundarias

f. Cálculo de la Tubería

Habiendo comprobado que el diámetro adoptado es el correcto se procede al cálculo de la tubería, para lo cual en caso de asbesto cemento es práctico utilizar las tablas. Para acero se determina su espesor en función de la presión interna y de la tensión admisible o del trabajo del acero.

g. Cálculo de los anclajes

En los cambios de dirección sea horizontal o vertical es necesario considerar anclajes, que son bloques generalmente de Hormigón ciclópeo, diseñados para resistir las fuerzas que inciden en estos puntos.

h. Determinación de la longitud de las transiciones de entrada y salida.

La longitud de las transiciones se calculará de manera que la línea de agua formen con el eje longitudinal del canal $12^{\circ}30'$, con el objeto de que no se produzcan pérdidas en las mismas.



8.6.2 Pérdidas Principales y Secundarias en Tuberías.

Pérdidas por Rozamiento o Fricción

De las varias fórmulas existentes las más usuales son las de Prandtl Colebrook y Hazen-Williams

Prandtl - Colebrook

$$Q = \frac{D}{A \times 10^6} \left[-2 \log \left(\frac{2.51 \times 10^6 V}{D \sqrt{2 g j D}} + \frac{K}{3.71 D} \right) \right] \sqrt{2 g j D}$$

Hazen - Williams

$$H_f = \left(\frac{Q}{0.2785 \cdot C \cdot D^{2.87}} \right)^{1/0.54}$$

Donde:

H_f = Pérdida de carga (m)

Q = Caudal de circulación en la tubería

D = Diámetro de la tubería (m)

e = Coeficiente de Hazen-Williams (Está en función del estado de la tubería).

L = Longitud desarrollada (m)

Pérdidas Secundarias

Las pérdidas secundarias constituyen la

sumatoria de las pérdidas producidas a lo largo de la tubería por diferentes motivos siendo los mas notables:

Pérdidas de carga por entrada (h_o)

$$h_o = K_o \frac{V_e}{2g}$$

K_o = Coeficiente por tipo de entrada

V_e = Velocidad de entrada a la tubería

Tipos de Entrada	K_o
Sobresaliente en el interior	0.78
Borde agudo	0.50
Ligeramente redondeado	0.23
Boca de campana	0.04

Pérdidas de carga por rejilla (h_1)

$$h_1 = \beta \text{ Sen } A \left(\frac{t}{s} \right)^{4/3} \times V_r^2 / 2g$$

Donde:

A = ángulo de rejilla con respecto a la horizontal.

β = Coeficiente que depende de la geometría de la sección transversal de los barrotes. Según Krochin pág. 315 se tiene que para platinas comunes de sección rectangular, $\beta = 2.42$ si se redondean las esquinas de la parte frontal de las platinas este valor se reduce a 1.83, mientras que cuando se trata de una sección circular este valor es de 1.67

t = Diámetro del barrote

S = Separación libre entre barrotes

V_r = Velocidad en rejilla

Pérdidas de carga por transición (h_2)

$$h_2 = \frac{V^2 - V_r^2}{2g}$$

V = velocidad media en la tubería

Pérdidas de carga por cambio de dirección (h_3)

$$h_3 = E \left(\frac{EV^2}{2g} \right)$$

E = Coeficiente de pérdidas debido al ángulo de deflexión.

Pérdidas por válvula (h_4)

$$h_4 = K_g \frac{V^2}{2g}$$

K_g = Coeficiente que relaciona la abertura de la válvula con el diámetro de la misma.

Pérdida por ensanchamiento (h_5)

$$h_5 = \left(\frac{V_1 - V_2}{2g} \right)$$

V_1 = Velocidad en el tubo de menor diámetro

V_2 = Velocidad en el tubo de mayor diámetro

Pérdidas por contracciones (h6)

$$h_6 = \frac{1}{C} - 1 \frac{V^2}{2g}$$

V = Velocidad en la tubería de menor diámetro.

$$C = 0.582 + \frac{0.0418}{1.1}$$

= relación de los diámetros de los tubos (D2/D1)

$$\text{luego: } H_s = h_o + h_1 + h_3 + h_4 + h_5 + h_6$$

8.6.3 Selección del Diámetro (Diámetro Económico)

El problema de solucionar el diámetro de la tubería no tiene una solución única, puesto que desde el punto de vista hidráulico existen infinidad de diámetros que permitan conducir un determinado caudal. Por lo general ésta determinación del diámetro es fruto de un diámetro económico, ya que cuanto menor es el diámetro, mayor será la velocidad del agua y por lo tanto mayor serán las pérdidas, pero así mismo más económico será la tubería. El costo de una tubería depende del diámetro (D) y del espesor (s) de la misma.

En vez de una tubería con un sólo diámetro en toda su longitud, se obtiene mayor economía dividiendo a toda la longitud en 2 tramos, en el un tramo se colocará tubería de un cierto diámetro, mientras que el otro tramo se pondrá tubería de menor diámetro que el anterior.

A veces en una línea de conducción por medio de tubería, se divide a ésta por tramos cada una con diámetro diferente, la transición de una a otra sección se realiza en los puntos fijos, las piezas cónicas que sirven para la reducción del diámetro se empotra en el hormigón. Aplicando ésta regla su costo será 6% más bajo que una tubería cilíndrica de igual pérdida de carga. Se recomienda tomar diámetros variables cuando la carga exceda los 100m.

Una evaluación analítica muy refinada no es justificable, pues muchos de los datos considerados son inciertos, ya que dependen de la existencia en el mercado de determinados tamaños y espesores.

Espesor de la Tubería

El peso y la presión del agua y el movimiento de ésta ocasionan en la tubería solicitaciones que hay que conocer para calcular el espesor de las paredes de la tubería.

8.6.4 Especificaciones de la Tubería a Diseñarse

Al ser limitada la diferencia de nivel utilizando la fórmula de Hazen-Williams se determina una pérdida:

$H_f + \text{pérdidas secundarias igual a la dife-}$

rencia de nivel.

Para elegir el tipo de material de la tubería se toma en consideración la tabla anteriormente descrita, que de acuerdo a la velocidad, y carga de agua recomienda el uso de tubería de asbesto-cemento, estas tuberías están diseñadas para resistir una columna de agua de 50m. (clase 10), y los anclajes y apoyos diseñados permitirán un buen funcionamiento del sifón, en vista de existir fuertes pendientes.

La justificación del uso de la tubería para el sifón, está demostrado más adelante, luego de satisfacer los requerimientos hidráulicos necesarios.

DISEÑO DEL SIFON

DATOS:

$$Q = 0.90 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$L = 189.0 \text{ m (longitud desarrollada)}$$

$$\text{Cota de entrada} = 308 \text{ m.s.n.m.}$$

$$\text{Cota de salida} = 306 \text{ m.s.n.m.}$$

$$\text{Diferencia de Nivel} = 2.0 \text{ m}$$

$$\text{Carga máxima de agua} = 33.5 \text{ m}$$

$$C = 140 \text{ (Tubería de asbesto-cemento, para período de diseño de 50 años).}$$

$$D = 0.700 \text{ m (Diámetro adoptado)}$$

A partir de la fórmula de Hazen-Williams podemos determinar las pérdidas de carga por fricción.

$$H_f = \left(\frac{Q}{0.28 \cdot C \cdot D^{2.63}} \right)^{1/0.54} \times L_d$$

$$H_f = \left(\frac{0.900 \text{ m}^3/\text{seg}}{0.28 \times 140 \times 0.70^{2.63}} \right)^{1/0.54} \times 189.0$$

$$H_f = 0.990 \text{ m}$$

CHEQUEO DE LA VELOCIDAD MEDIA

$$V = Q/A$$

$$V = \frac{0.90 \text{ m}^3/\text{seg}}{\pi \times 0.70^2 / 4} = 2.34 \text{ m/seg}$$

V es menor a 2.6 m/s y mayor a 0.80 m/s

CALCULO DE LAS PERDIDAS SECUNDARIAS

- PERDIDA DE CARGA POR ENTRADA

$$h_e = K_e \times V^2 / 2g$$

$$h_e = 0.23 \text{ entrada con aristas ligeramente redondeadas.}$$

$$h_e = 0.23 \times 2.34^2 / 2 \times 9.81$$

$$h_e = 0.064 \text{ m}$$

- PERDIDA DE CARGA POR SALIDA

$$K_s = 1$$

$$h_s = K_s \times V^2 / 2g$$

$$h_s = 1.0 \times 2.34^2 / 2 \times 9.81$$

$$h_s = 0.279 \text{ m}$$

- PERDIDA DE CARGA POR OBSTRUCCION EN EL TUBO (tee para válvula de lavado).

$$h_o = m_o \times V^2 / 2g$$

$$m_o = 0.15 - 0.20 \text{ (Tees para válvulas de lavado)}$$

$$h_o = 0.20 \times 2.34^2 / 2 \times 9.81$$

$$h_o = 0.056 \text{ m}$$

- PERDIDAS POR CAMBIO DE DIRECCION

$$H_d = C \sqrt{\frac{\Delta}{90}} \times V^2 / 2g$$

$$C = \sqrt{\frac{\Delta}{90}} = K_d$$

$$h_d = K_d \times V^2 / 2g$$

C = 0.25 coeficiente comúnmente adoptado

<u>DEFLEXION</u>	<u>Kd</u>
26	0.1344
23	0.1264
63	0.2091
12	0.0913
6.5	0.0672
14	0.0986
65	0.2124
SUMA	0.9394

$$h_d = 0.939 \times V^2 / 2g$$

$$h_d = 0.939 \times 2.34^2 / 2 \times 9.81$$

$$h_d = 0.262 \text{ m}$$

- PERDIDAS SECUNDARIAS TOTALES (Hs)

$$H_s = h_e + h_s + h_o + h_d$$

$$H_s = 0.064 + 0.279 + 0.056 + 0.262 \text{ m}$$

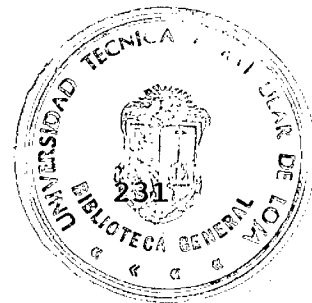
$$H_s = 0.661 \text{ m}$$

- PERDIDAS TOTALES (HT)

$$H_T = H_f + H_s$$

$$H_T = 0.990 + 0.661 \text{ m}$$

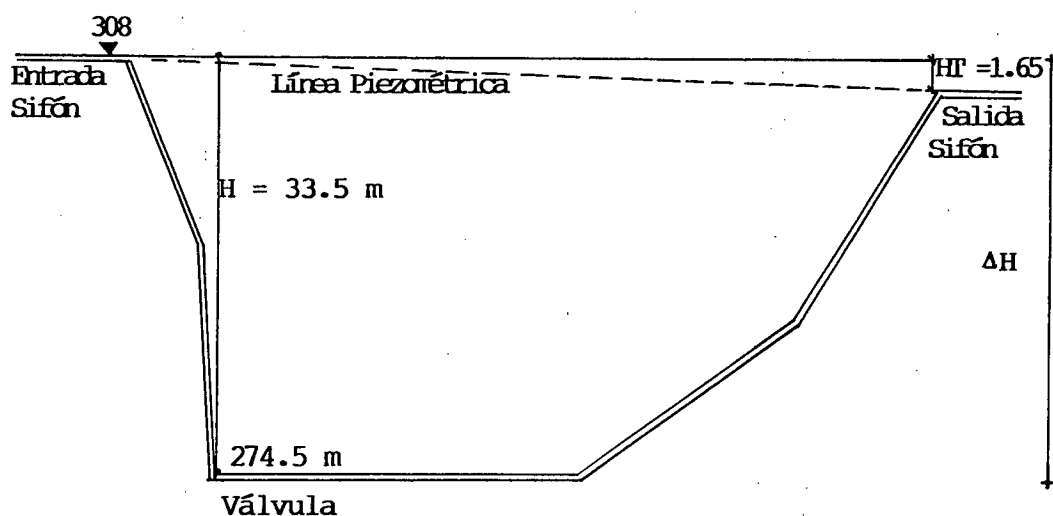
$$H_T = 1.65 \text{ m}$$



Las pérdidas de carga total HT es menor a la diferencia de nivel entre la entrada y salida del sifón, por lo que el diámetro adoptado es el que mejor funcionamiento tiene y es más económico. Por tanto el sifón hidráulicamente está correctamente calculado.

En vista de que tenemos una carga de agua de 33.5 m (posición más crítica que es la presión de trabajo a la cual el tubo tiene que trabajar). La fábrica de tubos Asbesto-Cemento TUBASEC fabrica diferentes clases de tuberías, y para nuestro caso emplearemos la clase 10 que resiste presiones de trabajo de hasta 50 m de presión en columna de agua. ($5 \text{ Kg/cm}^2 = 5 \text{ atmf.}$):

CALCULO DE LA VALVULA DE LIMPIEZA



$$D_v = D. \text{ Válvula de limpieza} = (4Q / V)^{1/2}$$

$$\text{siendo } V = (2g \times H)^{1/2}$$

$$H_f = J \times LD$$

$$Hf_1 = j \times LD_1 = \left(\frac{Q}{0.28 \times C \times D^{2.63}} \right)^{1/0.54} \times LD_1$$

$$Hf_1 = \left(\frac{0.900}{0.28 \times 140 \times 0.70^{2.63}} \right)^{1/0.54} \times 48 \text{ m}$$

$$Hf_1 = 0.251 \text{ m}$$

$$\Delta h = 33.5 \text{ m}$$

$$H = 33.5 - 0.251 \text{ m}$$

$$H = 33.25 \text{ m}$$

$$V = (2 \times 9.81 \times 33.25)^{1/2}$$

$$V = 25.541 \text{ m/seg}$$

$$DV = \left(\frac{4 \times 0.90}{\pi \times 25.541} \right)^{1/2}$$

$$DV = 0.212 \text{ m} \times 1000 = 212 \text{ mm} \approx \phi 250 \text{ mm}$$

$$\text{CHEQUEAMOS } DV > \frac{DTubo}{6} \text{ conducción (normal)}$$

$$DV \geq 117 \text{ mm adoptamos el mayor } \rightarrow \phi = 250 \text{ mm.}$$

ANCLAJES

En la instalación de una red de tubería es necesario e indispensable la construcción de anclajes o atraques, pues la presión hidráulica interna ejercida sobre las paredes interiores de la tubería al encontrar un extremo cerrado, producen fuerzas axiales, iguales al producto de la presión hidrostática por el área de la sección transversal de la tubería. Esta fuerza o empuje puede alcanzar varias toneladas y se presentan en los siguientes puntos:

- En los cambios de dirección (codos, tees, yes).
- En las válvulas.
- Y en los terminales (tapones).

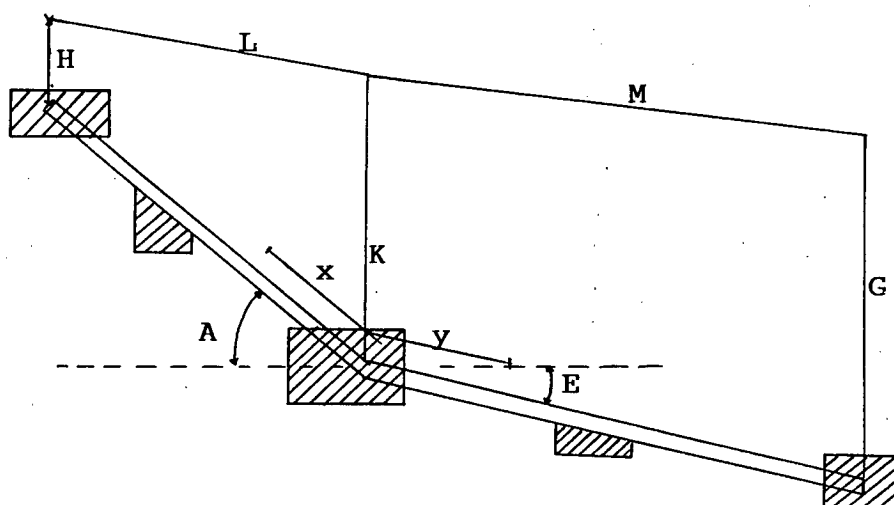
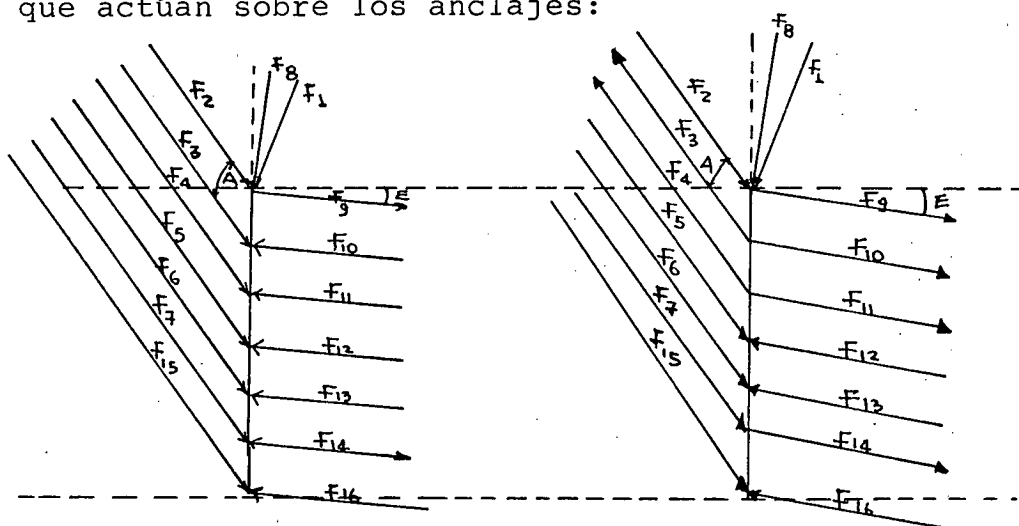
La construcción de los anclajes tiene la finalidad de evitar que, por efecto de los empujes producidos por la presión hidrostática, la línea instalada se mueva o vibre, ocasionando así a que los accesorios fallen.

El tipo de anclajes a construir depende de las fuerzas que producen, dichas fuerzas tienen relación con:

- Diámetro de la tubería.
- Presión máxima en la línea de conducción.
- Tipo de accesorio.
- Angulo de deflexión.
- Tipo de terreno.

FUERZAS QUE ACTUAN EN LOS ANCLAJES

El siguiente dibujo nos muestra la distribución de fuerzas que actúan sobre los anclajes:



$$F1 = (WT + Ww) \times \cos.(A)$$

$$F2 = WT * L * \sin.(A)$$

$$F3 = f (WT + Ww) * L * \cos.(A)$$

$$F4 = 0.745 \pi B$$

$$F5 = 0.25 \pi (B^2 - D^2) * H$$

$$F6 = 0.3125 D^2 * K$$

$$F7 = 0.25 \pi D^2 h \rightarrow h = 10.34 n^2 . s^2 . L . / D^{5.333}$$

$$F8 = (WT + Ww) * Y * \cos.(E)$$

$$F9 = WT * M * \sin.(E)$$

$$F10 = f (WT + Ww) * M * \cos(E)$$

$$F11 = 0.745 \pi B$$

$$F12 = 0.25 \pi (B^2 - D^2) * G$$

$$F13 = 0.3125 D^2 K$$

$$F14 = 0.25 \pi * D^2 h \rightarrow h = 10.34 n^2 . Q^2 . M / D^{5.333}$$

$$F15 = Q * V/g$$

$$F16 = Q * V/g$$

WT = Peso unitario de la tubería

Ww = Peso unitario del agua

A = Angulo con la horizontal aguas arriba

L = Longitud hasta el anclaje superior

f = Coeficiente de fricción (0.4)

E = Angulo con la horizontal aguas abajo

H = Carga de agua en el anclaje superior

K = Carga de agua en el anclaje considerado

G = Carga de agua en el anclaje inferior

B = Diámetro exterior

D = Diámetro interior

X = Distancia media hasta el apoyo superior

Y = Distancia media hasta el apoyo inferior

h = Pérdida de carga por fricción aguas arriba y
aguas abajo del anclaje considerado.

M = Distancia al anclaje inferior

g = 9.81 m/s

Dimencionamiento de los Anclajes

Para este dimencionamiento, primero se debe determinar las fuerzas resultantes positivas y negativas que actúan sobre el anclaje, y tenemos:

$$F_x = F_H$$

$$F_y = F_V$$

Condición de Expansión

$$+F_H = -F_1 \operatorname{Sen} A + \operatorname{Cos} A (F_2 + F_3 + F_4 + F_5 + F_6 + F_7 + F_{15}) - F_8 \operatorname{Sen} E + \operatorname{Cos} E (F_9 - F_{10} - F_{11} - F_{12} - F_{13} + F_{14} - F_{16})$$

$$+F_V = -F_1 \operatorname{Cos} A - \operatorname{Sen} A (F_2 + F_3 + F_4 + F_5 + F_6 + F_7 + F_{15}) - F_8 \operatorname{Cos} E - \operatorname{Sen} E * (F_9 - F_{10} - F_{11} - F_{12} - F_{13} + F_{14} - F_{16})$$

Condición de Contracción

$$-F_H = -F_1 \operatorname{Sen} A + \operatorname{Cos} A (F_2 - F_3 - F_4 + F_5 + F_6 + F_7 + F_{15}) - F_8 \operatorname{Sen} E + \operatorname{Cos} E (F_9 + F_{10} + F_{11} - F_{12} - F_{13} + F_{14} - F_{16})$$

$$-F_V = -F_1 \operatorname{Cos} A - \operatorname{Sen} A (F_2 - F_3 - F_4 + F_5 + F_6 + F_7 + F_{15}) - F_8 \operatorname{Cos} E - \operatorname{Sen} E (F_9 + F_{10} + F_{11} - F_{12} - F_{13} + F_{14} - F_{16})$$

Peso del Bloque

$$W_b = 2.2 (V_b - V_t) a$$

Fuerza resultante

$$F = W_b - F_v$$

Resistencia del suelo (R)

$$R = \frac{F}{\text{Area de contacto del suelo}}$$

Cálculo de un Anclaje**Datos:**

Resistencia del suelo (Gravilla con antos vivos) =
3 Kg/cm²

$$A = 50.6^{\circ}$$

$$E = 0.90^{\circ}$$

$$X = 11.35 \text{ m}$$

$$Y = 8.30 \text{ m}$$

$$L = 22.70 \text{ m}$$

$$M = 50.00 \text{ m}$$

$$H = 14.87 \text{ m}$$

$$K = 33.25 \text{ m}$$

$$G = 32.19 \text{ m}$$

Peso específico del Hormigón 2.2 Ton/m³ (H^o.C^o)

$$Ww = \frac{\pi \times (0.7)^2}{4} \times 1 \text{ Ton/m}^2$$

$$Ww = 0.3848 \text{ Ton/ml}$$

$$Wt = 0.146 \text{ Ton/ml}$$

$$Wt + Ww = 0.5308 \text{ Ton/ml}$$

$$F1 = (Wt + Ww) \times \text{Cos } A$$

$$F1 = (0.5308) \times 11.35 \times \text{Cos } 50.6^\circ$$

$$F1 = 3.824 \text{ Ton}$$

$$F2 = Wt.h.\text{Sen } A$$

$$F2 = 0.146 \times 22.70 \times \text{Sen } 50.6^\circ$$

$$F2 = 2.561 \text{ Ton}$$

$$F3 = f(Wt + Ww) L.\text{Cos } A$$

$$F3 = 0.40 (0.5308) \times 22.70 \times \text{Cos } 50.6^\circ$$

$$F3 = 3.059 \text{ Ton.}$$

$$F4 = 0.745 \pi B$$

$$F4 = 0.745 \times 3.1416 \times 0.758$$

$$F4 = 1.774 \text{ Ton.}$$

$$F5 = 0.25 \pi (B^2 - D^2) H$$

$$F5 = 0.25 \times 3.1416 (0.758^2 - 0.70^2) \times 14.87$$

$$F5 = 0.988 \text{ Ton.}$$

$$F6 = 0.3125 D^2 K$$

$$F6 = 0.3125 \times (0.70^2) \times 33.25$$

$$F6 = 5.091 \text{ Ton.}$$

$$F7 = 0.25 \cdot \pi \cdot D^2 h$$

$$h = (10.34 \cdot n^2 Q^2 L) / D^{5.3333}$$

$$h = 10.34 \times 0.012^2 \times 0.90^2 \times L / 0.70^{5.3333}$$

$$h = 0.00808L$$

$$F7 = 0.25 \times 3.1416 \times 0.70^2 \times 0.00808 \times 22.70$$

$$F7 = 0.071 \text{ Ton.}$$

$$F8 = (Wt + Ww) \cdot Y \cdot \cos E$$

$$F8 = 0.5308 \times 8.30 \times \cos 0.90^\circ$$

$$F8 = 4.405 \text{ Ton}$$

$$F9 = Wt \cdot M \cdot \sin E$$

$$F9 = 0.146 \times 50 \times \sin 0.90^\circ$$

$$F9 = 0.115 \text{ Ton.}$$

$$F10 = f(Wt + Ww) \cdot M \cdot \cos E$$

$$F10 = 0.40 \times 0.5308 \times 50 \times \cos 0.90^\circ$$

$$F10 = 10.615 \text{ TOn}$$

$$F11 = 0.745 \pi B = F4$$

$$F11 = 1.774 \text{ Ton}$$

$$F12 = 0.25 \pi (B^2 - D^2) G$$

$$f12 = 0.25 \times 3.1416 (0.758^2 - 0.70^2) \times 32.19 \text{ m}$$

$$f12 = 2.318 \text{ Ton}$$

$$f13 = 0.3125 D^2 K = F6$$

$$F13 = 5.091 \text{ Ton}$$

$$f_{14} = 0.25 \pi D^2 \cdot 0.00808 \cdot M$$

$$F_{14} = 0.25 \times 3.1416 \times 0.70^2 \times 0.00808 \times 50.0$$

$$F_{14} = 0.155 \text{ Ton}$$

$$F_{15} = Q \cdot V / g = F_{16}$$

$$F_{15} = 0.90 \times 2.34 / 9.81$$

$$F_{15} = 0.215 \text{ Ton}$$

$$F_{16} = 0.215 \text{ Ton}$$

CODICION DE EXPANSION

$$\begin{aligned} FH (+) = & -3.824 \text{ Sen } 50.6^\circ + \text{Cos } 50.6^\circ (2.561 + 3/059 + 1.774 + 0.988 + 5.09 \\ & + 0.071 + 0.215 - 4.405 \text{ Sen } 0.90^\circ + \text{Cos } 0.90^\circ (0.115 - 10.615 - \\ & 1.774 - 2.138 - 5.091 + 0.155 - 0.215) \end{aligned}$$

$$FH (+) = -13.851$$

$$\begin{aligned} FV (+) = & -3.824 \text{ Cos } 50.6^\circ - \text{Sen } 50.6^\circ (13.759) - 4.405 \text{ Cos } 0.90^\circ - \text{Sen } 0.90^\circ \\ & (-19.563) \end{aligned}$$

$$Fv (+) = -17.156 \text{ Ton}$$

CONDICION DE CONTRACCION

$$\begin{aligned} FH (+) = & -3.824 \text{ Sen } 50.6^\circ + \text{Cos } 50.6^\circ (4.093) - 4.405 \text{ Sen } 0.90^\circ + \text{Cos } 0.90^\circ \\ & (5.215) \end{aligned}$$

$$Fh (+) = 4.788 \text{ Ton}$$

$$\begin{aligned} FV (+) = & -3.824 \text{ Cos } 50.6^\circ - \text{Sen } 50.6^\circ (4.093) - 4.405 \\ & \text{Cos } 0.90^\circ - \text{Sen } 0.90^\circ (5.215) \end{aligned}$$

$$FV (+) = -10.076 \text{ Ton}$$

De los cálculos anteriores escogemos las fuerzas mayores para el diseño del anclaje.

$$F_H = - 13.851 \text{ Ton}$$

$$F_V = - 17.156 \text{ Ton}$$

VOLUMEN DEL BLOQUE (Vb)

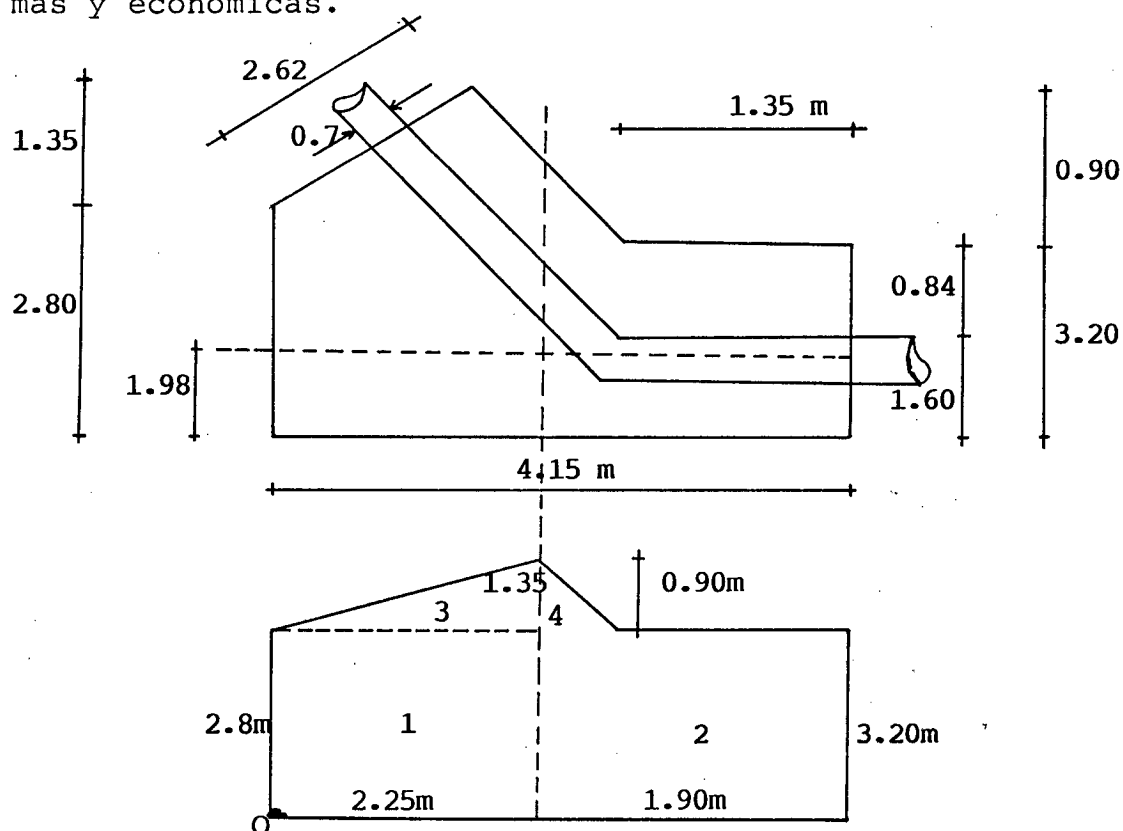
$$V_b = \frac{1.2 (F_H + f \cdot F_V)}{2.2 \times f}$$

$$f = \text{coeficiente de fricción} = 0.4$$

$$V_b = \frac{1.2 \times (13.851 + 0.40 \times 17.156)}{2.2 \times 0.40}$$

$$V_b = 28.246 \text{ m}^3$$

Por lo tanto se encuentran las dimensiones más óptimas y económicas.





$$V_b = (2.25 \times 2.80 + 1.90 \times 3.20 + 2.25 \times 1.35/2 + 0.55 \times 0.90/2) \times 2.0$$

$$V_b = (6.30 + 6.08 + 1.519 + 0.248) \times 2.0$$

$$V_b = 28.239 \text{ m}^3 > 28.246 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{tubería}} = \frac{\pi \cdot B^2}{4} \quad (\text{Lt})$$

$$V_{\text{tubería}} = \pi \times 0.758^2 \times 3.96/4$$

$$V_{\text{tubería}} = 1.787 \text{ m}^3$$

PESO DEL BLOQUE

$$W_b = 2.2 (28.293 - 1.79)$$

$$W_b = 58.3 \text{ Ton}$$

FUERZA ACTUANTE

$$F = - W_b - F_v$$

$$F = - 58.3 - 17.156$$

$$F = - 75.456 \text{ Ton}$$

CALCULO DEL MOMENTO DE VOLCAMIENTO EN O.

- CENTRO DE GRAVEDAD DEL BLOQUE

$$\bar{X} = \frac{A_1 d_1 + A_2 d_2 + A_3 d_3 + A_4 d_4}{A_1 + A_2 + A_3 + A_4}$$

$$\bar{X} = \frac{6.30 \times 1.125 + 6.08 \times 3.20 + 1.519 \times 1.5 + 0.248 \times 2.433}{14.147}$$

$$\bar{X} = 2.081 \text{ m}$$

CHEQUEO AL VOLCAMIENTO

- CONDICION DE EXPANSION

$$\sum M_O = 0$$

$$\sum M_O = 13.851 \times 1.98 + 17.156 \times 2.081 + 58.3 \times 2.081$$

$$\sum M_O = 184.45 \text{ Ton-m}$$

POSICION DE LA RESULTANTE

$$d = M / F$$

$$d = 184.45 \text{ T-M} / 75.456 \text{ T}$$

$$d = 2.44 \text{ m} \rightarrow \text{está en el tercio medio}$$

(1.38 m < d = 2.44 m < 2.77 m) $\rightarrow$ Por tanto no existe volcamiento.

EXCENTRICIDAD

$$e = L / 2 - z$$

$$e = 4.15 / 2 - 2.44$$

$$e = 0.365$$

- ESFUERZO DEL SUELO

$$S = F / L A + 6 \times F \times e / (A \times L^2)$$

$$S = \frac{75.456}{4.15 \times 2} \pm \frac{6 \times 75.456 \times 0.365}{2.00 \times (4.15)^2}$$

$$S = 9.091 \pm 4.797 = 13.88 \text{ Ton/m}^2$$

$$S = 1.39 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow \text{El suelo sí resiste}$$

- CONDICION DE CONTRACCION

FUERZA ACTUANTE

$$F = 58.3 + 10.076$$

$$F = 68.376 \text{ Ton}$$

$$\sum \overset{\curvearrowright}{M}_O = -4.788 \times 1.98 + 10.076 \times 2.081 + 58.3 \times 2.081$$

$$\sum \overset{\curvearrowright}{M}_O = 132.81 \text{ Ton} - \text{M}$$

POSICION RESULTANTE

$$d = 132.81 / 68.376$$

$$d = 1.94$$

$$(1.38 < 1.94 < 2.77)$$

EXCENTRICIDAD

$$e = 2.075 - 1.94$$

$$e = 0.135$$

Por lo tanto, las dimenciones adoptadas son correctas por tanto resiste las fuerzas, no hay volcamiento - ni para las fuerzas de expansión como las de contracción.

C A P I T U L O I X

SISTEMAS DE RIEGO

(J.A. MEDINA SAN JUAN)
Ediciones Mundi-Prensa-1981

9.1 GENERALIDADES

Las definiciones clásicas de Riego hablan de un medio de aplicar el agua artificialmente a los cultivos para complementar la acción de la lluvia. El estudio de los parámetros que intervienen en el riego y de las relaciones suelo-planta-agua, llevaron a la conclusión de que la definición era demasiado general, pues habrá - además que poner el agua a disposición de la planta para que ésta pudiera aprovecharla mejor.

De ésta forma surgio una definición más concreta del riego, como un medio artificial de aplicar el agua a la zona radicular de los cultivos de forma que ésta pudiera ser utilizada al máximo.

(Misión de Israel)
S. Eljanani

En muchas partes del mundo constituye el riego un factor primordial en la determinación del nivel de vida de una gran parte de la población rural. El desarrollo de los recursos de agua nacionales y la Institución de planes de riego, constituyen la piedra fundamental de la Política Económica de Países más o menos desarrollados.

La técnica del riego eficaz y la aplicación de programas racionales de riego, requiere un profundo estudio y una gran experiencia. Las malas Políticas de riego, aún si es usada agua de alta calidad, pueden traer consecuencias desastrosas tanto para la planta como para el suelo, un riego abundante pero no uniforme puede producir una infiltración excesiva (por debajo del sistema de raíces) de los elementos nutritivos del suelo, excesivo crecimiento vegetativo, crecimiento de hiervas nocivas, mala aereación del suelo y gran cantidad de enfermedades del suelo y la planta, un riego insuficiente motivará un mal desarrollo de las raíces, frecuentes períodos de alta tensión de humedad y una reducción de la producción. El riego parcial de áreas de baja precipitación anuales, producirá la salinización de la capa superior del suelo.

El establecimiento de unidades agrícolas regadas requiere inversiones relativamente altas y considerables gastos de mantenimiento y de operación, con el objeto de conseguir altas uniformidades de aplicación y eficien-

tes de riego, debe proporcionarse debida atención a los siguientes factores:

- Elección del método de riego
- La investigación de la humedad adecuada al cultivo y las características del suelo.
- La planificación y ejecución del sistema.
- La elección del grupo en base a investigación y experiencia.
- La eficiente operación del sistema dentro de los límites para el que fue planeado.

SISTEMAS DE RIEGO

DIVERSOS SISTEMAS UTILIZADOS

(F. DOMINGUEZ. GARCÍA-TEJERO)
El Riego. (Su importancia y su Técnica)
Editorial Dossat S.A. (Madrid 1971)

El agua que conduce la última ramificación de las acequias ha de experimentar aún una nueva distribución, para que se extienda por toda la superficie del suelo con la posible uniformidad; el agua deberá, además, circular por la tierra con débil velocidad para evitar erosiones, y es conveniente, en todos los casos, que antes de ser absorbida se airee lo suficiente.

La distinta manera de conseguirlo da origen a

los diferentes sistemas de riego, eligiéndose, en cada caso, el más conveniente en relación con la naturaleza de las plantas que hayan de regarse, la pendiente y dimensiones de los bancales, la permeabilidad del suelo y el módulo de riego que se utilice.

Con los sistemas de riego pueden formarse dos grandes grupos:

Sistemas tradicionales o por gravedad, conocidos vulgarmente de "Riego de Pie" y sistemas modernos o por conducción forzada; en los primeros el agua es conducida por su propio peso por medio de acequias con la pendiente apropiada, y en los segundos se utiliza tuberías por las que el agua circula a presión.

Los riegos a gravedad pueden referirse a tres sistemas que a su vez se dividen en varios métodos con diversas modalidades.

A. Por Escurrimiento o Rebosadura

Con este sistema se obliga al agua a desbordarse por las regueras, extendiéndose por la superficie del suelo, formando una tenue lámina que circula con cierta velocidad, hasta ser recogida por azarbes o colectores.

B. Por Sumersión



El agua cubre todo el terreno permaneciendo estancada o dotada de una débil velocidad.

C. Por Infiltración

En este sistema de riego el agua escurre, sin tocar a la planta, llegando a sus raíces por capilaridad a través del terreno.

A su vez los riegos modernos o de conducción forzada admiten otros tres sistemas:

D. Por Infiltración Subterránea

En la que el agua se conduce a presión por tubos subterráneos porosos o perforados, de los que rezuma el agua y se difunde en la tierra por capilaridad.

E. Por Goteo

Sistema reciente de origen Israelí mediante el cual se conduce el agua directamente a las raíces de las plantas con caudales insignificantes, permitiendo elevar al máximo la eficiencia del riego.

F. Por Aspersión

Que constituye teóricamente el sistema más perfecto, por asemejarse a la lluvia; es el practicado

en jardines con regaderas y mangas de riego, y en fincas extensas con instalaciones costosas, el agua cae sobre la planta en forma de lluvia artificial, lavando las hojas y empapando el terreno.

En el riego por aspersión el agua es conducida e impulsada a presión, bien elevada de pozos o de concesiones de ríos, o conducida por las mismas acequias de los riegos de pie, pero en este caso ha de ser impulsada en tuberías por un grupo moto-bomba transportable que hace su toma en las mismas acequias.

9.2 SISTEMA DE RIEGO A GRAVEDAD

Subdivisión en Métodos de los Sistemas por Gravedad

Los tres primeros sistemas antes indicados pueden subdividirse a su vez en los siguientes métodos:

- a. Por regueras horizontales
- b. Por regueras inclinadas
- c. Por planos inclinados o a simple arriate
- d. Por dobles planos inclinados a doble arriate

El sistema de sumersión, éste método es muy frecuente en España, puede ser clasificado:

- Sumersión natural
- Sumersión artificial

Subdividiéndose éste último en dos métodos:

- a. Por inundación temporal o riego a manta
- b. Por inundación permanente

El sistema por infiltración, tal vez es el más usado, admite también los siguientes métodos:

- a. En los cultivos herbáceos
- b. En los cultivos arbóreos

En el presente estudio nos vamos a referir al método por infiltración, por ser el más usado en nuestro medio.

Sistema de Infiltración

Este método difiere de los nombrados anteriormente en que el agua no se pone directamente en contacto con la planta, a cuyas raíces llega por capilaridad a través de la tierra.

El riego por capilaridad tiene la ventaja de que la tierra que rodea a la planta no se apelmaza, como ocurre, por ejemplo, con el riego a manta, que crea una costra sobre la superficie.

Se adapta particularmente a los terrenos de permeabilidad media; si ésta es pequeña el agua queda retenida y tarda en filtrarse, haciendo lenta la operación,

y si el terreno es muy permeable se filtra la mayor parte en sentido vertical, llegando horizontalmente a las raíces de las plantas tan solo una cantidad exigua, siendo el riego deficiente y exigiendo, en cambio, grandes volúmenes.

Este sistema de filtración se presta lo mismo a los cultivos herbáceos que a los leñosos, utilizándose, entre los primeros, en el riego de la remolacha, patatas, plantas de huerta, etc., y en general en todas aquellas que se disponen en caballones.

Método de Infiltración en los Cultivos Herbáceos

Cuando haya de regarse plantas herbáceas no suelen ser permanentes las conducciones de agua, reducidas en este caso a simples surcos, que en el cultivo extensivo se forman como consecuencia del reclace de las plantas. El surco que queda entre cada dos lomos suele tener poco más de unos 15 centímetros de profundidad y unos 30 de ancho superior, y por ellos se hace circular el agua.

Para que la filtración se haga en buenas condiciones, la pendiente deberá ser pequeña, del 1 al 2 por 1000, y la longitud puede ser cualquiera, teniendo como límite máximo la del campo que haya de regarse, alcanza en terrenos de pendiente uniforme y permeabilidad media hasta 200 y 300 metros, siendo frecuente longitudes

medias de 100 a 200 metros.

La separación entre cada dos surcos puede variar desde 60 cm hasta 2 y 3 metros, disponiendo el terreno, en este caso en platabandas, que ocupan los cultivos, y circulando el agua por los surcos a uno y otro lado. El ancho de la platabanda deberá ser menor, evidentemente en terrenos de poca permeabilidad.

El cálculo de la unidad superficial de riego difiere en este sistema, ya que el cociente del módulo por la permeabilidad nos dá la superficie filtrante, pero no la de la parcela, puesto que ésta ha de venir incrementada en la superficie que no se moja.

En terreno poco inclinado podrán disponerse los surcos en el sentido de la máxima pendiente, en cuyo caso la alimentación será directamente por la reguera que domina a la parcela. Esta reguera tomará el agua de la boquilla de riego que lleve la acequia y la distribuirá a varios surcos simultáneamente, según el caudal de que se disponga y el que precise cada surco, en función de su pendiente y longitud y de la permeabilidad del terreno. La reguera de distribución no es permanente y se construye anualmente al dar las labores.

En los terrenos muy pendientes se disponen los surcos en el sentido de las líneas horizontales, o un poco sesgados si son muy largos para que escurra

el agua con facilidad. En este caso la reguera, o regueras, de alimentación se disponen oblicuamente al sentido de la máxima pendiente, de modo que la velocidad del agua no resulte excesiva ni deficiente.

Método de infiltración en los Cultivos Arbóreos

Se aplica éste método al riego de frutales con gran sencillez, disponiendo una foseta que rodee en su totalidad o en parte cada tronco, a la que se conduce el agua necesaria.

Puede esto conseguirse estableciendo regueras entre cada dos calles, en el sentido de la máxima pendiente, de las que partan surcos, a uno y otro lado, para que conduzcan el agua a cada foseta.

Este método tiene la ventaja de dosificar exactamente el agua de cada árbol, quedando, por tanto, regada toda la superficie con gran uniformidad; exige, en cambio, terrenos bien nivelados con pendientes muy pequeñas. (ver lámina 2.1)

9.3 SISTEMA DE RIEGO POR ASPERSION

(F. Domínguez García-Tejero)
El Riego (Su Implantación y su Técnica)

Elementos de una Instalación



Cualquier instalación de riego por aspersión consta de los siguientes elementos: 1. un grupo motobomba 2. tuberías principales o madres; 3. tuberías secundarias o regadoras; 4. aspersores; 5. además de estos elementos principales intervienen otros accesorios sin los cuales no sería posible efectuar las tomas y enlaces.

La finalidad de estos elementos es la siguiente:

1. El grupo motobomba es el encargado de impulsar el agua a presión en las tuberías madres.
2. Estas, generalmente de gran diámetro, distribuyen el agua por la finca.
3. Las tuberías regadoras, o tuberías secundarias, de menor diámetro, derivan de las tuberías madres y sobre ellas se implantan los aspersores.
4. Son los aspersores los elementos encargados de efectuar el riego, dejando salir el agua a presión en forma de lluvia, esparciéndola alrededor formando un círculo, de radio variable, de modo que quede distribuida con la mayor uniformidad posible.
5. Los elementos accesorios son los de unión de las tuberías entre sí; los tubos soportes de los aspersores, los codos y conos de reducción del diámetro de las tuberías, las válvulas, manómetros, etc.

Clasificación de las Instalaciones

Por lo que respecta a la distribución de las tuberías pueden ser: Instalaciones Fijas, móviles, mixtas.

Siendo el método mixto el más usado; en este la bomba y las tuberías madres están instaladas de modo permanente, debiendo trasladar las tuberías regadoras, de uno a otro lado, hasta dejar regado todo el terreno; la tubería madre va enterrada a 70 u 80 centímetros de profundidad, con tomas regularmente distribuidas para acoplar las tuberías regadoras, en sentido perpendicular al de las tuberías madres hasta terminar el riego y proceder a su traslado para empezar de nuevo.

Tubería

Son hechas de aluminio o chapa liviana de acero galvanizado, también se usan las de acero estirado y comienzan a utilizarse la de cloruro de polivinilo y de polietileno.

Cualquiera que sea la naturaleza de estas tuberías, metálicas o de plástico, están constituidas por elementos de 6 metros de longitud, salvo las de polietileno, y los empalmes de unos con otros han de cumplir la condición de poder hacerse con rapidéz, de ser perfectamente estancos en funcionamiento y permitir cierta

holgura en los movimientos, para que cada dos elementos consecutivos de tubería puedan formar ángulos entre sí y se amolden mejor al terreno.

Existen numerosos sistemas de acople según trabaje la instalación a presiones bajas y medias o presiones altas; un ejemplo de acoplamiento rápido se presenta en la figura 34, en el que se enchufa simplemente el extremo de un tubo en el interior de otro.

Otro dispositivo de acople rápido, que permite presiones hasta de 15 atmósferas es de la figura 35 de unión cardan, en el que el cierre hermético se efectúa mecánicamente desde el exterior.

Aspersores

Los aspersores son los instrumentos destinados a efectuar el riego y de ellos depende de que este se realice bien, por quedar el agua uniformemente repartida, esto no se consigue nunca, pero si hemos de aproximarnos cuanto sea posible.

La presión del agua mediante diversos dispositivos hace girar a los aspersores, que de este modo riegan un círculo cuyo radio depende del tipo de aspersor utilizado y la presión del agua.

Estos trabajan a presiones bajas medias y altas, los de baja presión cubren en círculo de 6 a 12 metros de radio, los de presión media pueden alcanzar hasta 25 metros y los de alta presión de 40 a 60 metros y aún más.

Los más usados son los de presiones bajas y medias, especialmente los segundos, en ellos el giro puede hacerse por reacción o por choque y por engranaje los de alta presión.

Los aspersores de choque son los más usados (figura 36 y 37). La lámina cortachorros tiende a cerrar la boquilla por la acción de un resorte y a su vez la presión del agua vence la resistencia hasta que la acción del resorte vuelve a comprimirlo, dando a la lámina cortachorros un movimiento alternativo, facilitando la uniformidad en la distribución del agua a distancias cortas; el choque de la parte posterior de la lámina con el aspersor produce el giro.

Los aspersores de este tipo suelen tener dos toberas, la segunda sin lámina cortachorros para distancias grandes.

Estos aspersores trabajan a presiones medias, con radios de acción variable según los tipos; los hay con alcances de 12 a 25 metros.

Cualquiera que sea el tipo de aspersor, el chorro de agua, a la salida, deberá formar un ángulo con la horizontal para poder regar a la mayor distancia posible, éste ángulo suele ser de 30 grados.

Montaje de Aspersor

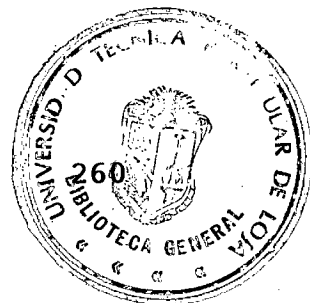
Cada una de las casas constructoras tienen su propio sistema para montar los aspersores sobre las tuberías regadoras, así en la figura 38A se ve una brida rodeando el tubo, cuya finalidad es asegurar la unión del aspersor.

En la figura 38B, que en el acoplamiento de los tubos presenta una derivación en uno de ellos.

Estos dispositivos están indicados cuando el aspersor haya de quedar instalado a poca altura sobre el suelo, pero frecuentemente ha de dársele una mayor elevación según la altura de las plantas que haya de regarse; en estos casos se instalan tubos verticales intermedios, de la longitud que convenga, que puede ser de hasta 8 metros como máximo, en cuyo extremo superior se rosca el aspersor.

Disposición de los Aspersores

Una de las mejores ventajas del riego por aspersión respecto a los métodos por gravedad, es la mayor unifor-



midad del primero en la distribución del agua, si bien ésta nunca puede ser análoga a la de la lluvia, lo que obliga a establecer diversos dispositivos en la colocación de los aspersores, para aproximarse en lo posible; tenemos los siguientes:

- Disposición en cuadrado
- Disposición en rectángulo
- Disposición en triángulo

Nos referimos en este sistema a la disposición en cuadrado por ser una de las soluciones más usadas y que consiste en:

Disposición en Cuadrado

Si designamos por R el radio del círculo regado por cada aspersor, podremos colocar estos a la distancia $2R$ en las tuberías regadoras y distancias estas entre sí también $2R$, de modo que los aspersores (figura 42) ocupen los vértices de un cuadrado.

Los círculos mojados serán entonces tangentes entre sí y dejarán en el centro de cada cuadrado una zona no regada, equivalente al 21.5 por 100 de la superficie.

Si pretendemos que no quede espacio alguno sin regar será preciso disponer los aspersores de cada

cuadrado (figura 43) de modo que los círculos pasen por el centro del cuadrado respectivo, en cuyo caso la equidistancia de los aspersores en cada tubería y la separación de estas entre sí será de $R\sqrt{2} = 1.41R$.

En este caso cada dos círculos tendrán un segmento común, regado 2 veces, y la superficie regada por cada aspersor será de 63 por 100 del área de círculo dominado.

Disposición y Manejo de las Tuberías

Para efectuar el proyecto se precisa disponer, en primer término, de un plano con curvas de nivel de escala grande, sobre el que han de tantearse diversas soluciones de modo que pueda quedar regada toda la finca.

Conviene en términos generales, que las tuberías alimentadoras ocupen la dirección, de máxima pendiente, para que las tuberías de riego se amolden, en lo posible, a una curva de nivel, tiene esto por objeto que varía poco la presión entre los aspersores de una misma tubería

Tenemos los siguientes dispositivos elementales, que pueden darse en las tuberías:

- Disposición unilateral (figura 46)
- Disposición bilateral (figura 47)
- Disposición Central (figura 48)
- Disposición en Tridente (figura 49)

Nos vamos a referir a la Disposición Bilateral, por cuanto la finca o parcela que vamos a regar es grande, convendrá disponer la tubería madre de modo que la atraviese y regar hacia uno y otro lado de ella.

El caso más sencillo será utilizar una sola tubería aspersora, que riege primero hacia un lado y después el otro o bien que riege primero la mitad de la parcela desplazándola en un sentido y después la otra mitad en sentido contrario.

De utilizar dos tuberías regadoras simultáneamente se las podrá desplazar paralelamente así mismo a partir de los extremos de la tubería alimentadora, que precisará, como es lógico, llevar un caudal doble que si se utilizarse una sola tubería aspersora.

Características del Riego por Aspersión

Pluviometría

Se refiere a la cantidad de agua recibida durante la unidad de tiempo y se expresa generalmente en milímetros por hora, y así una pluviometría de 10 mm.hora equivale a un caudal de agua de 10 litros por metro cuadrado o de 100 metros cúbicos por hectárea en el mismo tiempo, en el riego por aspersión suelen utilizarse pluviometrías de 3 a 20 mm/hora.

Coeficiente de Uniformidad

La uniformidad de riego se mide por un coeficiente determinado, entre otras fórmulas por la de Christiansen (1942), uno de los primeros investigadores del riego por aspersión y a quien se debe el coeficiente de uniformidad que determinó por la siguiente expresión:

$$Cu = 100 \left(1 - \frac{\sum d}{m \cdot n} \right)$$

En donde:

Cu = suma de desviaciones (en valor absoluto) -
de las pluviometrías en cada cuadrado

m = Pluviometría media

n = Pluviometrías (números)

$Cu = 80$ buena

$Cu = 50, 60$ mediana o mala

Coeficiente de Eficiencia

Según Christiansen, el coeficiente de eficiencia Ce es función del coeficiente de uniformidad Cu , calculado anteriormente, y viene dado por la siguiente fórmula:

$$Ce = 50 + \frac{Cu}{2}$$

Osea que para $C_u = 80$ por 100 se obtiene $C_e = 90$ por 100

Estudio Hidráulico

Velocidad Media

Para los estudios hidráulicos se considera una velocidad media que viene definida por la siguiente fórmula:

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

En donde:

V = Velocidad media m/s

Q = Caudal que conduce la tubería M^3/s

S = Área de la Sección m^2

Las tuberías tienen sección circular, por lo que designando por D al diámetro, la expresión anterior toma la siguiente forma:

$$V = \frac{4Q}{D^2}$$

Pérdida de Carga

Designado por la letra H (m) a lo largo de la longitud l de la tubería.

Cálculo de Tuberías

La pérdida de carga en una tubería es debida al rozamiento del agua en movimiento, en el que influyen tres factores:

1. La superficie de rozamiento, osea el perímetro de la sección y la longitud de la tubería.
2. La velocidad media del agua
3. La rugosidad de las paredes

Entre las fórmulas modernas son muy usadas las de Scimemi, aplicadas a las conducciones de amianto cemento (uralita), la de Tissot, a tuberías de plástico, y las de Scobey para tuberías de metales ligeros, que son los más utilizados en riego por aspersión.

Según Scobey la pérdida de carga unitaria j , en tuberías de acero o de aluminio viene dada por la siguiente fórmula empírica:

$$j = K \frac{v^{1.9}}{1.000 d^{1.1}}$$

Donde: $j = \frac{H}{l}$

Siendo:

H = pérdida de carga en toda la tubería (m)

l = su longitud (m)

K = Coeficiente de Asperidad (depende de la naturaleza de las paredes de la tubería).

V = Velocidad media del agua en pies/s

d = diámetro de la tubería (pies)

Para el coeficiente K se han dado los siguientes valores:

Tuberías nuevas de acero soldado 0.32

Tuberías de aluminio con empalmes 0.40

Tuberías de acero galvanizado con empalmes ... 0.42

La fórmula de Scobey puede referirse al sistema métrico decimal, teniendo en cuenta que un pie equivale a 0.3048 metros, y sustituyendo j por su igual $\frac{H}{l}$ expresando H y l en metros y designando por V y por D la velocidad y el diámetro, en metros por segundo y en metros respectivamente, se obtiene:

$$H = K \frac{1}{1000 \times (0.3048)^{0.8}} \frac{V^{1.9}}{D^{1.1}}$$

Lo que nos permite obtener la pérdida de carga total H , en metros, de una tubería de 1 metro de longitud y un diámetro de D metros, cuando el agua lleva una velocidad media de V metros por segundo, en todos los casos la velocidad está relacionada con el caudal

RIEGO POR ASPERSION

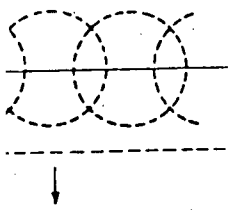


FIG. 46
Disposición unilateral de las tuberías regadoras

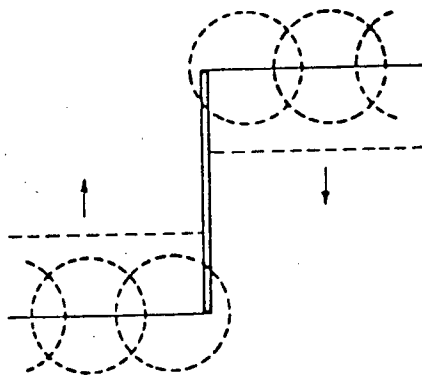


FIG. 47
Disposición bilateral de las tuberías regadoras

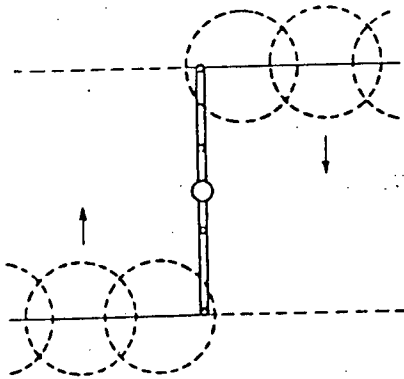


FIG. 48
Disposición central

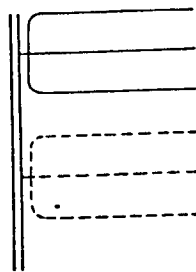
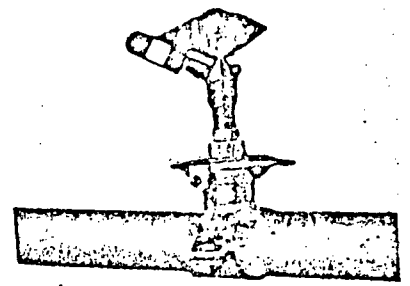
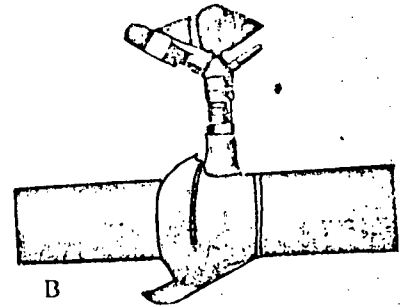


FIG. 49
Disposición en tridente



A



B

FIG. 38
Sistemas de colocación de los aspersores en las tuberías (cortesía de VEGARADA, S. A.)

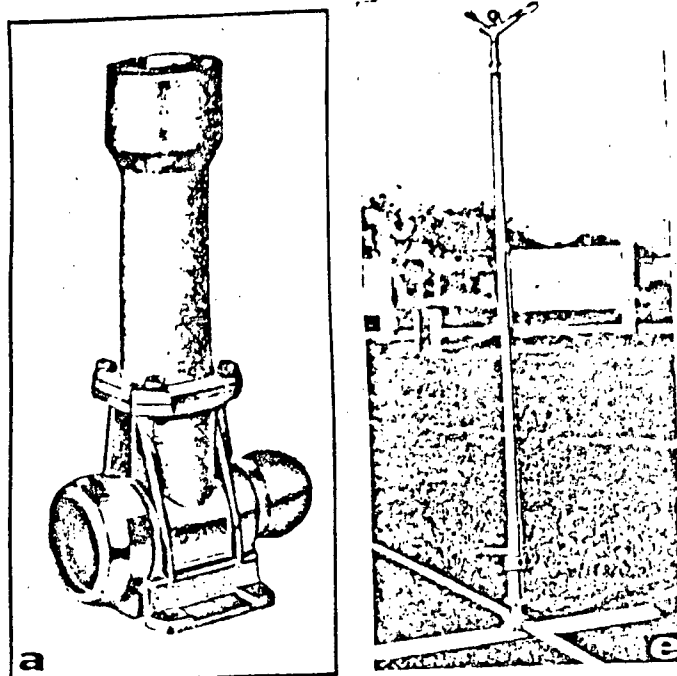


FIG. 39

a) Pieza intermedia de acople por simple enchufe;
e) tubo vertical soporte del aspersor (cortesía de SEP-
PIC IBÉRICA, S. A.)

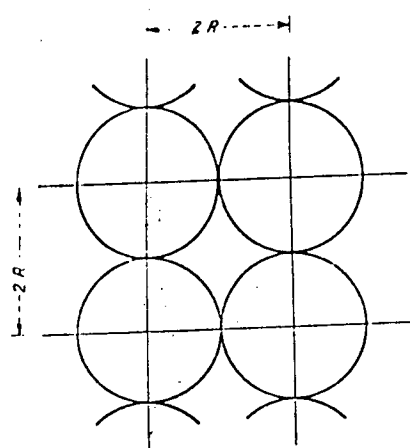


FIG. 42

Disposición en cuadrado, círculos tangentes

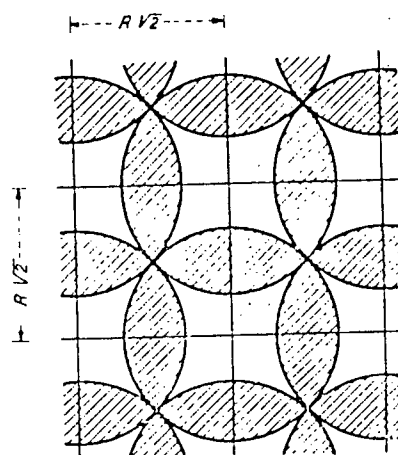


FIG. 43

Disposición en cuadrado, círculos secantes

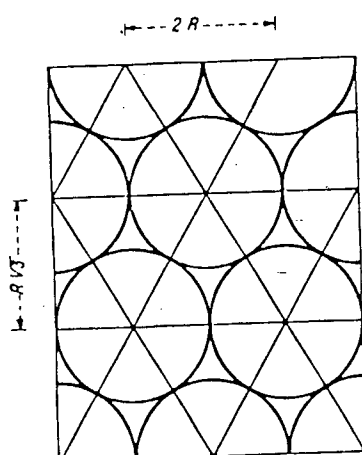


FIG. 44

Disposición en triángulo, círculos tangentes

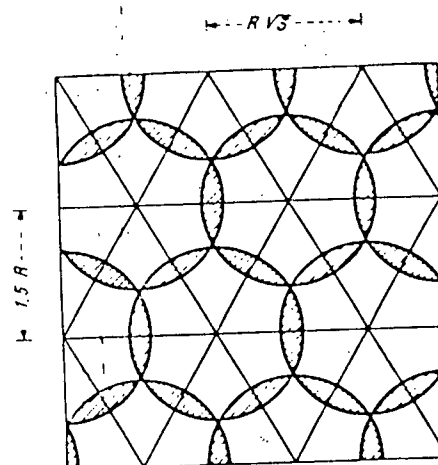


FIG. 45

Disposición en triángulo, círculos secantes

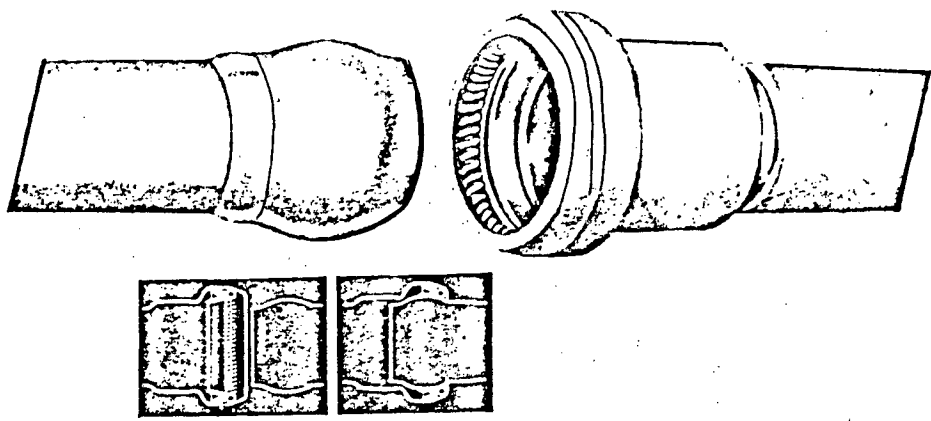


FIG. 34

Tuberías de acople rápido sistema A B C (cortesía de SEPPIC-IBÉRICA, S. A.)

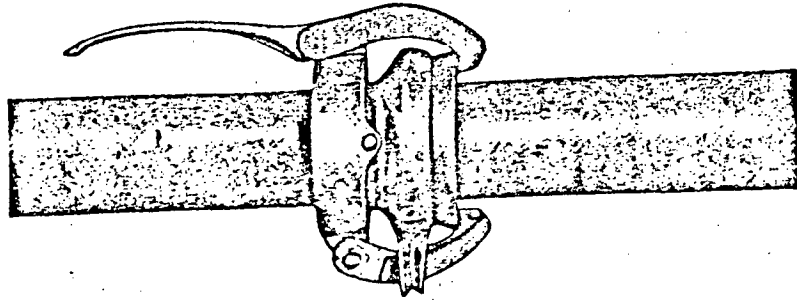


FIG. 35

Tuberías de acople rápido con unión cardan (cortesía VEGARADA, S. A.)

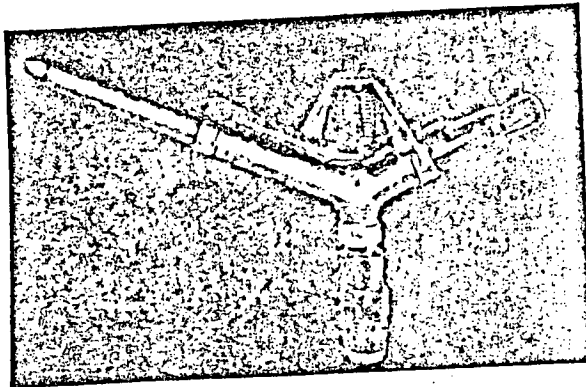


FIG. 36

Aspersor de dos toberas modelo 80 B (cortesía de SEPPIC IBÉRICA, S. A.)

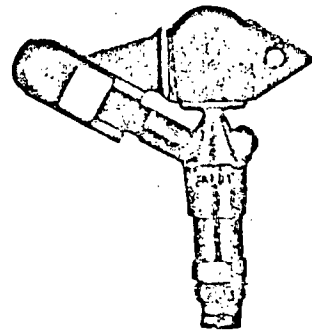


FIG. 37

Aspersor PERROT de una tobera modelo ZA 30 (cortesía de VEGARADA, S. A.)

en metros cúbicos por segundo y con el diámetro D en metros, por la expresión.

Ahora hacemos un estudio del riego por aspersión de una finca modelo como se puede ver en la lámina (2.2)

Sistema de Riego

Se puede admitir que se va a regar una finca de perímetro casi rectangular, mediante una elevación de agua de una acequia que linda con la finca.

Los aspersores se los puede disponer en cuadrado, por ser la solución más usada.

Tomas y Tuberías

La tubería madre será de aluminio por ser la más utilizada, por economía sobre las de fundición, utilizando la unión gibault, que permite que cada dos tramos consecutivos formen un cierto ángulo.

Las tuberías regadoras serán también de aluminio, con elementos de 6 metros de longitud; en ellos se distribuyen los aspersores, siendo necesario que la equidistancia sea múltiplo de los 6 metros de la tubería madre y quedando el último a otros 6 metros de la linde.

La estación de bombeo convendrá instalarla, de modo permanente, en el punto central de la linde que limita con la acequia, haciendo que la tubería de impulsión de la bomba, que actuará como tubería madre en riego por aspersión, atraviese la finca, y utilizando la disposición bilateral, colocando a uno y otro lado las tuberías aspersoras, que serán móviles, corresponderá por tanto, la distribución adoptada al sistema mixto, con bomba y tuberías madres fijas y tuberías aspersoras portátiles.

De este modo la longitud de las tuberías regadoras será:

$300 - 6 = 294$ metros; el extremo de la tubería principal también quedará a 6 metros de la linde, y por tanto su longitud será: $385 - 6 = 379$ metros.

La equidistancia de 12 metros entre aspersores obligan a la disposición en cuadrado a distanciar las tuberías regadoras entre sí otros 12 metros, debiendo quedar la primera a 6 metros de la linde de la acequia, por lo que la tubería ha de llevar 32 tomas distanciadas 12 metros, la primera a 6m. de la acequia y la otra 6m. de la otra linde; en cada uno de éstos tramos tendremos de una llave compuerta, con manómetros que permitirá además, del cierre, regular las presiones en las tuberías aspersoras.

TABLA NÚM. 9.—PERDIDAS DE CARGA, EN METROS, POR CADA CIEN METROS DE TUBERIA DE ALUMINIO, CON ACOPLERES CADA SEIS METROS, PARA UN COEFICIENTE $K = 0,40$

CAUDAL M ³ /s.	D I A M E T R O S						
	2" = 50,8 mm.	2,5" = 63,5 mm.	3" = 76,2 mm.	3,5" = 88,9 mm.	4" = 101,6 mm.	4,5" = 114,3 mm.	5" = 127,0 mm.
0,001	0,72	0,24	0,10	H < 0,10 m.			
0,002	2,68	0,90	0,37	0,17	H < 0,10 m.		
0,003	5,78	1,94	0,79	0,37	0,19	H < 0,10 m.	
0,004	9,99	3,35	1,37	0,64	0,33	0,19	0,11
0,005	V > 2 m/s.	5,11	2,09	0,98	0,51	0,29	0,17
0,006		7,23	2,96	1,39	0,72	0,41	0,24
0,007		V > 2 m/s.	3,97	1,86	0,97	0,54	0,32
0,008			5,11	2,40	1,25	0,72	0,42
0,009			6,39	3,00	1,56	0,88	0,52
0,010			V > 2 m/s.	3,67	1,91	1,07	0,64
0,011				4,40	2,29	1,28	0,77
0,012				5,19	2,70	1,51	0,90
0,013				V > 2 m/s.	3,14	1,76	1,05
0,014					3,61	2,03	1,21
0,015					4,12	2,31	1,38
0,016					4,66	2,62	1,56
0,017					V > 2 m/s.	2,94	1,75
0,018						3,27	1,95
0,019						3,63	2,16
0,020						4,00	2,39
0,021						V > 2 m/s.	2,62
0,022							2,86
0,023							3,11
0,024							3,37
0,025							3,64
0,026							V > 2 m/s.

TABLA NÚM. 10.—FACTOR DE REDUCCION F , DE LA FORMULA DE SCOBEEY, EN FUNCION DEL NUMERO DE ASPERSORES DE CADA RAMAL LATERAL

Número de aspersores en cada ramal lateral	Coeficiente de reducción F		Número de aspersores en cada ramal lateral	Coeficiente de reducción F	
	$\alpha = \delta$	$\alpha = \delta/2$		$\alpha = \delta$	$\alpha = \delta/2$
1	1,0	1,0	12	0,376	0,349
2	0,625	0,500	14	0,370	0,347
3	0,518	0,422	16	0,365	0,345
4	0,469	0,393	18	0,361	0,343
5	0,440	0,378	20	0,359	0,342
6	0,421	0,369	25	0,354	0,340
7	0,408	0,363	30	0,350	0,339
8	0,398	0,358	35	0,347	0,338
9	0,391	0,355	40	0,345	0,338
10	0,385	0,353	50	0,343	0,337

Por igual motivo las tuberías secundarias llevarán 25 aspersores distanciados 12 metros, quedando el primero y el último a 6 metros de la tubería principal y de la linde respectivamente.

Aspersores

En la disposición en cuadrado han de tener los aspersores un radio de alcance igual a: $\frac{12}{2\sqrt{2}} = 8.5$ metros, con presiones de 1.5 a 2.0 Kg. por centímetro cuadrado, lo que es fácil encontrar en el mercado.

Distribución de los Riegos

Supongamos que en el mes de máximo consumo se necesita dar un riego semanal de $400 \text{ m}^3/\text{hect.}$ lo que obliga a regar la finca en los seis días hábiles de la semana.

Esto puede conseguirse fácilmente, en que con las 32 tomas ocuparán 64 posiciones las tuberías regadoras, la mitad a cada lado de la tubería principal.

El dispositivo más recomendable será utilizar tan sólo dos tuberías regadoras, comenzando por las tomas 1 y 32 simultáneamente, colocando la 1 hacia la derecha y la 32 hacia la izquierda, trasladándolas después, en el mismo día, paralelamente así mismas,

una vez terminado el riego, a las tomas 2 y 31 respectivamente. Con esta distribución se tardará seis días en regar toda la finca, para volver ha comenzar en el mismo orden en la semana siguiente.

Unidad Superficial de Riego

Será la faja de terreno limitada por cada dos posiciones consecutivas de las tuberías secundarias, tendrá una superficie de: $12 \times 300 = 3600 \text{ m}^2$.

Pluviometría y duración del riego

Si tenemos mediante el dispositivo empleado una pluviometría de: $\frac{1.44 \times 1000}{12 \times 12} = 10 \text{ mm/h}$, ya que cada tubería ha de regar cinco veces cada día, procedemos a instalar por la mañana las dos tuberías en los tramos que correspondan, una hacia la derecha y la otra hacia la izquierda de la tubería principal; se habrirán las compuertas respectivas y se pondrá en marcha el motor; dejándola funcionar libremente durante 4 horas; al cabo de ellas se parará el motor y se cerrarán las llaves compuerta, luego de que se oree el terreno, se traslada a la toma inmediata y se las deja funcionar 4 horas más, y así hasta completar con las 5 tomas.

Cálculo de las Tuberías

La pluviometría de 10 mm/h equivale a 10 Lit/h/m^2 -

y por tanto en la unidad regada se emplean cada vez:

$$\frac{10 \text{ Lit}}{\text{h} \times \text{m}^2} \times 3600 \text{ m}^2 = 3600 \text{ Lit/h} \div 1000 = 36 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$\frac{36 \text{ m}^3}{\text{h}} \times \frac{1 \text{ Lit}}{0.001 \text{ m}^3} \times \frac{1 \text{ h}}{3600 \text{ s}} = 10 \text{ lit/seg}$$

En la tabla No. 9 vemos que el menor diámetro que se puede utilizar, para que la velocidad del agua no pase de 2m/seg es de 3.5", con una pérdida de carga de 3.67 metros por cada 100 metros de tubería, como nuestra tubería tiene 294 metros la pérdida de carga será:

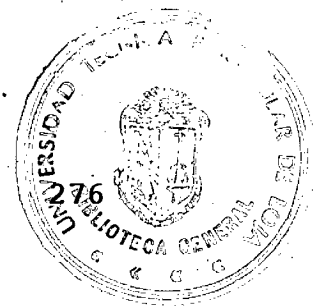
$$100 \quad \underline{\hspace{1cm}} \quad 3.67$$

$$294 \quad \underline{\hspace{1cm}} \quad X$$

$$X = \frac{294 \times 3.67}{100} = 10.8 \text{ m.}$$

Esto en el supuesto caso de que la tubería tubiese una sola salida, pero como lleva 25 aspersores; habrá que multiplicar por el coeficiente reductor 'F' de la tabla No. 10, que con nuestro dispositivo es de 0.340, luego la pérdida de carga efectiva será = 10.8 m x 0.34 = 3.7 m. equivalente a una pérdida de presión de 0.37 Kg/cm².

El caudal de 36 m³/h, distribuidos en los 25 aspersores da para cada uno 1.44 m³/h condición que



ha de cumplir el que elijamos, lo que depende de la presión y del diámetro del orificio de salida.

VELOCIDAD MEDIA

$$V = \frac{4 Q}{\pi D^2} = \frac{4 \times 0.01}{\pi (0.088)^2} = 1.64 \text{ m/seg} < 2 \text{ m/seg}$$

TUBERÍA MADRE Y ELEVACIÓN

Con el dispositivo que hemos adoptado para el riego siempre habrá una tubería regadora que empalme con la tubería madre en la primera mitad de ésta, bien hacia la derecha o bien hacia la izquierda y otra en la segunda mitad, por la que podrá tener ésta dos secciones diferentes, una capaz de conducir 20 Lit/seg hasta pasar la 16 toma inclusive, y otra para 10 Lit/seg desde la 17 hasta el final.

$$20 \frac{\text{Lit}}{\text{seg}} \times \frac{0.001 \text{ m}^3}{1 \text{ lit}} = 0.02 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Con el valor de $0.02 \text{ m}^3/\text{seg}$ vamos a la tabla No. 9- vemos que nos da un diámetro menor que se puede utilizar para que la velocidad no pase de 2 m/seg es de 4.5" con una pérdida de carga de 4.0 m por cada 100 metros de tubería, como la tubería hasta la toma 16 tiene 188 metros la pérdida de carga será:

$$\begin{array}{rcl} 100 & \text{-----} & 4.0 \\ 188 & \text{-----} & \times \end{array} = \frac{188 \times 4}{100} = 7.52$$

Pero como lleva 16 tomas habrá que multiplicar por el coeficiente reductor F de la tabla No. 10 y que es igual a 0.345, luego la pérdida de carga efectiva será:
 $7.52 \times 0.345 = 2.6 \text{ m.}$

La bomba habrá de ser capaz de elevar el agua hasta una altura equivalente a la suma de la altura geométrica de la elevación, correspondiente al desnivel desde la superficie del agua hasta el punto más alto, más las pérdidas de carga por rozamiento de las tuberías de aspiración e impulsión, más las debidas a codos, válvulas, compuertas, reducción de sección, etc. y más 20 m. que es la altura manométrica equivalente a la presión de Kg/cm^2 , que debe llevar el agua a la entrada de las tuberías aspersoras.

9.4 SISTEMAS DE RIEGO POR GOTEO

RIEGO Y DRENAJE (1983)
Ing. Agrícola: José Zambrano

INTRODUCCION

En todas partes del mundo se han realizado grandes esfuerzos para perfeccionar técnicas de riego que permitan economizar el agua al máximo. Uno de los sistemas que ahora puede dar respuesta parcialmente a esta finalidad es el riego por goteo. Este sistema, en relación a los otros sistemas de riego (gravedad y aspersión), elimina las pérdidas de agua que son causadas en el trayecto y por evaporación superficial.

En todo el mundo ha surgido un gran interés por el método de riego por goteo que con sus múltiples ventajas ha dado buenos resultados en diversos cultivos y especialmente en zonas áridas o semi-áridas donde éste sistema ha resuelto muchos problemas tales como la salinidad de suelos, del agua, evaporación elevada, etc.

ANTECEDENTES

Las primeras pruebas de la aplicación del agua cerca de las raíces de la planta fueron realizadas al rededor del año de 1960 por medio de tuberías subterráneas de arcilla.

La primera aplicación del riego por goteo fue realizada hace mucho tiempo en los invernaderos de la Alemania Occidental, pero la introducción de este sistema en cultivos de campo, recién se ha practicado en éstos últimos años.

Con el desarrollo del plástico fueron introducidos los tubos de éste material de pequeño diámetro donde se han hecho orificios a través de los cuales sale el agua a una presión casi nula cerca de las raíces.

La evolución de este sistema fue muy rápida principalmente en Israel donde los colonos hacen esfuerzos para obtener buenos rendimientos en condiciones desfavorables de clima, escasez de agua, mano de obra y otros factores.

Actualmente el riego por goteo utiliza tubos plásticos donde se han colocado goteros con bajo caudal, este sistema en muchos países ha superado la etapa experimental para pasar al uso industrial.

DESCRIPCION DEL SISTEMA

Este método de riego está basado en la conducción del agua a presión hasta llegar a los puntos de dispersión, de donde el agua sale de los tubos de plástico sin presión a través de los goteros.

El cultivo debe estar ubicado en el área humedecida por los goteros.

En el suelo, el agua filtra principalmente gracias a la gravedad y a la baja tensión de humedad; pero estos valores pueden variar según el tipo de suelo. En efecto, en suelos arenosos solamente influye en la gravedad, por eso el esparcimiento lateral del tubo será pequeño y mayor la profundidad; pero en suelos pesados se obtiene la situación contraria.

En general, se compara el volumen de suelo humedecido como un bulbo de cebolla con capas que tienen diferentes contenidos de humedad a medida que se alejan del gotero.

DESCRIPCION TECNICA DE LOS ELEMENTOS DEL SISTEMA

La instalación para el riego por goteo consta de los siguientes elementos:

1. El "cabezal", que incluye medidor de agua, válvula "check", válvulas, manómetros, filtros y reguladores de presión o de caudal. Los componentes de este "cabezal" están indicados en la figura 1.

MEDIDOR DE AGUA

El tamaño del medidor de agua colocado en el sistema está de acuerdo al caudal que pasa por el "cabezal".

El medidor de agua permite registrar las cantidades de agua utilizadas, pero actualmente se utiliza un medidor de agua adjunto a una "válvula dosificadora" automática. Esta válvula se cierra automáticamente cuando la dosis de agua que fue fijada de antemano ha sido suministrada.

VALVULA "CHECK"

En el sistema de riego por goteo, el agua transporta a través del sistema el fertilizante disuelto.

En caso de un corte de agua, el fertilizante puede regresar al cabezal a la fuente principal de agua, se coloca después del medidor de agua una válvula check que tiene por objeto impedir el regreso de los fertilizantes disueltos.

VALVULAS

VALVULA PRINCIPAL

Permite conectar o desconectar la instalación de la fuente de agua al "cabezal".

VALVULA DE AIRE

Durante la fertilización, esta válvula evita el regreso del agua con fertilizantes disueltos a la fuente de agua, en caso de formación de vacío causado por la introducción del aire a la tubería.

VALVULA ROMPE-PRESION

Tiene por objeto "romper la presión" entre el punto de entrada del agua al tanque desfertilizante y el punto de regreso del agua al cabezal.

VALVULA DE ENTRADA

Del agua al tanque de fertilizante.

VALVULA DE SALIDA

Del agua con los fertilizantes disueltos del tanque a los goteros.

MEDIDORES DE PRESION (MANOMETRO)

Permite medir la presión del agua en la red de distribución y también controla la presión durante la fertilización.

FILTROS

Tomando en cuenta que los orificios de los goteros son de tamaño pequeño (1mm) existe el riesgo de ser obstruídos por materias extrañas contenidas en el agua, como: arena, materia orgánica, algas, costras de sal, etc.; por esta razón la filtración del agua es indispensable para el buen funcionamiento de los goteros y del sistema en general. Esta filtración se obtiene por medio de varios filtros cuyo tipo será seleccionado de acuerdo al material a eliminar, su cantidad y el equipo que está protegido por el filtro.

TIPOS DE FILTRO (Fig. 2)

a. FILTROS DE "LAMINA PERFORADA" O DE MALLA

Estos tipos son los mas utilizados en el riego por goteo. El principio de su funcionamiento se basa en la instalcaión de un obstáculo en la circulación del agua, el cual retiene las materias extrañas. Este obstáculo puede ser una lámina perforada o una malla.

b. FILTRO DE GRAVA

Este filtro es destinado para filtrar agua que contiene grandes cantidades de materia orgánica o cualquier material sólido.

c. FILTRO A TURBULENCIA

Este tipo de filtro "hidrociclón" es utilizado para separar del agua las partículas sólidas con arenas, usando una fuerza centrífuga.

REGULADORES

La regulación de la presión o del caudal es la condición indispensable para asegurar el buen funcionamiento del sistema de riego por goteo, pues en la red de distribución del agua, existen presiones mas altas que las requeridas, variaciones bruscas de presión, variaciones en el caudal como consecuencia de las obstrucciones de los filtros y diferencias de niveles topográficos entre partes del terreno que está regando

Para evitar estos problemas se utilizan reguladores que pueden ser de caudal o de presión.

TANQUE DE FERTILIZACION

Los tanques son recipientes o depósitos de metal

protegidos contra la acción destructiva de los fertilizantes por medio de pinturas, cromo, etc. Existen también de fibra de vidrio.

2. TUBERIAS DE CONDUCCION Y DE DISTRIBUCION

EL riego por goteo, el uso de tuberías de polietileno es lo más corriente. Este material tiene como ventajas: Conservar su salida por muchos años (más de 10 años), resistir a la corrosión, ser neutro a los elementos químicos y no estar influenciado por los efectos de la radiación solar. También se utilizan las tuberías de PVC para diámetros mayores de 50mm por ser las más baratas.

En el sistema de riego por goteo se tiene dos tipos de tuberías:

a. TUBERIA DE CONDUCCION DE AGUA

Cuyo diámetro es de acuerdo a la longitud de la tubería y caudal de descarga. En el mercado existen los diámetros siguientes: 25, 32, 40, 50, 63, 75, 90 mm.

b. TUBERIA DE DISTRIBUCION

O ramales de pequeño diámetro: 12, 16, 20, 25, 32, mm. En general son conectados perpendicularmente a las tuberías de conducción y sobre las cuales son insertados los goteros.

3. GOTEROS (Fig.3)

Son las boquillas de goteo a través de las cuales sale el agua de los ramales de plástico al suelo para ser absorbidos por la planta.

Los goteros son de plástico y su caudal puede variar de 1 a 10 litros por hora a una presión de 10, 15 m.

Los goteros pueden clasificarse en los siguientes grupos:

- a. Gotero tipo "Laberinto"
- b. Gotero a orificio "estrangulado"
- c. Gotero a Turbulencia
- d. Gotero de múltiples orificios
- e. Goteros incorporados

Seguidamente vamos a ser un estudio del sistema de riego por goteo de una finca modelo como se puede ver en la lámina (2.3).

PROYECTO DE UN SISTEMA DE GOTEO

RIEGO POR GOTEO
(Teoría y Práctica) J.A. Medina
San Juan. 1981

Se trata de implantar el riego por goteo en la parcela finca, lámina (2.3) que se va a dedicar al cultivo de aguacates. El marco

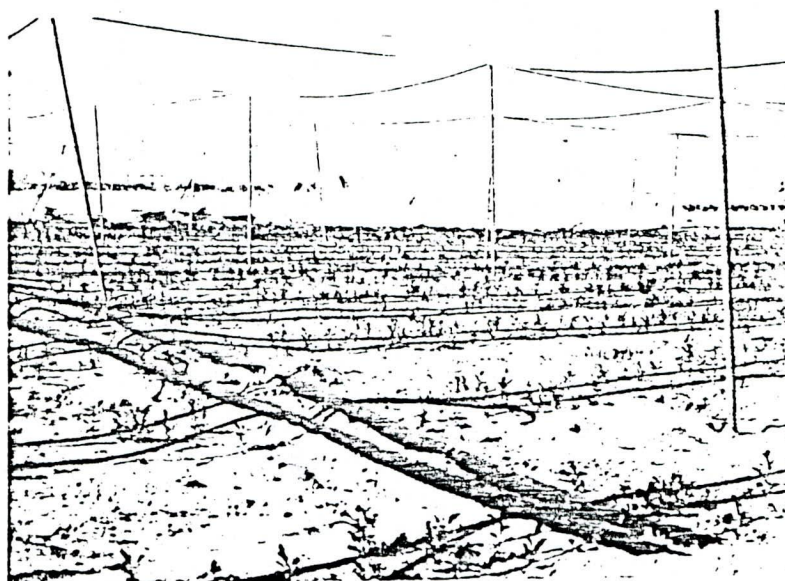
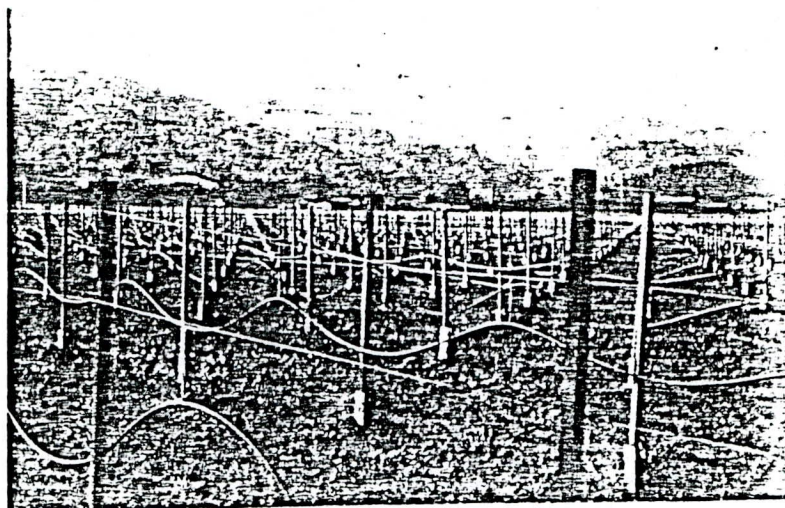


Fig. 56.—Montaje de ramales de goteo

EL CABEZAL DEL GOTEO

FIG Nº1

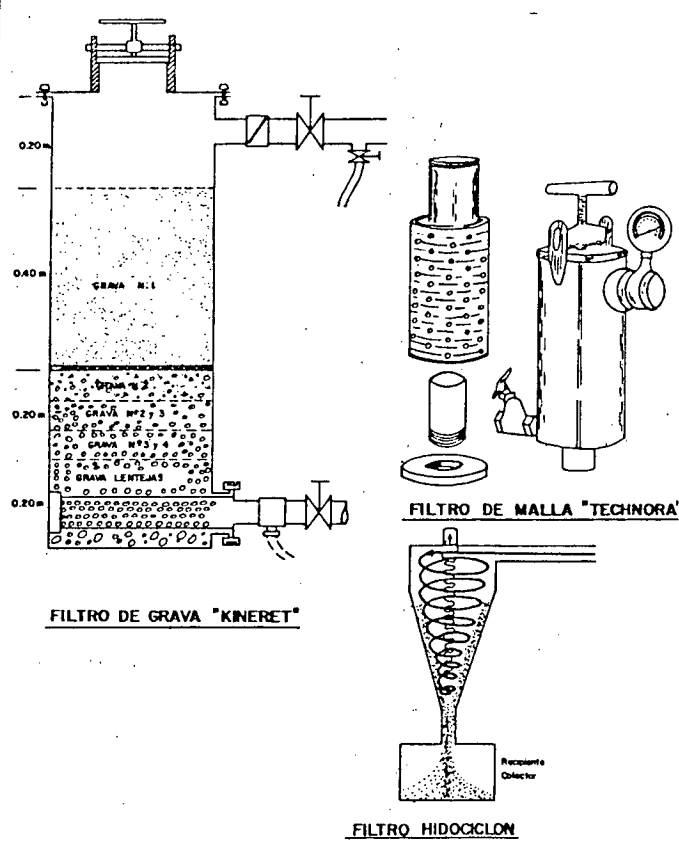
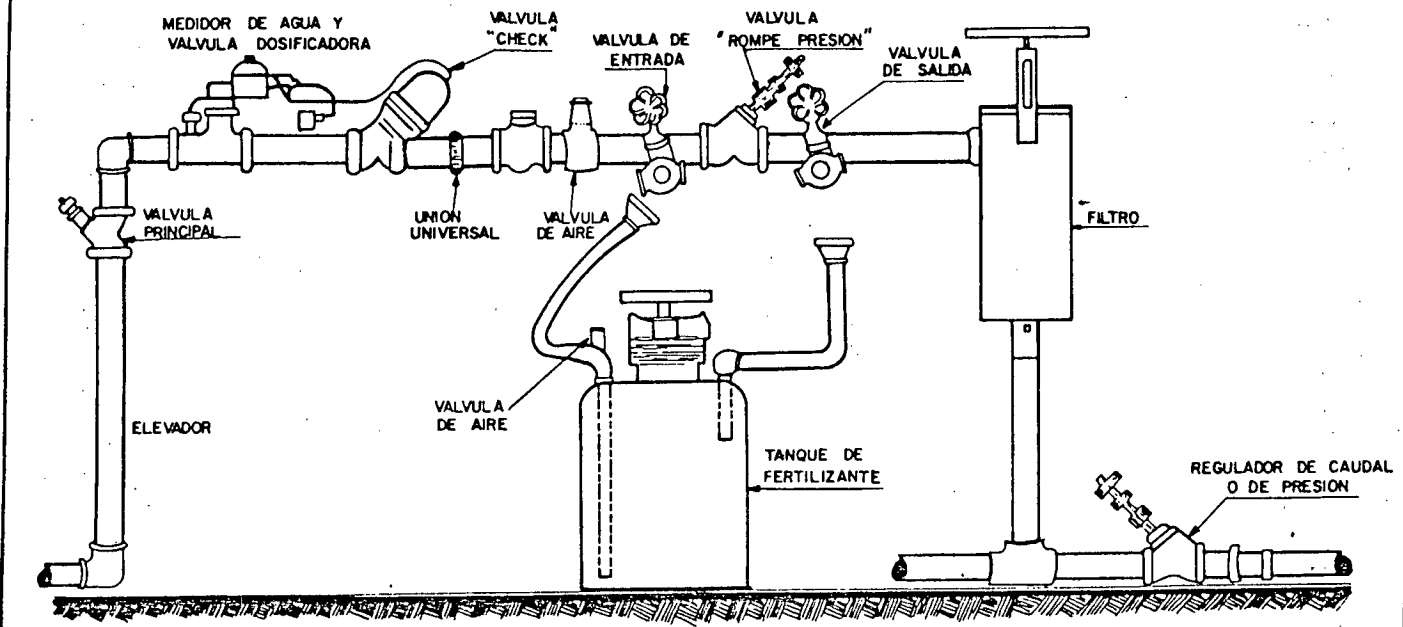


FIGURA Nº 2

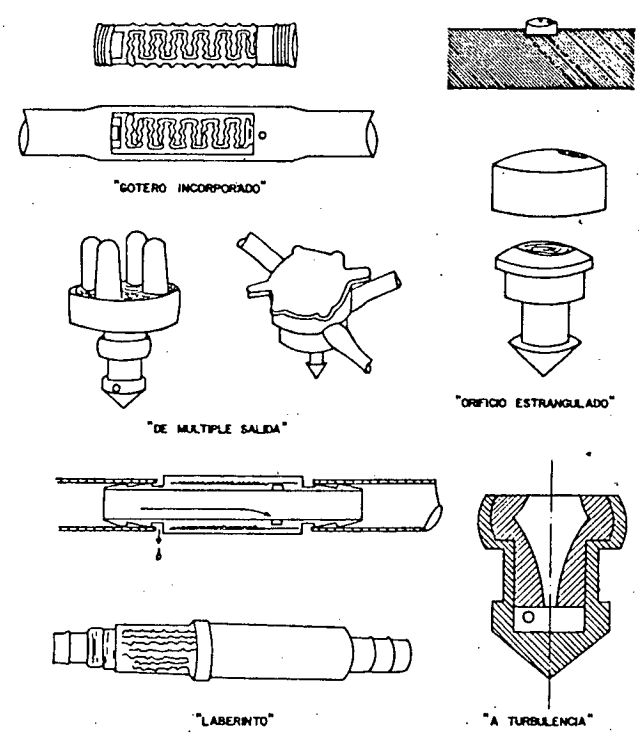


FIG. 3

de plantación será de 6 x 6 m.

El suelo es del tipo franco arcilloso. Según los cuadros 4.5 de la pág. 99 (riego por goteo) se determinan los siguientes valores: $C_e = 23\%$; $CM = 11\%$; $d_a = 1.30$

Profundidad media de la masa radicular: 0.40
(cuadro número 5)

1. Necesidades del cultivo

$$Tr = (0.1 + \text{Fracción de recubrimiento}) \times ETP \text{ mm/día}$$

Siendo:

Tr = Transpiración máxima

ETP = Evapotranspiración máxima que varía de 6.5 y 8.0; -
tanque tipo A, se asume 6.5 mm/día durante el período de cultivo.

$$Tr = (0.1 + 0.3) \times 6.5 = 2.6 \text{ mm/día}$$

2. Elección del Gotero

Vamos a escoger una disposición de riego en fajas con una tubería por línea de plantas y un gotero de 4 lit/hora a 15 m. de presión de trabajo de seis salidas por árbol.

3. Porcentaje de suelo mojado

Utilizando el cuadro número 3 obtenemos un porcentaje del 80%.

4. Dosis Máxima de Riego

$$D_{\text{máx}} = Y (CC - CM) da Z \frac{P}{100}$$

Siendo:

Y = El porcentaje de descenso de humedad permitido.

CC = Humedad correspondiente a capacidad de campo, en mm/m

CN = Humedad correspondiente en el punto de marchitez, mm/m

Z = Profundidad del suelo adecuada a las raíces de cultivo, en m.

P = Porcentaje del área que se va a humedecer

da = Densidad aparente del terreno

Y = 0.3 para cultivos sensibles a la sequía.

$$D_{\text{máx}} = 0.3 (230 - 110) \times 1.3 \times 0.4 \times 0.8 = 1.5 \text{ mm.}$$

$$\text{Dosis Real} = \frac{D_{\text{net}}}{R.T.X.C.U}$$

Siendo:

$D_{\text{net}} = Tr$ = Transpiración real

CU = Coeficiente de uniformidad de riego = 0.92

$$Dr = \frac{2.6}{0.9 \times 0.92} = 3.14 \text{ mm.}$$

5. Intervalo entre Riegos

Tomamos un día

6. Tiempo de Riego

$$tr = \frac{Dr \times Sa.Sb}{\bar{q}}$$

Siendo:

Dr = dosis de riego real

$Sa.Sb$ = Separación de goteros a lo largo de la línea portagoteros. (m)

$\bar{q}$ = Caudal de 1 gotero en lit/h

$$tr = \frac{3.14 \times 6 \times 6}{24} = 4.71 \text{ Horas}$$

7. Turnos de Riego

$$N \leq \frac{Fr \times h}{tr}$$

Siendo:

Fr = Frecuencia de riego (1 para días cálidos de verano y, 2, 3 días en el resto del año).

h = El número de horas de riego disponibles, cuyo máximo y deseado valor será de 24 h.

$$N \leq \frac{1 \times 24}{4.71} = 5.1$$

Pudiendo tomar un turno en la mañana y otro en la tarde

8. Cálculo de la Tubería

Para la tubería de laterales de goteo, utilizamos tubería de polietileno por ser la más barata hasta diámetros menores de 50 mm.

$$L = 290 \text{ m} \qquad n = 290/6 = 48 \qquad q = 1152 \text{ l/h}$$

Luego, con éstos datos vamos al (gráfico 17) pág. 85 (Libro riego por goteo).

Tenemos que para la tubería de PE necesitamos un diámetro de 20 mm, con una pérdida de carga unitaria $J = 0.07 \text{ m/m}$, y una pérdida de carga total de $h = 7.2 \text{ m}$.

Para el cálculo de la tubería principal:

$$L = 380 \qquad n = 63 \qquad Q = 12223 \text{ L/h}$$

Tenemos:

$$\text{PVC } \varnothing 110 \text{ mm} \qquad J = 1.5\% \qquad h = 5.7 \text{ m}$$

9.5 COMPARACION TECNICO-ECONOMICO DE LOS SISTEMAS PLANTEADOS

1. Primeramente tenemos el sistema de riego a gravedad, este sistema solo comprende de mano de obra no calificada por tener que excavar solamente los surcos por donde va a ir el agua a regar.

2. El sistema de riego por Aspersión; generalmente se considera que el mayor inconveniente del riego es el elevado coste de la instalación y el de la mano de obra necesaria para el traslado de las tuberías cada vez que se riega.

3. El método de riego por goteo es más complicado que cualquier otro sistema de riego (aspersión y gravedad) desde el punto de vista técnico. Así se requiere un nivel de conocimientos suficientemente elevados.

Por lo tanto se constituye este método en el más costoso, toda vez que la operación mantenimiento y especialmente la filtración y el control sobre los goteros, requiere una atención particular en el trabajo por eso el riego por goteo no es adecuado para todos los agricultores; y también por la gran cantidad de tubería que interviene en el sistema.

Haciendo tal comparación de los sistemas planteados anteriormente y con las consideraciones respectivas se puede recomendar el sistema a gravedad que resultaría ser el más barato y el más utilizado en nuestro medio.

Pero desde el punto de vista técnico-económico en comparación con el sistema por goteo resulta el sistema por aspersión; en este sistema el agua es aprovechada mejor que en el ha gravedad, la eficiencia de riego por aspersión varía entre el , 80 y el 90 por ciento, en cambio

el riego a gravedad no pasa el promedio del 65 por 100, e incluso en arenas muy permeables no pasa el 30 por 100.

C A P I T U L O X

PRESUPUESTO DEL PROYECTO

10.1 GENERALIDADES

Para la elaboración del presupuesto se parte de la cuantificación de las obras componentes del proyecto previamente diseñado, se tomará en cuenta también los precios referenciales correspondientes; todo esto nos llevará a estimar un costo global, para su posterior ejecución, la misma que estará sujeta a pautas técnicas y legales determinadas dentro de un plazo de realización estimado de antemano.

10.2 ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Se refiere a la estimación de los costos y precios de todos y cada uno de los rubros que conforman la obra.

Toda vez que en la conducción es necesario la construcción de obras especiales, estas requieren



para su análisis una gran cantidad de rubros; se a visto en la necesidad de realizar un análisis de los rubros más incidentes en el proyecto, y los rubros menores, se los ha tomado en cuenta, con un coeficiente denominado imprevistos.

1. Instructivo y Datos Básicos para el Cálculo

Como instrumentos básicos se adoptan las tesis de ingeniería de costos existentes en varios manuales y las especificaciones generales para la construcción de obras hidráulicas y trabajos complementarios por contrato.

Como datos básicos se usan los que indicamos a continuación:

a. Se aplican los salarios de jornales referenciales para el personal de acuerdo al Código de Trabajo y Leyes de la República, con los cuales se calculará el jornal real.

b. Se estima que la mano de obra a emplearse en la ejecución de los trabajos será de la calidad adecuada considerando la habilidad, laboriosidad y especialidad, procurando que queden balanceados y una administración del contratista que se acepta como buena.

2. Jornal Real

Para el cálculo del jornal real se ha tomado en cuenta:

- a. El jornal diario
- b. La remuneración anual, en base al jornal diario percibido
- c. Bonificación por costo de vida
- d. Décimotercer sueldo
- e. Décimocuarto sueldo
- f. Décimoquinto sueldo
- g. Remuneración complementaria
- h. Fondo de Reserva
- i. Aporte patronal
- j. SECAP e IECE
- k. Seguro campesino
- l. Transporte
- m. Días de trabajo en el año

Jornales de Trabajo

Los jornales de trabajo expuestos a continuación, son los mismos aprobados por el Ministerio de Trabajo y jornal real referencial para el cálculo de los precios unitarios.

Trabajadores de la Construcción

Ocupación Trabajadores de la Construcción.	Salario Nivel Mínimo	Nacional Real
---	-------------------------	------------------

CATEGORIA I

Peón	1.817.14	4.416.75
------	----------	----------

CATEGORIA II

Ayudante de Albañil	1.748.34	4.477.15
Ayudante de Carpintero	1.748.34	4.477.15
Ayudante de Fierro	1.748.34	4.477.15
Ayudante de Operador de Equipo	1.748.34	4.477.15
Ayudante de Plomero	1.748.34	4.477.15
Ayudante de Pintor	1.748.34	4.477.15
Ayudante de Electricista	1.748.34	4.477.15

CATEGORIA III

Pintor	1.900.00	4.782.48
Albañil	1.900.00	4.782.48
Carpintero	1.900.00	4.782.48
Fierro	1.900.00	4.782.48
Operador de Equipo Liviano	1.900.00	4.782.48
Plomero	1.900.00	4.782.48
Electricista	1.900.00	4.782.48

CATEGORIA IV

Maestro especializado	2.200.00	5.386.87
Maestro de estructuras título SECAP.	2.500.00	5.990.43

CATEGORIA V

Inspector de Obra	2.333.33	5.654.87
-------------------	----------	----------

OPERADORES Y MECANICOS DE EQUIPO PESADO

Ocupación Operadores Mecanicos de Equipos Pesados	Salario Mínimo	Salario Real
--	-------------------	-----------------

SECCION A: OPERADORES**GRUPO I**

Operador de Motoniveladora	3.768.67	8.201.13
Operador de Excavadora	3.768.67	8.201.13
Operador de grua puente	3.768.67	8.201.13
Operador de draga	3.768.67	8.201.13
Operador de tractor	3.768.67	8.201.13
Operador de cargadora frontal	3.768.67	8.201.13
Operador de mototrailla	3.768.67	8.201.13

GRUPO II

Operador de rodillo aut.	3.033.33	6.724.73
--------------------------	----------	----------

GRUPO III

Moto carga	2.933.33	6.523.40
------------	----------	----------

GRUPO IV

Martillo punzón	2.466.67	5.923.32
Operador de tractor de ruedas	2.466.67	5.923.32

SECCION B: MECANICOS**GRUPO I**

Mecánico de Mantenimiento	3.800.00	8.268.23
---------------------------	----------	----------

GRUPO II

Soldador acetileno eléctrico	3.533.33	7.731.35
Técnico mecánico eléctrico	3.533.33	7.731.35

SECCION C: SIN TITULO

Ayudante de mecánico	1.900.00	4.782.48
Ayudante de maquinaria	1.900.00	4.782.48

CHOFERES

Chofer clase II	1.873.34	4.930.13
-----------------	----------	----------

COSTO DE MATERIALES

A continuación se expone la lista de precios referenciales en los sitios de adquisición para el año 1991.

Descripción del material	Precio Unitario Material	Unidades
Piedra bola	6.275.00	m3
Ripio triturado	6.000.00	m3
Ripio tamizado	5.838.00	m3
Arena de mina	6.631.00	m3
Hierro estructural (acero en barras)	509.00	Kg.
Dinamita	3.300.00	Kg.
Fulminante	120.00	U
Mecha	180.00	M
Tablones (304 x 240 cm)	2.607.00	U
Duela (12 x 240 cm)	925.00	U
Tabla encofrado	1.121.00	U

Duela de eucalipto	930.00	U
Alfaguas (5 x 5 x 240 cm)	550.00	U
Pingos (10-15 cm)	503.00	M
Clavos	836.00	Kg
Alambre de amarre N-10	875.00	Kg
Focos 100 Watt	593.00	U
Cemento	79.00	Kg
Anfo	766.00	Kg
Diesel	103.04	Lt
Gasolina	108.32	Lt
Boquillas	329.00	U
Lubricantes y otros	1.358.00	Lt
Cascote	2.200.00	m
Agua	0.20	Lt
Pernos-tuercas	552.00	U
Gaviones	2.673.00	m
Alambre de cobre revestido	319.00	ml
Mangas ventilación túnel	1.700.00	ml
Alambre de amarre gavión	1.210.00	Kg
Acémila	1.200.00	U
Cinta de PVC-10 cm.	1.969.00	ml
Piedra sasílica	65.00	U
Imprimant	794.00	Kg

Nota: Los precios antes mencionados corresponden a la Zona

II: Loja, Azuay y Cañar.

3. Clasificación de los Materiales para Excavación

a. Para la excavación a mano, los materiales, han sido clasificados en la siguiente forma:

CLASE A. Materiales Suaves

- Suelos arcillosos
- Limos, arenas
- Materiales residuales

CLASE B. Materiales Duros

- Arcillas y limos consolidados o compactados.
- Congahuas
- Aglomerados

CLASE C. Rocas

b. Para las excavaciones a máquina, consideramos dos tipos de materiales que son:

- Sin clasificar
- Rocas

4. Rendimientos

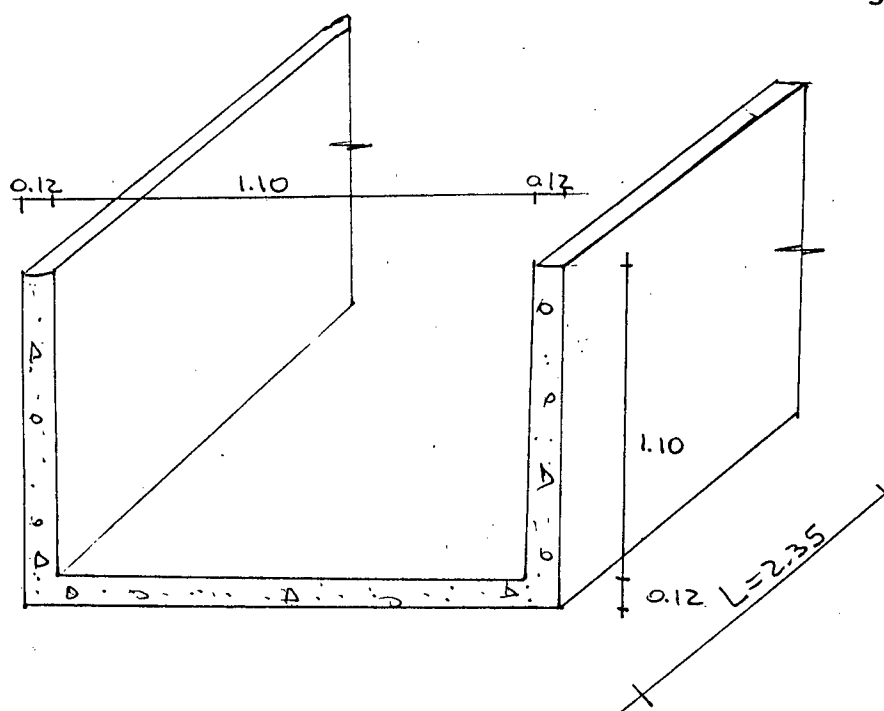
Para el cálculo de los precios unitarios se han considerado rendimientos promedios obtenidos por los contratistas, de INERHI, que tiene bajo su responsabi-

lidad varios proyectos.

RUBRO	CONCEPTO	RENDIMIENTO	MANO DE OBRA
102	Excavación de plataforma Clase C (a mano), incluso desalojo y tendida hasta 3 metros del borde de la plataforma.	10m3/día/jornal	2 peones 1 operador martillo 0.25 capataz
104	Excavación canal, zanja o drenaje, Clase B (a mano), incluso desalojo y tendida hasta 6 metros del borde del canal.	10 m3/jornal	2 peones 0.25 capataz
105	Excavación canal, zanja o drenaje Clase C (a mano), incluso desalojo y tendida hasta 6 metros del borde del canal.	8 m3/jornada	2 peones 1 operador martillo 0.25 capataz
107	Excavación túnel clase B (a mano) sin entibado y/o drenes.	6 m3/guardia/jornada	4 peones 0.25 capataz
108	Excavación túnel clase C (a mano) sin entibado y/o drenes	5 m3/guardia/jornada	2 peones 1 operador martillo 0.25 capataz
110	Relleno compactado (a mano), en capas de 20 cm, con humedad óptima, distancia libre 3m. No incluye excavación banco ni transporte.	5 m3/día	1 peón
120	Excavación plataforma material - sin clasificar en seco (a máquina). Transporte hasta 100 m.	1200 m3/día	1 operador tractor 1 ayudante mecánico
121	Excavación plataforma material en roca (a máquina), en seco transporte hasta 100 m del borde.	720 m3/día	1 operador tractor 1 ayudante mecánico 1 operador martillo
122	Excavación canal, drenajes, zanjas, material sin clasificar en seco (a máquina). Incluido desalojo a 6 m. del borde.	320 m3/día	1 operador excavadora 1 ayudante mecánico
123	Excavación canal, drenaje, zanjas material roca en seco (a máquina), incluido desalojo a 6m. del borde.	280 m3/día	1 operador excavadora 1 ayudante mecánico 1 operador martillo
126	Desbroce y limpieza hasta 20m. - transporte libre 40 m desde el - eje.	3 Ha/día	1 operador tractor 1 ayudante máquina



200	Hormigón ciclópeo 126 kg. de cemento/m ³ . 40% de piedra, revestimiento de canal.	10 m ³ /día/grupo	8 peones 1 albañil 1 carpintero
201	Hormigón simple clase A 350 Kg. de cemento/m ³ , revestimiento de canal.	6 m ³ /día/grupo	8 peones 1 albañil 1 carpintero
207	Hormigón simple Clase D, 210 Kg de cemento/m ³ , revestimiento de canal secundario.	5 m ³ /día/grupo	8 peones 1 albañil 1 carpintero
210	Hormigón simple clase B, 300 Kg, de cemento/m ³ , revestimiento túnel.	5 m ³ /día/grupo	8 peones 1 albañil 1 carpintero
252	Mampostería de piedra, H ^o simple, Clase B y 60% de piedra.	12 m ³ /día	8 peones 1 albañil
304	Transporte tubería Fibro-cemento Ø 700 mm, incluido rema - (paquetes 100 ml).	60 P.Q/día	3 peones 1 chofer 0.5 OP. Equipo Liviano
655	Transporte hierro y cemento, bodega al sitio de trabajo, incluye cargada y descargada (Ton/ - día).	650 Ton/Km/día	1 chofer
657	Transporte de material y agua mayor a 10 Km.	700 m ³ /Km/día	1 chofer
670	Colocación de cinta PVC 10 cm.	50 ml/día	1 peón
672	Cortada, doblada y amada de hierro.	100 Kg/día	1 herrero 1 ayudante



$$A = 1.34 \times 0.12 + 2 \times 1.1 (0.12)$$

$$A = 0.4248 \text{ m}^2$$

$$L = 1 \text{ m}^3 / 0.4248 \text{ m}^2 = 2.35 \text{ m}$$

$$A \text{ encofrado} = 2.35 \times 2 (1.22 + 1.10)$$

$$A \text{ encofrado} = 10.92 \text{ m}^2$$

$$\text{Nro. Tablas} = 10.9 \text{ m}^2 / 0.69 \text{ m}^2 = 15.8 \approx 16$$

$$\text{Costo Tablas} = 16 \times \$ 800.00 = \$ 12.800,00$$

$$+ 0.50 \text{ Kg Clavos} = \$ 420,00$$

$$+ \text{puntales, traviesas} = \$ \underline{280,00}$$

$$\$ 13500,00$$

Se utilizará el encofrado tres veces

$$\text{Costo 1 m}^3 = \$ / 13.500 / 3$$

$$\text{Costo 1 m}^3 = \$ / 4.500,00$$

CANTIDAD DE MATERIALES POR M3

MATERIALES	H ^o S ^o	H ^o S ^o Clase A	H ^o S ^o Clase B	H ^o S ^o Clase C	H ^o S ^o Clase D
Piedra (m3)	0.40				
Ripio o grava (m3)	0.60	0.835	0.950	0.835	1.0
Arena (m3)	0.30	0.553	0.475	0.625	0.50
Cemento (Kg)	126	350	300	260	210
Agua (Lt)	76	195	177	182	168
Resistencia (Kg/cm2)	80	210	180	150	105

Se estima que por cada m3 de hormigón armado se colocan de 1.5 a 2.5 quintales de hierro de refuerzo.

CONCURSO PRIVADO DE PRECIOS Nº

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

DISTRITO :

RUBRO Nº: 120

PROYECTO :

OBRA :

CONCEPTO : EXCAVACION PLATAFORMA SIN CLASIFICAR EN UNIDAD: M3SECO (A MANO) . TRANSPORTE HASTA 100M. RENDIMIENTO: 1200 M3/jorn.CONDICIONES: Normales

HOJA	2	DE	24
ELABORO:			
REVISOR:			
FECHA:	Dic-91		

1. COSTOS DIRECTOS**1.1 EQUIPO (Depreciación e intereses)**

Nº	DESCRIPCION	HORAS MAQ.	COSTO HORA	COSTO TOTAL	I (%)
1	Tractor de orugas 220 H.P.	0,0067	35.000	234,5	
1.1. EQUIPO S/.				234,5	

1.2. MATERIALES

DESCRIPCION	UNI- DAD	CANTIDAD	COSTO UNIT.	COSTO TOTAL	I (%)
1.2. MATERIALES					

1.3. MANO DE OBRA

Nº	PERSONAL	JORN. BASICO	JORN. REAL	OTROS	C. UNIT. J. REAL	DIAS HOMBRE	COSTO TOTAL	I (%)
1	Operador de Tractor	3.768,67	8.201,13		8.201,13	0,00083	6,81	
1	Ayudante de Tractor	1.900,00	4.782,48		4.782,48	0,00083	3,97	
1.3. MANO DE OBRA S/.							10,78	
1. SUMAN: C. DIRECTOS S/.							245,28	

2. COSTOS INDIRECTOS

DIRECCIONES TECNICA Y ADMINISTRATIVA		= 5 %	PORCENTAJE TOTAL DE INDIRECTOS = 25 %	
GASTOS DE FINANCIAMIENTO Y CONTRACTUALES		= 6 %		
IMPREVISTOS		= 4 %		
UTILIDADES		= 10 %		
REPRESENTANTE LEGAL U OFERENTE	2. SUMAN: C. INDIRECTOS S/.			61,32
	SUMAN: C. UNITARIO TOTAL			306,60
	ADOPTADO: S/.			307,00

REPRESENTANTE LEGAL
U OFERENTE

CONCURSO PRIVADO DE PRECIOS N°

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

DISTRITO :

RUBRO N° : 121

PROYECTO :

OBRA :

CONCEPTO : EXCAVACION PLATAFORMA MATERIAL ROCA

UNIDAD: M3

(A MAQUINA), EN SECO TRANSPORTE HASTA 100M.

RENDIMIENTO: 720 M3/jornal

CONDICIONES : Normales

HOJA	3	DE 24
ELABORO:		
REVISOR:		
FECHA:	Dic-91	

1. COSTOS DIRECTOS

1.1 EQUIPO (Depreciación e intereses)

N°	DESCRIPCION	HORAS MAQ.	COSTO HORA	COSTO TOTAL	I (%)
1	Tractor de Orugas	0,0111	35.000,00	388,50	
1	Compresor 175 PCM	0,0111	5.680,00	63,05	
1	Equipo de perforación (Plataforma)	0,0111	680,00	7,55	
1.1. EQUIPO S/.				-459,10	

1.2. MATERIALES

DESCRIPCION	UNI- DAD	CANTIDAD	COSTO UNIT.	COSTO TOTAL	I (%)
Dinamita	Kg	0,535	3.300,00	1.765,5	
Fulminante	U	0,34	150,00	51,0	
Mecha	Ml	0,98	200,00	196,0	
Anfo	Kg	0,2641	750,00	198,08	
1.2. MATERIALES				2.210,58	

1.3. MANO DE OBRA

N°	PERSONAL	JORN. BASICO	JORN. REAL	OTROS	G. UNIT. J. REAL	DIAS HOMBRE	COSTO TOTAL	I (%)
1	Operador de Tractor	3.768,67	8.201,13		8.201,13	0,0014	11,48	
1	Ayudante de Mecánico	1.900,00	4.782,48		4.782,48	0,0014	6,70	
1	Op. Martillo Neumático	2.466,67	5.923,32		5.923,32	0,0014	8,29	
1.3. MANO DE OBRA S/.							26,47	
1. SUMAN: C. DIRECTOS S/.							2.696,15	

2. COSTOS INDIRECTOS

DIRECCIONES TECNICA Y ADMINISTRATIVA		= 5 %	PORCENTAJE TOTAL DE INDIRECTOS = 25 %	
GASTOS DE FINANCIAMIENTO Y CONTRACTUALES		= 6 %		
IMPREVISTOS		= 4 %		
UTILIDADES		= 10 %		
REPRESENTANTE LEGAL U OFERENTE	2. SUMAN: C. INDIRECTOS S/.			674,04
	SUMAN: C. UNITARIO TOTAL			3.370,19
	ADOPTADO: S/.			3.370,00

 REPRESENTANTE LEGAL
U OFERENTE



CONCURSO PRIVADO DE PRECIOS N°

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

DISTRITO :

RUBRO N°: 123

PROYECTO :

OBRA :

CONCEPTO : EXCAVACION CANAL, DRENAJES, ZANUAS, MATERIAL ROCA UNIDAD: M3

EN SECO (A MAQUINA), INCLUIDO DESALOO A 6M DEL BORDE RENDIMIENTO: 280 m3/jornada

CONDICIONES : NORMALES

HOJA	5	DE	24
ELABORO:			
REVISO:			
FECHA: Dic-91			

1. COSTOS DIRECTOS

1.1 EQUIPO (Depreciación e intereses)

N°	DESCRIPCION	HORAS MAQ.	COSTO HORA	COSTO TOTAL	I (%)
1	Retroexcavadora 85 Hp	0,0286	17.520,00	501,07	
1	Compresor 175 PCM	0,0286	5.680,00	162,45	
1	Equipo de perforación. Plataforma	0,0286	680,00	19,45	
1.1. EQUIPO S/.				682,97	

1.2. MATERIALES

DESCRIPCION	UNI- DAD	CANTIDAD	COSTO UNIT.	COSTO TOTAL	I (%)
Dinamita	Kg	0,5122	3.300	1.689,93	
Fulminantes	U	1,4600	150	219,30	
Mecha	Ml	2,9200	200	584,0	
Anfo		1,0244	750	768,30	
1.2. MATERIALES				3.107,87	

1.3. MANO DE OBRA

N°	PERSONAL	JORN. BASICO	JORN. REAL	OTROS	C. UNIT. J. REAL	DIAS HOMBRE	COSTO TOTAL	I (%)
1	Operador Retroexcavad.	3.768,67	8.201,13		8.201,13	0,0036	29,52	
1	Ayudante mecánico	1.900,00	4.782,48		4.782,48	0,0036	17,22	
1	Op. Martillo Neumático	2.466,67	5.923,32		5.923,32	0,0036	21,32	
1.3. MANO DE OBRA S/.							68,06	
1. SUMAN: C. DIRECTOS S/.							3.858,90	

2. COSTOS INDIRECTOS

DIRECCIONES TECNICA Y ADMINISTRATIVA	= 5 %	PORCENTAJE TOTAL DE INDIRECTOS = 25 %	
GASTOS DE FINANCIAMIENTO Y CONTRACTUALES	= 6 %		
IMPREVISTOS	= 4 %		
UTILIDADES	= 10%		
REPRESENTATE LEGAL U OFERENTE	2. SUMAN: C. INDIRECTOS S/.		964,73
	SUMAN: C. UNITARIO TOTAL		4.823,63
	ADOPTADO: S/.		4.824,00

REPRESENTATE LEGAL
U OFERENTE

CONCURSO PRIVADO DE PRECIOS N°

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

DISTRITO : RUBRO N° : 102

PROYECTO :

OBRA :

CONCEPTO : EXCAVACION PLATAFORMA CLASE C (A MANO) INCLUSO DE- UNIDAD: M3

SALDO Y TENDIDA HASTA 3M. DEL BORDE DE LA PLATAFORMA RENDIMIENTO: 10 M3/día/jornada

CONDICIONES: Normales

HOJA	6	DE	24
ELABORO:			
REVISO:			
FECHA:	Dic-91		

1. COSTOS DIRECTOS

1.1 EQUIPO (Depreciación e intereses)

N°	DESCRIPCION	HORAS MAQ.	COSTO HORA	COSTO TOTAL	I (%)
1	Compresor 175 PCM	0,80	5.680,0	4.544,0	
1	Equipo de Perforación Plataforma	0,80	680,0	544,0	
Global	Herrameintas manuales (5% M.O)			80,85	
1.1. EQUIPO S/.				5.168,85	

1.2. MATERIALES

DESCRIPCION	UNI- DAD	CANTIDAD	COSTO UNIT.	COSTO TOTAL	I (%)
Dinamita	Kg	0,535	3.300	1.765,5	
Fulminante	U	0,3400	150	51,0	
Mecha	Ml	0,9100	200	182,0	
Anfo	Kg	0,2641	750	198,08	
1.2. MATERIALES				2.196,58	

1.3. MANO DE OBRA

N°	PERSONAL	JORN. BASICO	JORN. REAL	OTROS	C. UNIT. J. REAL	DIAS HOMBRE	COSTO TOTAL	I (%)
0.25	Capataz	2.333,34	5.654,87		5.654,87	0,10	141,37	
1	Operador Martillo Neumático	2.466,67	5.923,32		5.923,32	0,10	592,33	
2	Peones	1.817,74	4.416,75		4.416,75	0,10	883,35	
1.3. MANO DE OBRA S/.							1.117,05	
1. SUMAN: C. DIRECTOS S/.							8.982,48	

2. COSTOS INDIRECTOS

DIRECCIONES TECNICA Y ADMINISTRATIVA	= 5 %	PORCENTAJE TOTAL DE INDIRECTOS = 25 %	
GASTOS DE FINANCIAMIENTO Y CONTRACTUALES	= 6 %		
IMPREVISTOS	= 4 %		
UTILIDADES	= 10 %		
REPRESENTATE LEGAL U OFERENTE	2. SUMAN: C. INDIRECTOS S/.		2.245,62
	SUMAN: C. UNITARIO TOTAL		11.228,09
	ADOPTADO: S/.		11.228,00

REPRESENTATE LEGAL
U OFERENTE

CONCURSO PRIVADO DE PRECIOS Nº

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

DISTRITO : RUBRO Nº: 104

PROYECTO :

OBRA :

CONCEPTO : EXCAVACION, CANAL ZANJA O DRENAJE CLASE B. INCLUI- UNIDAD: M3

DO DESALOJO Y TENDIDO A 6M. RENDIMIENTO: 10 M3/jornada

CONDICIONES : NORMALES

HOJA 7	DE 14
ELABORO:	
REVISO:	
FECHA: Dic-91	

1. COSTOS DIRECTOS

1.1 EQUIPO (Depreciación e intereses)

Nº	DESCRIPCION	HORAS MAQ.	COSTO HORA	COSTO TOTAL	I (%)
Global	Herramienta menor (5% M.O)			51,24	
1.1. EQUIPO S/.				51,24	-

1.2. MATERIALES

DESCRIPCION	UNI-DAD	CANTIDAD	COSTO UNIT.	COSTO TOTAL	I (%)
1.2. MATERIALES					

1.3. MANO DE OBRA

Nº	PERSONAL	JORN. BASICO	JORN. REAL	OTROS	C. UNIT. J. REAL	DIAS HOMBRE	COSTO TOTAL	I (%)
2	Peones	1.817,74	4.416,75		4.416,75	0,10	883,35	
0.25	Capataz	2.333,33	5.654,87		4.654,87	0,10	141,37	
1.3. MANO DE OBRA S/.							1.024,72	
1. SUMAN: C. DIRECTOS S/.							1.075,96	

2. COSTOS INDIRECTOS

DIRECCIONES TECNICA Y ADMINISTRATIVA		= 5 %	PORCENTAJE TOTAL DE INDIRECTOS = 25 %	
GASTOS DE FINANCIAMIENTO Y CONTRACTUALES		= 6 %		
IMPREVISTOS		= 4 %		
UTILIDADES		= 10 %		
REPRESENTANTE LEGAL U OFERENTE	2. SUMAN: C. INDIRECTOS S/.			268,99
	SUMAN: C. UNITARIO TOTAL			1.344,95
	ADOPTADO: S/,			1.345,00

REPRESENTATE LEGAL
U OFERENTE

CONCURSO PRIVADO DE PRECIOS Nº

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

DISTRITO :

RUBRO Nº: 105

PROYECTO :

OBRA :

CONCEPTO : EXCAVACION, CAJON, ZANJA O DRENAJE CLASE C (A MANO) UNIDAD: M3

INCLUIDO DESALOJO Y TENDIDA HASTA 6M.

RENDIMIENTO: 8 M3/JORNADA

CONDICIONES : NORMALES

HOJA	8	DE	24
ELABORO:			
REVISOR:			
FECHA:	Dic-91		

1. COSTOS DIRECTOS

1.1 EQUIPO (Depreciación e intereses)

Nº	DESCRIPCION	HORAS MAQ.	COSTO HORA	COSTO TOTAL	I (%)
1	Compresor	1	5.680,00	5.680,00	
1	Equipo de Perforación Plataforma	1	680,00	680,00	
Global	Herrameinta manuales (5% M.O)			101,07	
1.1. EQUIPO S/.				6.461,07	

1.2. MATERIALES

DESCRIPCION	UNI- DAD	CANTIDAD	COSTO UNIT.	COSTO TOTAL	I (%)
Dinamita	Kg	0,5122	3.300	1,690,26	
Fulminantes	U	1,4600	150	219,00	
Mecha	M	2,9200	200	584,00	
Anfo	Kg	1,0244	750	768,30	
1.2. MATERIALES				3.261,56	

1.3. MANO DE OBRA

Nº	PERSONAL	JORN. BASICO	JORN. REAL	OTROS	C. UNIT. J. REAL	DIAS HOMBRE	COSTO TOTAL	I (%)
2	Peones	1.817,14	4.416,75		4.416,75	0,125	1.104,19	
1	OP. Martillo Neumático	2.466,67	5.923,32		5.923,32	0,125	740,42	
0.25	Capataz		5.654,87		5.654,87	0,125	176,71	
1.3. MANO DE OBRA S/.							2.021,32	
1. SUMAN: C. DIRECTOS S/.							11.743,95	

2. COSTOS INDIRECTOS

DIRECCIONES TECNICA Y ADMINISTRATIVA		= 6 %	PORCENTAJE TOTAL DE INDIRECTOS = 25 %	
GASTOS DE FINANCIAMIENTO Y CONTRACTUALES		= 4 %		
IMPREVISTOS		= 5 %		
UTILIDADES		= 10 %		
REPRESENTANTE LEGAL U OFERENTE	2. SUMAN: C. INDIRECTOS S/.			2.935,99
	SUMAN: C. UNITARIO TOTAL			14.679,94
	ADOPTADO: S/.			14.680,00

REPRESENTATE LEGAL
U OFERENTE

CONCURSO PRIVADO DE PRECIOS N°

ANALISIS DE PRECIOS UNTARIOS

DISTRITO :

RUBRO Nº: 107

PROYECTO :

OBRA :

CONCEPTO •

CONCEPTO : EXCAVACION TUNEL CLASE B (A MANO) SIN ENTIBADO **UNIDAD:** M3

Y/O DRENES (GUARDIA)

RENDIMIENTO: 6.0 MB/guardia/jorn.

CONDICIONES: NORMALES

HOJA 9 DE 24
ELABORO:
REVISO:
FECHA: Dic-91

1. COSTOS DIRECTOS

1.1 EQUIPO (Depreciación e intereses)

[illegible]

1.2. . MATERIALES

[illegible]

1.3. MANO DE OBRA

Nº	PERSONAL	JORN. BASICO	JORN. REAL	OTROS	C. UNIT. J. REAL	DÍAS HOMBRE	COSTO TOTAL	I (%)
4	Peones	1.817,14	4.416,75		4.416,75	0,167	2.950,39	
0.25	Capataz	2.333,33	5.654,87		5.654,87	0,167	236,09	
				1.3.	MANO DE OBRA S/.		3.186,48	
				1	SUMAN: C DIRECTOS S/.		4.545,80	

2. COSTOS INDIRECTOS

DIRECCIONES TECNICA Y ADMINISTRATIVA		= 5 %	PORCENTAJE TOTAL DE INDIRECTOS = 25 %	
GASTOS DE FINANCIAMIENTO Y CONTRACTUALES		= 6 %		
IMPREVISTOS		= 4 %		
UTILIDADES		= 10 %		
REPRESENTANTE LEGAL U OFERENTE	2. SUMAN: C. INDIRECTOS S/.			1.136,45
	SUMAN: C. UNITARIO TOTAL			5.682,25
	ADOPTADO: S/.			5.682,00

CONCURSO PRIVADO DE PRECIOS N°

ANALISIS DE PRECIOS UNTARIOS

DISTRITO :

RUBRO N°: 108

PROYECTO :

OBRA :

CONCEPTO	: EXCAVACION TUNEL CLASE C (A MANO) SIN EN	UNIDAD:	M3
----------	--	---------	----

TIBADO Y/O ORENES (Guardia).

RENDIMIENTO: 5 M3/guardia/jorn

CONDICIONES: NORMALES

HOJA 10 DE 24
ELABORO:
REVISO:
FECHA: Dic-91

1. COSTOS DIRECTOS

1.1 EQUIPO (Depreciación e intereses)

Nº	DESCRIPCION	HORAS MAQ.	COSTO HORA	COSTO TOTAL	I (%)
1	Compresor	1,20	5.680	6.816,0	
1	Equipo perforador de túnel	1,20	740	888,10	
Glo.	Herramientas manuales (5% M.O)			161,71	
1	Planta Eléctrica	1,20	1.200	1.444,00	
1.1. EQUIPO S/.				9.305,71	

12. MATERIALES

[illegible]

1.3. MANO DE OBRA

Nº	PERSONAL	JORN. BASICO	JORN. REAL	OTROS	C. UNIT. J. REAL	DÍAS HOMBRE	COSTO TOTAL	I (%)
2	Peones	1.817,114	4.416,75		4.416,75	0.20	1.766,70	.
0.25	Capataz	2.333,33	5.654,87		5.654,87	0.20	282,74	
1	Op. Martillo Neumático	2.466,67	5.923,32		5.923,32	0.20	1.184,66	
1.3. MANO DE OBRA S/.							3.234,10	
1. SUMAN: C. DIRECTOS S/.							25.507,31	

2. COSTOS INDIRECTOS

DIRECCIONES TECNICA Y ADMINISTRATIVA	= 5 %	PORCENTAJE TOTAL DE INDIRECTOS = 25 %	
GASTOS DE FINANCIAMIENTO Y CONTRACTUALES	= 6 %		
IMPREVISTOS	= 4 %		
UTILIDADES	= 10 %		
REPRESENTANTE LEGAL U OFERENTE	2. SUMAN: C. INDIRECTOS S/.		6.376,83
	SUMAN: C. UNITARIO TOTAL		31.884,14
	ADOPTADO: S/.		31.884,00

CONCURSO PRIVADO DE PRECIOS Nº

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

DISTRITO : RUBRO Nº: 655

PROYECTO :

OBRA :

CONCEPTO : TRANSPORTE DE Fe Y CEMENTO BODEGA SITIO DE TRABAJO UNIDAD: T/Km

INCLUYE CARGADA Y DESCARGADA. RENDIMIENTO: 650 Ton/día

CONDICIONES: NORMALES

HOJA 11	DE 24
ELABORO:	
REVISO:	
FECHA:	Dic-91

1. COSTOS DIRECTOS

1.1 EQUIPO (Depreciación e intereses)

Nº	DESCRIPCION	HORAS MAQ.	COSTO HORA	COSTO TOTAL	I (%)
1	Volqueta 5 M3	0,0123	15.000	184,50	
1.1. EQUIPO S/.				184,50	

1.2. MATERIALES

DESCRIPCION	UNI- DAD	CANTIDAD	COSTO UNIT.	COSTO TOTAL	I (%)
1.2. MATERIALES					

1.3. MANO DE OBRA

Nº	PERSONAL	JORN. BASICO	JORN. REAL	OTROS	C. UNIT. J. REAL	DIAS HOMBRE	COSTO TOTAL	I (%)
1	Chofer	1.873,34	4.930,13		4.930,13	0,0015	7,40	
1.3. MANO DE OBRA S/.							7,40	
1. SUMAN: C. DIRECTOS S/.							191,90	

2. COSTOS INDIRECTOS

DIRECCIONES TECNICA Y ADMINISTRATIVA	= 6 %	PORCENTAJE TOTAL DE INDIRECTOS = 25 %	
GASTOS DE FINANCIAMIENTO Y CONTRACTUALES	= 4 %		
IMPREVISTOS	= 5 %		
UTILIDADES	= 10 %		
REPRESENTATE LEGAL U OFERENTE	2. SUMAN: C. INDIRECTOS S/.		47,98
	SUMAN: C. UNITARIO TOTAL		239,88
	ADOPTADO, S/.		240,00

REPRESENTATE LEGAL
U OFERENTE



CONCURSO PRIVADO DE PRECIOS N°

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

DISTRITO :

RUBRO N°: 657

PROYECTO :

OBRA :

CONCEPTO : TRANSPORTE DE MATERIALES Y AGUA MAYOR A UNIDAD: M3

10 KM. INCLUYE CARGADA.

RENDIMIENTO: 700 M3/Km.

CONDICIONES: Normales.

HOJA	13	DE	24
ELABORO:			
REVISOR:			
FECHA:	Dic.-91		

1. COSTOS DIRECTOS

1.1 EQUIPO (Depreciación e intereses)

Nº	DESCRIPCION	HORAS MAQ.	COSTO HORA	COSTO TOTAL	I (%)
1	Volqueta	0.0114	15.000,0	171,00	
1.1. EQUIPO S/.				171,00	

1.2. MATERIALES

DESCRIPCION	UNI- DAD	CANTIDAD	COSTO UNIT.	COSTO TOTAL	I (%)
1.2. MATERIALES					

1.3. MANO DE OBRA

Nº	PERSONAL	JORN. BASICO	JORN. REAL	OTROS	C. UNIT. J. REAL	DIAS HOMBRE	COSTO TOTAL	I (%)
1	Chofer	1.873,34	4.930,13		4.930,13	0,0014	6,90	
1.3. MANO DE OBRA S/.							6,90	
1. SUMAN: C. DIRECTOS S/.							177,90	

2. COSTOS INDIRECTOS

2. COSTOS INDIRECTOS			
DIRECCIONES TECNICA Y ADMINISTRATIVA	= 5 %	PORCENTAJE TOTAL DE INDIRECTOS = 25 %	
GASTOS DE FINANCIAMIENTO Y CONTRACTUALES	= 6 %		
IMPREVISTOS	= 4 %		
UTILIDADES	= 10 %		
REPRESENTANTE LEGAL U OFERENTE	2. SUMAN: C. INDIRECTOS S/.		44,48
	SUMAN: C. UNITARIO TOTAL		222,38
	ADOPTADO, S/.		222,00

REPRESENTANTE LEGAL
U OFERENTE

CONCURSO PRIVADO DE PRECIOS Nº

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

DISTRITO :

RUBRO Nº: 672

PROYECTO :

OBRA :

CONCEPTO : SUMINISTRO, CORTADA, DOBLADA Y ARMADA DE UNIDAD: Kg

HIERRO A CIELO ABIERTO RENDIMIENTO: 100 Kg/jorn.

CONDICIONES: Normales.

HOJA	14	DE	24
ELABORO:			
REVISO:			
FECHA:	Dic.-91		

1. COSTOS DIRECTOS

1.1 EQUIPO (Depreciación e intereses)

Nº	DESCRIPCION	HORAS MAQ.	COSTO HORA	COSTO TOTAL	I (%)
1	Cortadora de hierro (manual)	0,08	190	15,2	
Globl	Herramientas Manuales 5% M.O.			4,63	
1.1. EQUIPO S/.				19,83	

1.2. MATERIALES

DESCRIPCION	UNI- DAD	CANTIDAD	COSTO UNIT.	COSTO TOTAL	I (%)
Hierro estructural	Kg	1,0	520,0	520,0	
Alambre de amarre Nro. 18	Kg	0,10	890,0	89,0	
1.2. MATERIALES				609,0	

1.3. MANO DE OBRA

Nº	PERSONAL	JORN. BASICO	JORN. REAL	OTROS	C. UNIT. J. REAL	DIAS HOMBRE	COSTO TOTAL	I (%)
1	Fierrero	1.900,00	4.782,48		4.782,48	0,01	47,82	
1	Ayudante HIerrero	1.748,34	4.477,15		4.477,15	0,01	44,77	
1.3. MANO DE OBRA S/.							92,59	
1. SUMAN: C. DIRECTOS S/.							721,42	

2. COSTOS INDIRECTOS

DIRECCIONES TECNICA Y ADMINISTRATIVA	= 6 %	PORCENTAJE TOTAL DE INDIRECTOS = 25 %	
GASTOS DE FINANCIAMIENTO Y CONTRACTUALES	= 4 %		
IMPREVISTOS	= 5 %		
UTILIDADES	= 10 %		
REPRESENTANTE LEGAL U OFERENTE	2.. SUMAN: C. INDIRECTOS S/.		180,36
	SUMAN: C. UNITARIO TOTAL		901,78
	ADOPTADO: S/.		902,00

REPRESENTATE LEGAL
U OFERENTE

CONCURSO PRIVADO DE PRECIOS N.º

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

DISTRITO :

RUBRO Nº: 109

PROYECTO :

OBRA :

CONCEPTO : RELLENO, COMPACTADO A MANO CON MATERIAL A UNA **UNIDAD:** M3

DISTANCIA MAXIMA DE 3M. DEL BORDE

RENDIMIENTO: 5 M3/jornada

CONDICIONES: NORMALES.

HOJA 15 DE 24

ELABORO:

REVISO:

FECHA: Dic.-91

1. COSTOS DIRECTOS

1.1 EQUIPO (Depreciación e intereses)

Nº	DESCRIPCION	HORAS MAQ.	COSTO HORA	COSTO TOTAL	I (%)
1	Herrameinta menor (5% M.O)			44,16	
		11.	EQUIPO S/.	44.16	

1.2. . MATERIALES

DESCRIPCION	UNI-DAD	CANTIDAD	COSTO UNIT.	COSTO TOTAL	I (%)
		1.2.	MATERIALES		

1.3. MANO DE OBRA

Nº	PERSONAL	JORN. BASICO	JORN. REAL	OTROS	C. UNIT. J. REAL	DÍAS HOMBRE	COSTO TOTAL	I (%)
1	Peones	1.817,14	4.416,75		4.416,75	0,20	883,35	
				1.3.	MANO DE OBRA S/.		883,35	
				1:	SUMAN: C. DIRECTOS S/.		927,52	

2. COSTOS INDIRECTOS

DIRECCION TECNICA Y ADMINISTRATIVA	= 6 %	PORCENTAJE TOTAL DE INDIRECTOS = 25 %	
GASTOS DE FINANCIAMIENTO Y CONTRACTUALES	= 4 %		
IMPREVISTOS	= 5 %		
UTILIDADES	= 10 %		
REPRESENTANTE LEGAL U OFERENTE	2. SUMAN: C. INDIRECTOS S/.		231,88
	SUMAN: C. UNITARIO TOTAL		1.159,40
	ADOPTADO: S/.		1,159,00

CONCURSO PRIVADO DE PRECIOS Nº

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

DISTRITO :

RUBRO Nº: 200

PROYECTO :

OBRA :

CONCEPTO : H.C 126 Kg. Cmto/m3, 40% de piedra,

UNIDAD: M3

revestimiento del canal

RENDIMIENTO: 10 M3/jornal

CONDICIONES: NORMALES.

HOJA 16 DE 24

ELABORO:

REVISO:

FECHA: DIC. -91

1. COSTOS DIRECTOS

1.1 EQUIPO (Depreciación e intereses)

Nº	DESCRIPCION	HORAS MAQ.	COSTO HORA	COSTO TOTAL	I (%)
1	Vibrador de hormigón 5 HP	0,8	1.250	1.000,0	
1	Hormigónera 7 HP	0,8	3.125	2.500,0	
Global	Herramienta menor (5% M.O)			224,50	
1.1. EQUIPO S/.				3.724,50	

1.2. MATERIALES

DESCRIPCION	UNI- DAD	CANTIDAD	COSTO UNIT.	COSTO TOTAL	I (%)
Piedra bola	M3	0,40	6.300	2.520,0	
Ripio triturado	M3	0,60	6.000	3.600,0	
Arena	M3	0,30	6.500	1.950,0	
Cemento	Kg	126	93	10.458,0	
Agua	Lt	76	2,0	152,0	
Material Encofrado Canal	M3	1	4.500	4.500	
1.2. MATERIALES				23.180,00	

1.3. MANO DE OBRA

Nº	PERSONAL	JORN. BASICO	JORN. REAL	OTROS	C. UNIT. J. REAL	DIAS HOMBRE	COSTO TOTAL	I (%)
8	Peones	1.817,14	4.416,75		4.416,75	0,10	3.533,4	
1	Albañil	1.900,00	4.782,48		4.782,48	0,10	478,25	
1	Carpintero	1.900,00	4.782,48		4.782,48	0,10	478,25	
1.3. MANO DE OBRA S/.							4.489,90	
1. SUMAN: C. DIRECTOS S/.							31.394,40	

2. COSTOS INDIRECTOS

DIRECCIONES TECNICA Y ADMINISTRATIVA	= 6 %	PORCENTAJE TOTAL DE INDIRECTOS = 25 %	
GASTOS DE FINANCIAMIENTO Y CONTRACTUALES	= 4 %		
IMPREVISTOS	= 5 %		
UTILIDADES	= 10%		
REPRESENTATE LEGAL U OFERENTE	2. SUMAN: C. INDIRECTOS S/.		7.848,60
	SUMAN: C. UNITARIO TOTAL		39.242,99
	ADOPTADO: S/.		39.243,00

REPRESENTATE LEGAL
U OFERENTE

CONCURSO PRIVADO DE PRECIOS Nº

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

DISTRITO :

RUBRO Nº: 201

PROYECTO :

OBRA :

CONCEPTO :HORMIGON SIMPLE CLASE A, A 350 KG DE UNIDAD: M3

CEMENTO POR M3, REVESTIMIENTO CANAL RENDIMIENTO: 6 M3/día/grupo

CONDICIONES :NORMALES.

HOJA 17 DE 24

ELABORO:

REVISOR:

FECHA: DIC.-91

1. COSTOS DIRECTOS

1.1 EQUIPO (Depreciación e intereses)

Nº	DESCRIPCION	HORAS MAQ.	COSTO HORA	COSTO TOTAL	I (%)
1	Hormigonera 7 HP	1,333	3.125,0	4.165,63	
1	Vibrador 5 HP	1,333	1.250,0	1.666,25	
Global	Herramientas menores (5% M.O.)			374,91	
1.1. EQUIPO S/.				6.206,79	

1.2. MATERIALES

DESCRIPCION	UNI- DAD	CANTIDAD	COSTO UNIT.	COSTO TOTAL	I (%)
Ripio triturado	M3	0,835	6.300,0	5.260,50	
Arena	M3	0,553	6.500,0	3.594,50	
Cemento	Kg	350	83,0	29.050,00	
Aqua	Lt	195	2,0	390,00	
Material encofrado canal	M3	1	4.500,0	4.500,00	
1.2. MATERIALES				42.795,00	

1.3. MANO DE OBRA

Nº	PERSONAL	JORN. BASICO	JORN. REAL	OTROS	C. UNIT. J. REAL	DIAS HOMBRE	COSTO TOTAL	I (%)
8	Peones	1.817,14	4.416,75		4.416,75	0,167	5.900,78	
1	Albañil	1.900,00	4.782,48		4.782,48	0,167	798,67	
1	Carpintero	1.900,00	4.782,48		4.782,48	0,167	798,67	
1.3. MANO DE OBRA S/.							7.498,13	
1. SUMAN: C. DIRECTOS S/.							56.499,92	

COSTOS INDIRECTOS

DIRECCIONES TECNICA Y ADMINISTRATIVA		= 5 %	PORCENTAJE TOTAL DE INDIRECTOS = 25 %	
GASTOS DE FINANCIAMIENTO Y CONTRACTUALES		= 6 %		
IMPREVISTOS		= 4 %		
UTILIDADES		=10 %		
REPRESENTANTE LEGAL U OFERENTE	2. SUMAN; C. INDIRECTOS S/.			14.124,98
	SUMAN: C. UNITARIO TOTAL			70.624,90
	ADOPTADO; S/.			70.625,00

CONCURSO PRIVADO DE PRECIOS N°

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

DISTRITO :

RUBRO N°: 207

PROYECTO :

OBRA :

CONCEPTO : H.S. CLASE D, 210 KG/CEMENTO/M3, EN CANAL SECUN- UNIDAD: M3
DARIO, ETC. RENDIMIENTO: 5 M3/jornada

CONDICIONES : NORMALES.

HOJA	18	DE	24
ELABORO:			
REVISOR:			
FECHA:	Dic.-91		

1. COSTOS DIRECTOS

1.1 EQUIPO (Depreciación e intereses)

Nº	DESCRIPCION	HORAS MAQ.	COSTO HORA	COSTO TOTAL	I (%)
1	Vibrador 5HP	1,60	1.250,0	2.000,00	
1	Hormigonera 7HP	1,60	3.125,0	5.000,00	
Globa	Herrameinta menor (5% M.O)			488,99	
1.1. EQUIPO S/.				7.488,99	

1.2. MATERIALES

DESCRIPCION	UNI- DAD	CANTIDAD	COSTO UNIT.	COSTO TOTAL	I (%)
Ripio triturado	M3	1,00	6.300,0	6.300,00	
Arena	M3	0,50	6.500,0	3.250,00	
Cemento	Kg	210,0	83,0	17.430,00	
Agua	Lt	168,0	2,0	336,00	
Material encofrado	M3	1,0	4.500,0	4.500,00	
1.2. MATERIALES				31.816,00	

1.3. MANO DE OBRA

Nº	PERSONAL	JORN. BASICO	JORN. REAL	OTROS	C. UNIT. J. REAL	DIAS HOMBRE	COSTO TOTAL	I (%)
8	Peones	1.817,14	4.416,75		4.416,75	0,20	7.066,80	
1	Albañil	1.900,0	4.782,48		4.782,48	0,20	956,50	
1	Carpintero	1.900,0	4.782,48		4.782,48	0,20	956,50	
1.3. MANO DE OBRA S/.							8.979,80	

1. SUMAN: C. DIRECTOS S/. 48.284,79

2. COSTOS INDIRECTOS

DIRECCIONES TECNICA Y ADMINISTRATIVA		= 6 %	PORCENTAJE TOTAL DE INDIRECTOS = 25 %	
GASTOS DE FINANCIAMIENTO Y CONTRACTUALES		= 4 %		
IMPREVISTOS		= 5 %		
UTILIDADES		= 10%		
REPRESENTANTE LEGAL U OFERENTE	2. SUMAN: C, INDIRECTOS S/.			12.071,20
	SUMAN: C. UNITARIO TOTAL			60.355,99
	ADOPTADO: S/.			60.356,00

REPRESENTATE LEGAL
U OFERENTE

CONCURSO PRIVADO DE PRECIOS N°

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

DISTRITO :

RUBRO N°: 20

PROYECTO :

OBRA :

CONCEPTO : HORMIGON SIMPLE CLASE B, 300 KG CEMENTO/ UNIDAD: M3

M3, REVESTIMIENTO TUNEL (INCLUYE ILUMINACION).

RENDIMIENTO: 5.0 M3/jornada

CONDICIONES : NORMALES

HOJA	19	DE	24
ELABORO:			
REVISO:			
FECHA:	DIC.-91		

1. COSTOS DIRECTOS

1.1 EQUIPO (Depreciación e intereses)

Nº	DESCRIPCION	HORAS MAQ.	COSTO HORA	COSTO TOTAL	I (%)
1	Vibrador de Hormigón	1,60	1.250,0	2.000,00	
1	Hormigonera	1,60	3.125,0	5.000,00	
Global	Herramientas menores (5% M.O)			448,99	
1	Planta eléctrica 34 HP (dos frentes)	1,60	1.200,0	1.920,00	
1.1. EQUIPO S/.				9.368,99	

1.2. MATERIALES

DESCRIPCION	UNI-DAD	CANTIDAD	COSTO UNIT.	COSTO TOTAL	I (%)
Ripio triturado	M3	0,95	6.300	5.985,00	
Arena	M3	0,475	6.500	3.087,50	
Cemento	Kg	300	83	24.900,00	
Agua	Lt	177	2,0	354,00	
Material encofrado canal	M3	1	4.500,0	4.500,00	
1.2. MATERIALES				38.826,50	

1.3. MANO DE OBRA

Nº	PERSONAL	JORN. BASICO	JORN. REAL	OTROS	C. UNIT. J. REAL	DIAS HOMBRE	COSTO TOTAL	I (%)
8	Peones	1.817,14	4.416,75		4.416,75	0,20	7.066,80	
1	Albañil	1.900,00	4.782,48		4.782,48	0,20	956,50	
1	Carpintero	1.900,00	4.782,48		4.782,48	0,20	956,50	
1.3. MANO DE OBRA S/.							8.979,80	
1. SUMAN: C. DIRECTOS S/.							57.175,29	

2. COSTOS INDIRECTOS

DIRECCIONES TECNICA Y ADMINISTRATIVA		= 6 %	PORCENTAJE TOTAL DE INDIRECTOS = 25 %
GASTOS DE FINANCIAMIENTO Y CONTRACTUALES		= 4 %	
IMPREVISTOS		= 5 %	
UTILIDADES		= 10 %	
REPRESENTANTE LEGAL U OFERENTE	2. SUMAN: C. INDIRECTOS S/.		14.293,82
	SUMAN: C. UNITARIO TOTAL		71.469,11
	ADOPTADO: S/.		71.469,00

REPRESENTATE LEGAL
U OFERENTE

CONCURSO PRIVADO DE PRECIOS N°

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

DISTRITO :

RUBRO N°: 252

PROYECTO :

OBRA :

CONCEPTO : MAMPOSTERIA PIEDRA HORMIGON SIMPLE, UNIDAD: M3

CLASE B y 60% PIEDRA.

RENDIMIENTO: 12 m3/jornada

CONDICIONES : NORMALES.

HOJA 20 DE 24
ELABORO:
REVISO:
FECHA: DIC.-91

1. COSTOS DIRECTOS**1.1 EQUIPO (Depreciación e intereses)**

Nº	DESCRIPCION	HORAS MAQ.	COSTO HORA	COSTO TOTAL	I (%)
1	Hormigonera	0,667	3.125,0	2.084,38	
1	Vibrador	0,667	1.250,0	833,75	
Global	Herramientas manuales (5% M.O)			167,09	
1.1. EQUIPO S/.				3.085,22	

1.2. MATERIALES

DESCRIPCION	UNI- DAD	CANTIDAD	COSTO UNIT.	COSTO TOTAL	I (%)
Piedra	M3	0,65	6.300,0	4.095,00	
Ripio	M3	0,35	6.000,0	2.100,00	
Arena	M3	0,19	6.500,0	1.235,00	
Cemento	Kg	110	83,0	9.130,00	
Agua	Lt	71	2,0	142,00	
1.2. MATERIALES				16.702,00	

1.3. MANO DE OBRA

Nº	PERSONAL	JORN. BASICO	JORN. REAL	OTROS	C. UNIT. J. REAL	DIAS HOMBRE	COSTO TOTAL	I (%)
8	Peones	1.817,14	4.416,75		4.416,75	0,0833	2.943,32	
1	Albañil	1.900,00	4.782,48		4.782,48	0,0833	398,38	
1.3. MANO DE OBRA S/.							3.341,70	
1. SUMAN: C.DIRECTOS S/.							23.128,92	

2. COSTOS INDIRECTOS

DIRECCIONES TECNICA Y ADMINISTRATIVA	= 5 %	PORCENTAJE TOTAL DE INDIRECTOS = 25 %	
GASTOS DE FINANCIAMIENTO Y CONTRACTUALES	= 6 %		
IMPREVISTOS	= 4 %		
UTILIDADES	= 10 %		
REPRESENTANTE LEGAL U OFERENTE	2. SUMAN: C. INDIRECTOS S/.		5.782,23
	SUMAN: C. UNITARIO TOTAL		28.911,15
	ADOPTADO: S/.		28.911,00

REPRESENTANTE LEGAL
U OFERENTE

CONCURSO PRIVADO DE PRECIOS Nº

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

DISTRITO :

RUBRO Nº: 304

PROYECTO :

OBRA :

CONCEPTO : TRANSPORTE EN VEHICULO TUBERIA FIERRO-CEMENTO Ø **UNIDAD:** FQ/ Km.

700 MM. INCLUIDO UNION REMA (PRECIO/PAQUETE 100 MM). **RENDIMIENTO:** 60 Pg/día

CONDICIONES: NORMALES.

HOJA 21 DE 24

ELABORO:

REVISO:

FECHA: Dic.-91

1. COSTOS DIRECTOS

1.1 EQUIPO (Depreciación e intereses)

Nº	DESCRIPCION	HORAS MAQ.	COSTO HORA	COSTO TOTAL	I (%)
1	Volqueta	0,133	15.000,0	1.995,00	
1	Montacarga	0,067	7.000,0	469,00	
1.1. EQUIPO S/.				2.464,00	

1.2. MATERIALES

[illegible]

1.3. MANO DE OBRA

1.3. MANO DE OBRA								
Nº	PERSONAL	JORN. BASICO	JORN. REAL	OTROS	C. UNIT. J. REAL	DIAS HOMBRE	COSTO TOTAL	I (%)
1	Chofer	1.873,34	4.930,13		4.930,13	0,0167	82,33	
3	Peones	1.817,14	4.416,75		4.416,75	0,0167	221,28	
0.5	Operador Equipo Liviano	1.900,0	4.782,48		4.782,48	0,0167	39,93	
1.3. MANO DE OBRA S/.							343,54	
1. SUMAN: C. DIRECTOS S/.							2.807,54	

2. COSTOS INDIRECTOS

2. COSTOS INDIRECTOS		
DIRECCIONES TECNICA Y ADMINISTRATIVA	= 6 %	PORCENTAJE TOTAL DE INDIRECTOS = 25 %
GASTOS DE FINANCIAMIENTO Y CONTRACTUALES	= 4 %	
IMPREVISTOS	= 5 %	
UTILIDADES	= 10 %	
REPRESENTANTE LEGAL U OFERENTE	2. SUMAN: C. INDIRECTOS S/.	701,89
	SUMAN: C. UNITARIO TOTAL	3.509,43
	ADOPTADO: S/.	3.509,00

CONCURSO PRIVADO DE PRECIOS N°

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

DISTRITO :

RUBRO Nº : 303

PROYECTO :

OBRA :

CONCEPTO : COLOCACION, SUMINISTRO Y PRUEBA TUBERIA FIERRO

UNIDAD: _____ u

CEMENTO; Ø 700 MM. INCLUIDO UNION (CLASE 10)

RENDIMIENTO: 2 u /día

CONDICIONES : NORMALES.

HQ-IA 22 DE 24

ELABORO:

REVISO:

FECHA: Dic.-91

1. COSTOS DIRECTOS

1.1 EQUIPO (Depreciación e intereses)

[illegible]

1.2. MATERIALES

DESCRIPCION	UNI-DAD	CANTIDAD	COSTO UNIT.	COSTO TOTAL	1 (%)
Tubería Hierro fundido Ø 700 MM @ 5 mm	Ml	3,20	330.000,0	1'056.000,00	
Suelda	Kg	6,00	2.000,0	12.000,00	
1.2. MATERIALES				1'068.000,00	

1.3. MANO DE OBRA

[illegible]

2. COSTOS INDIRECTOS

DIRECCIONES TECNICA Y ADMINISTRATIVA		= 6 %	PORCENTAJE TOTAL DE INDIRECTOS = 25 %	
GASTOS DE FINANCIAMIENTO Y CONTRACTUALES		= 4 %		
IMPREVISTOS		= 5 %		
UTILIDADES		= 10%		
REPRESENTANTE LEGAL U OFERENTE	2. SUMAN: C. INDIRECTOS S/.		271.243,22	
	SUMAN: C. UNITARIO TOTAL		1'356.216,10	
	ADOPTADO: S/,		1'356.216,00	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO Nº : 400

OBRA :

OBRA :

CONCEPTO : SUMINISTRO COLOCACION REJILLA Y

UNIDAD: u

COMPUERTAS

RENDIMIENTO: 2 u/día

CONDICIONES: NORMALES.

HOJA 23 DE 24

ELABORO:

REVISO:

FECHA: Dic.-91

1.1 EQUIPO (Depreciación e intereses)

1.1. EQUIPO S/.

1.2.	MATERIALES	12.000,00
------	------------	-----------

1.3.	MANO DE OBRA S/.	4.599,63
------	------------------	----------

1.	SUMAN: C.DIRECTOS S/.	16.599,63
----	-----------------------	-----------

2. SUMAN: C. INDIRECTOS S/.	4.149,91
SUMAN: C. UNITARIO TOTAL	20.749,54
ADOPTADO: S/.	20.750,00

**REPRESENTATE LEGAL
U OFFERENTE**

CONCURSO PRIVADO DE PRECIOS N°

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

DISTRITO :

RUBRO N° : 670

PROYECTO :

OBRA :

CONCEPTO : CINTA DE PVC DE 10 CM

UNIDAD: M1

RENDIMIENTO: 50 Ml/Jornal

CONDICIONES: NORMALES

HOJA 24 DE 24

ELABORO:

REVISO:

FECHA: Dic-91

1. COSTOS DIRECTOS

1.1 EQUIPO (Depreciación e intereses)

Nº	DESCRIPCION	HORAS MAQ.	COSTO HORA	COSTO TOTAL	I (%)
		1.1. EQUIPO S/.			

1.2. MATERIALES

DESCRIPCION	UNI-DAD	CANTIDAD	COSTO UNIT.	COSTO TOTAL	1 (%)
Cinta de PVC de 10 CM.	M1	1	2.300	2.300,00	
1.2. MATERIALES				2.300,00	

1.3. MANO DE OBRA

1.3. MANO DE OBRA								
Nº	PERSONAL	JORN. BASICO	JORN. REAL	OTROS	C. UNIT. J. REAL	DIAS HOMBRE	COSTO TOTAL	I (%)
1	Peón	1.817,14	4.416,75		4.416,75	0,02	88,34	
1.3. MANO DE OBRA S/.							88,34	
1. SUMAN: C. DIRECTOS S/.							2.388,34	

2. COSTOS INDIRECTOS

2. COSTOS INDIRECTOS		
DIRECCIONES TECNICA Y ADMINISTRATIVA	= 6 %	PORCENTAJE TOTAL DE INDIRECTOS = 25 %
GASTOS DE FINANCIAMIENTO Y CONTRACTUALES	= 4 %	
IMPREVISTOS	= 5 %	
UTILIDADES	= 10%	
REPRESENTANTE LEGAL U OFERENTE	2. SUMAN: C. INDIRECTOS S/.	597,09
	SUMAN: C. UNITARIO TOTAL	2.985,43
	ADOPTADO: S/.	2.985,00

10.3 VOLUMENES DE OBRA

Se ha realizado un análisis basado en las cartas topográficas, y verificado el trazado del canal en el campo, se ha procedido a efectuar un cálculo aproximado de los volúmenes que componen dicha obra, basándonos en:

- Se ha considerado un ancho de plataforma de 5.80m. como mínimo, y una profundidad de excavación media de 1.40 m, hemos considerado un coeficiente de expansión del 10%.

- Las cantidades en lo concerniente a hormigones se ha tomado datos empleados por el INERHI, tales como secciones mínimas, para cuantificar dichos datos se ha realizado un balance en cuanto a calidad de hormigones. El hormigón clase A se utilizará en el canal principal, boca toma, etc. El hormigón clase D se utilizará en los canales secundarios, y demás obras complementarias, etc.

- El cálculo de distancias respecto a transporte de materiales hemos considerado que el río puede aportar con grava, arena y piedra.

- En el caso de los sifones, su cuantificación se ha basado en base al diseñado en la Quebrada Algodonal, pues dicho sifón tiene las mismas características que los demás.

COSTO TOTAL DEL PROYECTO

- Presupuesto de la obra de captación

RUBRO	U	CANTIDAD	COSTO UNITARIO	COSTO TOTAL
Excavación sin clasificar (a máq)	m3	687,25	307,0	210.985,75
Excavación roca (a máquina)	m3	603,14	3.370,0	2'032.581,80
Excavación túnel clase C	m3	777,60	31.844,0	24'761.894,40
Hormigón Ciclópeo	m3	97,40	39.243,0	3'822.268,20
Hormigón Simple clase A	m3	304,62	70.625,0	21'513.787,50
Suministro, cort, doblada y arma.Fe	Kg	14.503,70	902,0	13'082.337,40
Suministro y colocac. rejilla y compu. U	U	7,0	20.750,0	145.250,00
Transporte de hierro y cemento (270Km)	T/Km	147 ,0	240,0	9'525.600,00
Transporte material, agua hasta 10 Km	m3	616,24	2.231,0	1'374.831,44
Relleno compactado a mano	m3	24,18	1.159,0	28.024,62
TOTAL				76'497.561,11
Imprevistos 10 %				7'649.756,11
COSTO TOTAL BOCATOMA				84'147.317,22

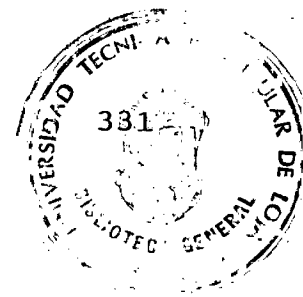
PRESUPUESTO DE OBRAS ESPECIALES

Sifones. I Total = 990 m

RUBRO	UNIDAD	CANTIDAD	COSTOS UNITARIOS	TOTAL
Excavación material Clase B	M3	3.381,81	1.345	4'548.534,45
Excavación material Clase C	M3	1.760,11	11.228	19'762.515,08
Hormigón Ciclópeo	M3	1.153,40	39.243	45'262.876,20
Hormigón Simple Clase A	M3	233,29	70.625	16'476.106,25
Hormigón Simple clase D	M3	77,00	60.356	4'647.412,00
Sumins.corta.dobla. y armada de Fe	Kg	9.238,73	902	8'333.334,46
Sumins.Coloca. rejilla y compuerta	U	15,00	20.750	311.250,00
Transporte de Fe y cemento (260Km)	Ton/Km	278,14	240	17'355.936,00
Trans.material y agua >10Km,15Km	M3/Km	833,92	222	2'776.953,00
Trans.material y agua hasta 10Km	M3	1.250,01	2.231	2'778.772,31
Trans.tub.Fibro-cemento ø700mm - Clase 10 (260Km)	Pa/Km	9,90	3.509	9'032.166,00
Sumins.tub.Ac, ø700mm clase 10	ml	990,00	180.419	178'614.810,00
Sumins.coloca.prueba codos ø700mm- e = 5mm y coloca. tub.fibro-cemento	U	42,00	1'356.216	56'961.072,00
Sumins.tub.Fe fundido ø 350mm , e = 5mm	ml	31,4	265.300	8'330.420,00
Sumins.tube.Fe-cemento ø250mm e = 5mm.	ml	62,0	244.500	15'159.000,00
Sumins. y coloc. válvula de paso - ø 250 mm.	U	5,0	390.600	1'953.000,00
Material Granular (montaje tubería)	M3	588,06	9.720	5'715.943,20
Relleno compactado en capas 20cm.	M3	463,32	1.159	536.987,88
Juntas PVC 10 cm	ml	164,70	2.985	491.629,50

TOTAL

\$ 399'048.718,90



**PRESUPUESTO DE LA CONDUCCION PRINCIPAL,
Y OBRAS COMPLEMENTARIAS**

R U B R O	UNIDAD	CANTIDAD	COSTOS UNITARIOS	TOTAL
Desbroce y limpieza	Ha	11,27	122.086,0	1'375.909,22
<u>Ex. Plataforma</u>				
Material sin clasificar (a máquina)	M3	141.601,20	307,0	43'471.586,40
Material roca (a máquina)	M3	17.864,74	3.370,0	60'204.173,80
Material clase C (a mano)	M3	170,25	11.228,0	1'911.567,00
				105'587.327,20
<u>Excav. Canal Zanja</u>				
Material sin clasificar (a máquina)	M3	26.421,18	598,0	15'799.865,64
Material roca (a máquina)	M3	3.814,62	4.824,0	18'401.726,88
Material Clase B (a mano) canal secundario.	M3	950,40	1.345,0	1'278.288,00
Material Clase C (a mano) canal secundario	M3	129,60	14.680,0	1'902.528,00
				37'382.408,52
<u>Túnel Excavación a Mano</u>				
Material Clase B	M3	794,88	5.682,0	4'516.508,16
Material Clase C	M3	198,72	31.884,0	6'335.988,48
				10'852.496,64
<u>Cunetas de Coronación (excav. a mano)</u>				
Material Clase B	M3	332,47	1.345,0	447.172,15
Material Clase C	M3	67,20	14.680,0	986.496,00
				1'433.668,15
<u>Revestimiento Canal</u>				
Hormigón Simple Clase A	M3	9.296,10	70.625,0	656'537.062,50
Hormigón Simple Clase D	M3	540,20	60.356,0	32'604.311,20
Hormigón Ciclópeo 40% piedra	M3	60,83	39.243,0	2'387.151,69
Mampostería piedra	M3	112,14	28.911,0	3'242.079,54
Sumin. Cort. Doblada de Hierro	Kg	19.583,62	902,0	17'664.425,24
Trans. material y agua mayor 10 Km (15 Km)	m3/km	6.336,76	222,0	21'101.410,80
Trans. material y agua hasta 10 Km	M3	9.505,13	2.231,0	21'205.945,03
Trans. hierro y cemento (260 Km)	Ton/Km	3.754,31	240,0	234'268.944,00
Juntas PVC 10 cm.	Ml	6.477,6	2.985,0	19'335.636,00
				1.008'346.966,00
<u>Revestimiento Túnel</u>				
Hormigón Simple Clase B	M3	264,59	71.469,0	18'909.982,71
Juntas PVC 10 cm.	Ml	170,20	2.985,0	508.047,00
Trans. material y agua mayor 10 Km (15 Km)	M3/km	423,87	222,0	1'411.487,10
Transporte hierro y cemento (260 Km)	Ton/Km	87,48	240,0	5'458.752,00
				26'288.268,81

.../

Embaulado

Hormigón Simple Clase A	M3	378,50	70.625,0	26'731.562,50
Sumin. cort. dobla.y armada de hierro	Kg	18.925,00	902,0	17'070.350,00
Transporte material y agua mayor 10 Km (15 Km)	M3/Km	599,17	222,0	1'995.236,10
Transporte de hierro y cemento (260 Km)	Ton/Km	166,85	240,0	10'411.440,00
				<u>56'208.588,60</u>

Pasos Vehiculares

Hormigón simple clase A	M3	10,99	70.625,0	776.168,75
Suminis. cortada, doblada y arma da de hierro	Kg	956,13	902,0	862.429,26
Trans. material y agua mayor 10 Km (15 Km)	M3/km	17,40	222,0	57.942,00
Transporte hierro y cemento (260 Km)	Ton/Km	5,29	240,0	330.096,00
				<u>2'026.636,01</u>

Pasos de agua	U	26,0	300.000,0	7'800.000,00
T O T A L:				<u><u>1.257'302.269,00</u></u>

PRESUPUESTO TOTAL

R U B R O	C O S T O
Obra de Toma	76'497.561,11
Conducción Principal	1.257'302.269,00
Sifones	399'048.718,90
TOTAL	1.732'848.549,00
IMPREVISTOS 10%	173'284.854,90
COSTO TOTAL DEL PROYECTO	1.906'133.403,90

SON: UN MIL NOVECIENTOS SEIS MILLONES CIENTO TREINTA Y TRES MIL CUA -
TROCIENTOS TRES,90/100 SUCRES

10.4 FORMULA POLINOMICA PARA EL REAJUSTE DE PRECIOS

Conceptos Básicos

El sistema de reajuste de precios contemplado en la Ley, se basa en la determinación y aplicación de precios de los componentes de las obras.

- Salario Mínimo Vital

Es el valor mínimo que debe recibir en efectivo un trabajador por los servicios prestados en una jornada de trabajo.

- Salario Mínimo

Es el valor que debe recibir en efectivo un trabajador en base a lo establecido por las comisiones sectoriales por rama de actividad económica (Art. 130 del Código de Trabajo).

- Categoría

Corresponde a los diferentes elementos de clasificación que suelen emplearse de acuerdo a la rama de actividad económica.

- Indices de Precios

Es el número que se obtiene de dividir el precio de un componente principal en una fecha determinada, para el precio del mismo componente en el período base, multiplicado por cien.

Los precios oficiales o índices de precios basados en los precios oficiales para los materiales y combustibles que regularmente los tengan como: asfalto, gasolina, diesel, etc., se utilizarán para la aplicación de la Ley.

- Índice Unificado de Precios

El número que se obtiene de dividir el promedio de precios de varios elementos similares o afines, en una fecha determinada para el promedio de los precios en el período base, multiplicado por cien.

- Índice de precios de materiales componentes no principales para obras de riego.

Es el índice unificado de precios que el INEC calculará para las obras de riego tomando en cuenta los materiales componentes no principales que son: materiales pétreos, tambores metálicos, válvulas de hierro, gaviones, maderas aserradas y cepilladas. Publicadas mensualmente por el INEC.

**PROCEDIMIENTO PARA LA ELABORACION Y APLICACION DE LAS
FORMULAS MATEMATICAS PARA EL REAJUSTE DE PRECIOS**

- Determinación de los Coeficientes

Para la elaboración de los coeficientes que servirán de base para la elaboración de la fórmula polinómica, se deberá seguir los siguientes pasos:

a. Transcribir las cantidades determinadas de cada rubro a contratarse.

b. Transcribir los datos del cuadro de desglose de los precios unitarios correspondientes a la resolución administrativa de cada uno de los rubros que intervienen en el contrato (en casilleros S/R*).

c. Registrados los datos de:

- Rubro N°
- Concepto
- Cantidad
- Componente de mano de obra, combustibles, repuestos, etc., (casillero S/R) (tomando de desglose de precios unitarios)* se procederá a multiplicar la cantidad de cada rubro por el valor de cada componente y se escribirá su resultado en el casillero S/T, de su respectivo componente.

d. Deberá realizar la sumatoria del casillero S/T, de cada componente y sus valores serán anotados en el subtotal.

e. Luego se ejecutará la sumatoria de los subtotales y se escribirá su valor en el casillero costo total directo.

f. A continuación se obtendrán los coeficientes, sin tomar en cuenta el anticipo, dividiendo cada subtotal para el costo directo total, los resultados deberán expresarse con tres cifras decimales y la sumatoria deberá ser igual a la unidad (1,000).

g. El coeficiente de los otros componentes considerados "como no principales", cuyo valor no excede 0,20

h. Si el contrato considera un anticipo del 30%, los coeficientes de los casilleros sin anticipo deberán ser multiplicados por el factor de corrección 0.70, valores que serán registrados en el casillero con anticipo, debiendo ser la sumatoria de éstos igual a 0,700.

* Cuando intervienen rubros con diferentes porcentajes de costos indirectos, se tiene que calcular con los costos totales y no solo con los costos directos, es decir, a cada valor del desglose agregar el respectivo costo indirecto.

i. Constarán como componentes aquellos que independientemente o agrupados según lo previsto en el reglamento tengan mayor incidencia en el costo de obra, su número no excederá a diez (10). Sin embargo, si la totalidad de los componentes no alcanzará a esta cifra, se podrá tomar como principales a todos.

j. Finalmente, se elabora la fórmula matemática en que constará el valor fijo no reajutable, equivalente al anticipo igual a 0.300 más los coeficientes que multiplican a los índices de sus respectivos componentes, cuya fórmula es la siguiente para estos casos:

$$Pr = Po (0.300 + p1 b1/Bo + p2 C1/Co + p3 D1/Do + \dots + pn X1/Xo)$$

Determinación de la Cuadrilla Tipo

Para determinar la cuadrilla tipo el procedimiento a seguirse para definir el número de trabajadores de ésta es similar al de la fórmula matemática, considerando los mismos rubros, conceptos y cantidades, variando únicamente la transcripción de los valores que se encuentran en los cuadros de la mano de obra de los precios unitarios.

Una vez obtenidos los subtotales para cada trabajador (categoría) estos se los sumará y el valor total debe ser igual al costo de la mano de obra. En la siguiente

línea, debajo de cada subtotal se copiará el salario real de cada uno de los trabajadores, indicados en el análisis de precios unitarios, a continuación se dividirá el subtotal de cada trabajador para el salario real y se obtendrá los días/hombre que se los anotará en la siguiente fila; luego se sumarán estos valores de días/hombre y el resultado se lo anotará en el casillero de totales. Se calculará la composición de la cuadrilla tipo (número de trabajadores), dividiendo el valor de los días/hombre, y su resultado se lo anotará en la línea siguiente, y la sumatoria de estos valores, deberá ser igual a 1,000 y por último, en la columna de observaciones escríbase el resumen de la composición de la cuadrilla tipo (número de trabajadores).

Ejemplo de la Descripción de los Términos de la Fórmula Matemática.

B = sueldos y salarios mínimos diario de la cuadrilla tipo calculada en base a los salarios mínimos para los trabajadores fijados por la Ley o Acuerdo Ministerial más remuneraciones adicionales y obligaciones patronales legales, exceptuando el porcentaje legal de utilidades, viáticos, subsidios ocasionales y beneficios de orden social.

C = precio total de venta al consumidor por galón de combustible que contenga el 5% de gasolina extra

o especial y el 95% de diesel, fijado por el Ministerio de Energía y Minas, Ejemplo:

$$95\% \times \text{S/ diesel} = 0.95 \times \text{S/ 390} = \text{S/370,50}$$

$$5\% \times \text{S/ gasolina} = 0.05 \times \text{S/ 410} = \text{S/ 20,50}$$

$$\underline{\underline{\text{S/391,00}}}$$

D = Índice de precios de repuestos para maquinaria de construcción, publicada por el INEC.

E = Índice de precios de equipo y maquinaria de construcción vial, publicada por el INEC.

F = Índice de precios de un saco de cemento portland tipo I, publicada por el INEC.

G = Índice de precios de explosivos, publicada por el INEC.

H = Índice de precios de acero en barras, publicada por el INEC.

L = Índice de precios de tubos y accesorios de asbesto cemento, publicada por el INEC.

M = Índice de precios de tubería de hierro fundido y accesorios publicados por el INEC.

Subíndice O. Se refiere a los precios o índices de precios treinta días antes de la fecha de cierre de la presentación de las ofertas que debe constar en el

contrato.

Subíndice 1. Se refiere a los precios o índice de precios a la fecha de pago del anticipo o de las planillas de ejecución de obra.

Programación de la Obra

Existen varios métodos de programación de obras, entre ellos tenemos:

- Método de Barras - Diagrama GANTT (Método Gráfico)
- Método C.P.M. (Critical Path Method)
- Método PERT (Programa Evaluation and Review Technique)

No existe radical diferencia entre los métodos CPM y PERM, salvo en que el segundo, presupone un estudio probabilístico que estime 3 duraciones: optimista, más probable, y pesimista; ahora bien, en nuestro proyecto a nivel de prefactibilidad, debe enfocarse el Diagrama Gantt.

Diagrama Gantt

Método empleado para proyectos de mediana envergadura

en la que cada actividad ocupa una cantidad de tiempo, dicha actividad tendrá que tener la respectiva concatenación, la duración de la actividad y la ubicación estará dada por el programador; la experiencia será indispensable para que la programación tenga el éxito deseada. El diagrama Gantt contiene:

- **Identificación:** Contratante

Proyecto

Ubicación

Contratista

Plazo

Fecha de iniciación

- **Rubro de actividades.** Constará los rubros que tienen parte en la obra.

- **Presupuestos, unidad, cantidad, precios unitario y total.**

- **Diagrama de Actividades.** Se dividirá el tiempo que demora la obra en ejecutar se en partes iguales, ya sea días, semanas o meses, en los casilleros deberá ir anotado la cantidad del rubro a ejecutarse en la semana o mes, y su respectivo costo.

- **Resumen:** costo y porcentaje parcial y acumulado.

Resumen de cantidades ejecutadas: parcial y acumuladas (cuando ya se tiene la obra).

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

De los estudios de prefactibilidad, se recomienda lo siguiente:

- Con la ejecución del Proyecto de Riego Potrerillos, por parte del INERHI, se logrará incorporar a la producción alrededor de 400 Ha, beneficiando con esto a muchas familias de escasos recursos económicos del sector fronterizo.
- Dado que las condiciones topográficas del terreno, la longitud de canal muerto, obras especiales como sifones y túneles son necesarias, presentan grandes obstáculos, incrementando su costo, concluimos que no se justifica su ejecución.
- El caudal 0.90 m³/seg para el que está diseñado el canal, está garantizado en un 98% del año.
- El 70% del área bajo el canal es regable.
- Se recomienda tener especial cuidado en las obras de captación y aledañas a las riberas del río, los meses febrero y marzo, pues se presentan las crecidas más fuertes, que pueden causar daño.
- Se requiere la construcción de cinco sifones a lo

largo de la conducción con la finalidad de salvar presiones existentes, para poder llegar con el líquido a la zona regable.

- En la captación (cota 320 m.s.n.m) se hace necesario la construcción de un túnel, esto resulta ser más económico, y evita que el río en tiempo de crecida inunde dichas obras (conducción, captación , desarenador).
- Existen quebradas intermitentes, y una de estas es la quebrada Algodonal , donde se ha visto la necesidad de construcción de un sifón.
- Empezar un plan de conservación de los bosques, y evitar la contaminación de las aguas del Río Catamayo, puesto que estas aguas son aprovechadas para riego y el consumo humano.
- Es necesario la adecuación de estaciones meteorológicas que permitan obtener datos para una mejor homogenización de estudios posteriores hidro-meteorológicos.
- Realizar estudios edafológicos y geotécnicos a fin de tecnificar los sistemas de riego de acuerdo al tipo de suelo existente en la zona.
- De todos los estudios realizados en la presente tesis, a nivel de prefactibilidad, por su ubicación

estratégica-fronteriza se concluye que el Proyecto "Estudio de Prefactibilidad del Proyecto de Riego Potrerillos", es técnicamente factible, por lo que se recomienda su inmediato estudio a nivel de factibilidad y su construcción definitiva.

BIBLIOGRAFIA

- PUBLICACIONES TECNICAS DEL PROYECTO HIDROMETEOROLOGICO, Manual de Hidrología, San José, Costa Rica.
- F. PIZARRO, Drenaje Agrícola y Recuperación de Suelos Salinos
- N. M. DOWNIE, R. W. HEATH, Métodos Estadísticos Aplicados
- INERHI - PREDESUR, Proyecto Zapotillo, Estudios Hidrológicos, Sep-1989.
- PROYECTO HIDROMETEOROLOGICO CENTROAMERICANO, Manual de Hidrología
- KROCHIN, Diseño Hidráulico
- INERHI - UTPL, Curso de Riego y Drenaje
- VEN TE CHOW, Hidráulica de los canales abiertos, 1983
- BUREAU OF RECLAMATION, Diseño de Presas Pequeñas
- G. WINTER, A. NILSON, Proyecto de Estructuras de Hormigón
- INECEL, Criterios Generales del Diseño de un Sifón, Quito
- E. HINOJOSA, Manual de Prediseño para Muros de Contención mediante el uso de gaviones.
- J.A. MEDINA SAN JUAN, Ediciones, Mundi-Prensa, 1981
- S. EL JANANI, Riego por Aspersión, Misión de Israel
- F. DOMINGUEZ, GARCIA-TEJERO. El Riego. Su Importancia y su Técnica, Editorial Dossat S.A. Madrid 1971.
- JOSE ZAMBRANO, Folleto Riego y Drenaje, 1983
- J.A. MEDINA SAN JUAN, Riego por Goteo, 1981
- COLECCION SCHAUN, Diseño de Concrto Armado
- INERHI, Precios Unitarios Referenciales, Zona 2, 91

A N E X O S

7.3.1 Estudio de la Alternativa de CaptaciónAzud de 4 m. de alto

1. Longitud b de cresta del azud = 44.5 m
2. Carga necesaria $H_0 = (q/M)^{2/3} = (37.08/2.1)^{0.667} = 6.78 \text{ m.}$
3. Valores del caudal unitario $q = 1650/44.5 = 37.08 \text{ m}^3/\text{s}$
4. Carga Total $T = 4 + 6.78 = 10.78 \text{ m}$
5. Calado Contraído (Y_1)

$$E_0 = E_1$$

$$E_0 = 4 + 6.78 = 10.78$$

$$E_1 = Y_1 + \frac{V_1^2}{2g}$$

$$V_1 = \frac{Q}{A} = \frac{1650}{44.5 Y_1}$$

$$10.78 = Y_1 + \left(\frac{\frac{1650}{44.5 Y_1}}{19.62} \right)^2$$

$$10.78 = Y_1 + \frac{70.073}{Y_1^2}$$

$$Y_1 = 3.0 \text{ m} \quad V_1 = \frac{1650}{44.5(3)} = 12.36 \text{ m/s}$$

6. Calado Conjugado (Y_2)

$$Y_2 = \frac{Y_1}{2} \left(\sqrt{1 + 8 F_1^2} - 1 \right)$$

$$Y_2 = \frac{3.0}{2} \left(\sqrt{1 + 8(5.19)^2} - 1 \right)$$

$$Y_2 = 8.28 \text{ m}$$

F1 = número de froude

$$F1 = \frac{V1^2}{g \cdot y1}$$

$$F1 = \frac{12.36^2}{9.81 \times 3.0} = 5.19$$

7. Longitud Laz del Azud

$$Y = 0.473 (x/Ho)^{1.81} Ho$$

Coordenadas del Azud

$$Y = 0.473 (x/H)^{1.81} H + 0.3H$$

$$0.3H = 2.004$$

$$\text{Carga } H = 6.78$$

$$\text{Altura } Y = 4.0$$

ABSCISA X VERTICE	DESDE EL PARAMENTO	ORDENADA Y
0.5	2.504	0.000
1.0	3.004	0.1004
1.5	3.504	0.209
2.0	4.004	0.352
2.5	4.504	0.527
3.0	5.004	0.733
3.5	5.504	0.969
4.0	6.004	1.234
4.5	6.504	1.527
5.0	7.004	1.848
5.5	7.504	2.196
6.0	8.004	2.570
6.5	8.504	2.971
7.0	9.004	3.398
7.5	9.504	3.850
7.661	9.665	4.000

$$Laz = 1.512 Y^{0.552} H^{0.448} + 0.3H$$

$$Laz = 1.512 (4)^{0.552} \times 6.78^{0.448} + 2.004$$

$$LAZ = 9.66 \text{ m.}$$

8. Sección del Azud

$$A = 0.974 Y^{1.55} Ho^{0.448} + 0.3Y Ho - 0.019 Ho$$

$$A = 19.684 + 8.136 - 0.129$$

$$Aaz = 27.69 \text{ m}^2$$

9. Volumen del Azud

$$Vaz = Aaz \times b$$

$$Vaz = 1232.3 \text{ m}^3$$

10. Longitud del Zampeado

$$Lza = 2.5 (1.9 d2 - d1)$$

$$Lza = 2.5 (1.9 \times 8.28 - 3.0)$$

$$Lza = 31.83 \text{ m.}$$

11. Grueso del H^O al principio del Zampeado

$$tza = 0.2 q^{0.5} (HT - d2)^{0.25}$$

$$tza = 1.53 \text{ m.}$$

El grueso del H^O al final del zampeado se toma de -
30 cm.

12. Grueso medio del Zampeado

$$t_{med} = 0.5 (t_{za} + 0.30)$$

$$t_{med} = 0.915 \text{ m}$$

13. Volumen del Zampeado

$$V_{za} = L_{za} \times b \times t_{med}$$

$$V_{za} = 1296.04$$

14. Volumen del Dentellón

Se adopta una profundidad de 2 m, 0.4m de ancho en la parte inferior y 1.2m en la parte superior, osea un promedio de 0.8 m. por una longitud total de 100m.

$$0.8 \times 2 \times 100 = 160 \text{ m}^3$$

15. Volumen del Dentellón más Zampeado

$$V (D + za) = 1296.04 + 160 = 1456.04 \text{ m}^3$$

16. Longitud de la Reja Lr

$$Q = K M_o S b H^{3/2}$$

$$M_o = \left[0.407 + \frac{0.045 \times 1.25}{1.25 + 2.75} \right] \left[1 + 0.285 \left(\frac{1.25}{4} \right)^2 \right] 4.43$$

$$M_o = 1.92$$

$$S = 1.05 \left[1 + 0.2 \frac{1.15}{1.0} \right] \sqrt[3]{\frac{0.10}{1.25}}$$

$$S = 0.56$$

$$0.9 = 0.85 \times 1.92 \times 0.56 \times b \times 1.25^{3/2}$$

$$b = 0.71 \text{ m.}$$

Espacio entre barrotes = 10 cm.

Ø barrotes = 10 cm.

Número de espacios

$$n = \frac{0.71}{0.10} = 7.1 \cong 8$$

Número de barrotes

$$N = 8 - 1 = 7$$

Ancho total B

$$B = 0.71 + 7 (0.1)$$

$$B = 1.41 \cong 1.50 \text{ m}$$

17. Longitud de Muros

$$L_{\text{muro}} = 2(9.66 + 31.83 + 1.50) = 86 \text{ m.}$$

18. Máxima Altura de Muros

$$h_{\text{máxi}} = 10.78 + 1 = 11.78 \text{ m.}$$

19. Mínima altura de Muros (undidos 50 cm)

$$h_{\text{míni}} = 8.28 + 1 = 9.28 \text{ m}$$

20. Altura Media de Muros

$$h_{\text{media}} = \frac{11.78 + 9.28}{2} = 10.53 \text{ m,}$$

21. Sección de Muros

EH = empuje horizontal

$$EH = 0.291 \text{ WT } h^2/2$$

EV = empuje vertical

$$EV = 0.078 \text{ WT } h^2/2$$

$$\text{ancho en la base} = 0.41 h - 0.06 = 0.41(10.53) - 0.06 = 4.26 \text{ m}$$

$$\text{Sección del muro} = 0.31 h^{1.82} = 0.31 (10.53)^{1.82} = 22.5 \text{ m}^2$$

22. Volumen del muro

$$\text{Vol. muro} = 22.5 \times 86$$

$$\text{Volm muro} = 1935 \text{ m}^3$$

23. Volumen de excavación

$$\text{Vol. excava} = (0.5 \times 4 \times 44.5) = 89 \text{ m}^2 \times 86 = 7654 \text{ m}^3$$

24. Volumen de Relleno

$$\begin{aligned}\text{Vol.rell} &= \frac{(10.53 - 4) ((10.53 - 4) 2.5) \times 86}{2} \\ &= 4583.9 \text{ m}^3\end{aligned}$$

25. Costo de Obras de H^O ciclópeo del Azud en millones de sucres a razón de 38425,00 sucres/metro cúbico.

$$\text{Costo H}^{\text{O}}\text{Cicl} = 38.425 \times 1232.3 = 47.35$$

26. Costo del H^O levemente armado del zampeado a razón de 138765,00 sucres/metro cúbico.

$$\text{Costo H}^{\text{O}}\text{Leveme.Arma} = 138765 \times 1456.04 = 202.05$$

27. Costo del H^O simple de los muros a razón de 58725,00 sucres/metro cúbico.

$$\text{Costo H}^{\text{O}}\text{Simple} = 58725 \times 1935 = 113.633$$

28. Costo de Excavación a razón de 7975,00 sucres/metro cúbico.

$$\text{Costo Excav} = 7975 \times 7.654 = 61.041$$

29. Costo de relleno a razón de 3045,00 sucres/metro cúbico.

$$\text{Costo relleno} = 3045 \times 4583.9 = 13.958$$

30. Costo Excavación del Canal (túnel)

$$\text{Costo Excav. Canal} = 2 \times 1.60 \times 260 = 832$$

$$= 832 \times 7975 = 6.635$$

31. Costo total en millones de sucres

$$= 438.032 + 6.635 = 444.667$$

Se tomó esta alternativa de Azud de 4 m. de alto; por las siguientes razones:

- Que el caudal que lleva el río Catamayo en crecida es muy grande ($1650 \text{ m}^3/\text{s}$), por consiguiente tenemos que cerrar el cauce del río con una obra de dimensiones grandes, puesto que la captación está prevista captar en la cota 320 m.s.n.m. con un ancho de río de 44.5 m.
- Que con esta altura de Azud, nos adentramos a una cota más alta, para que en creciente no haya inundaciones de las demás obras de la captación.

MEMORIA DE CALCULO DEL AZUD DE 4 m. DE ALTO

1. Se adopta una altura de azud de 4 m., lo que equivale, una cota en la cresta de 324 m.s.n.m.
2. Cálculo de carga necesaria sobre el azud para el paso de la creciente, incluye la carga por velocidad de aproximación y la corrección por sumersión.

$$H_o = \left(\frac{q}{M}\right)^{2/3}$$

Donde:

H_o = carga necesaria m.

q = caudal unitario m^3/s

$M_{vertedero} = 2.15$

3. Valores del caudal unitario

$$q = Q/b$$

Donde:

q = caudal unitario m^3/s

Q = caudal de crecida m^3/s

b = ancho del río m.

4. Carga total respecto al pie del Azud

$$T = Y' + H$$

Donde:

T = carga total m.

Y' = alto del azud m.

H = carga m.

5. Calado contraído d1 al pie del azud. m.

6. Calado conjugado d2 m.

7. Longitud Laz del Azud. El azud tiene un perfil hidrodinámico Creager - oficerov cuyas coordenadas están dadas por la ecuación:

$Y = 0.473 (x/H_0)^{1.81} H_0$, osea que el perfil del azud varía con la carga, y es función del caudal unitario.

Donde:

Y = ordenada

X = abscisa

H_0 = carga

Luego se obtiene la longitud (paralela al río) del azud $X = \text{Laz}$ igual a:

$$L_{az} = 1.512 Y^{0.552} H_o^{0.448} + 0.3 H_o$$

Donde:

Y = altura

H_o = carga.

8. Cálculo de la sección del Azud A_{az} ; obtenida por integración de la línea 7, y es igual a:

$$A_{az} = 0.974 Y^{1.55} H_o^{0.448} + 0.3 H Y - 0.019 H_o$$

9. Volumen del Azud

$$V_{az} = A_{az} \times b$$

10. Longitud del Zampeado: Dada por la ecuación de Pavlovski.

$$L_{za} = 2.5 (1.9 d_2 - d_1)$$

11. Grueso del hormigón al principio del Zampeado dado por la ecuación de Taraimovich. Al comienzo del Zampeado el grueso debe ser suficiente para resistir el impacto del agua que baja desde el azud.

$$t_{za} = 0.2 q^{0.5} (HT - d_2)^{0.25}$$

HT = suma de la carga + alto del azud

- Se recomienda que el valor mínimo no sea nunca inferior a 30 cm.

12. Grueso medio del Zampeado: $t_{med} = 0.5 (t_{za} + 0.30)$

13. Volumen del Zampeado

$$V_{za} = L_{za} \times b \times t_{med}$$

14. Normalmente los Zampeados tienen dentellones. Desde el punto de vista de espesor del zampeado, lo más económico es ubicar un dentellón en el principio de este.

15. Volumen del dentellón más zampeado (H^0 levemente armado) es igual a la suma de las líneas 13 y 14.

16. Longitud de la reja de entrada

Cuando $h > P2$ el vertedero es sumergido, en cuyo caso se utiliza la siguiente fórmula

$$Q = KSMobH^{3/2}$$

Donde:

Q = caudal de captación

S = coeficiente de sumersión

M_o = coeficiente de descarga

v = ancho de vertedero

H = carga de agua

K = coeficiente de pérdida de barrotes = 0.85

Coeficiente de sumersión: Utilizamos la fórmula de Bazin

$$S = 1.05 \left(1 + 0.2 \frac{h_n}{P_2} \right) \sqrt[3]{\frac{Z}{H}}$$

Coeficiente de descarga. Calculado con la fórmula de Konovalov

$$M_o = \left[0.407 + \frac{0.045H}{H + P_1} \right] \left[1 + 0.285 \left(\frac{H}{H + P_1} \right)^2 \right] \sqrt{2g}$$

17. Longitud de muros que se tomo igual a:

$$2(L_{az} + L_{za} + L_r)$$

Donde:

L_r = longitud de reja

Por lo general se construyen muros a los lados de la estructura que se extienden paralelamente al río en toda la longitud del Azud y del zampado. Estos muros de ala trabajan como muros de sostenimiento y deben ser diseñados para resistir la presión del agua y del terreno contra el cual se construyen.

18. Máxima altura de muros que se toma igual a:

$$T + 1 = h \text{ máxi.}$$

Donde:

T = carga total

1 = factor de seguridad.

19. Mínima altura de muros igual a: $d_2 + 1$. El borde libre para los muros se ha tomado igual a 50 cm., por encima del nivel del agua en creciente y se los considera undidos 50 cm en el suelo.

$$h \text{ mín} = d_2 + 1$$

20. Altura media de muros que se supone igual a la semisuma de los numerales 18 y 19

21. Sección de los muros.- se supone que los muros de ala son ha gravedad, que se construyen a lo largo de las orillas y se rellenan después hasta el barranco con tierra compactada.

La pared que está en contacto con la tierra es vertical. El empuje fue calculado con

la ecuación de Coulomb cuya expresión es:

$$\text{Empuje total} = KWT h^2/2$$

Siendo:

$$K = \left[\frac{C \csc \beta \cdot \text{Sen}(\beta - \phi)}{(\text{Sen}(\beta + \delta))^{0.5} + \frac{[\text{Sen}(\phi + \delta) \text{Sen}(\phi - \theta)]}{\text{Sen}(\beta - \theta)}} \right]^2$$

$WT = 1.7 \text{ T/m}^3$, peso específico de la tierra

$\beta = 90^\circ$ = ángulo del muro con la horizontal

$\phi = 30^\circ$ = ángulo de fricción interna de la tierra.

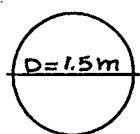
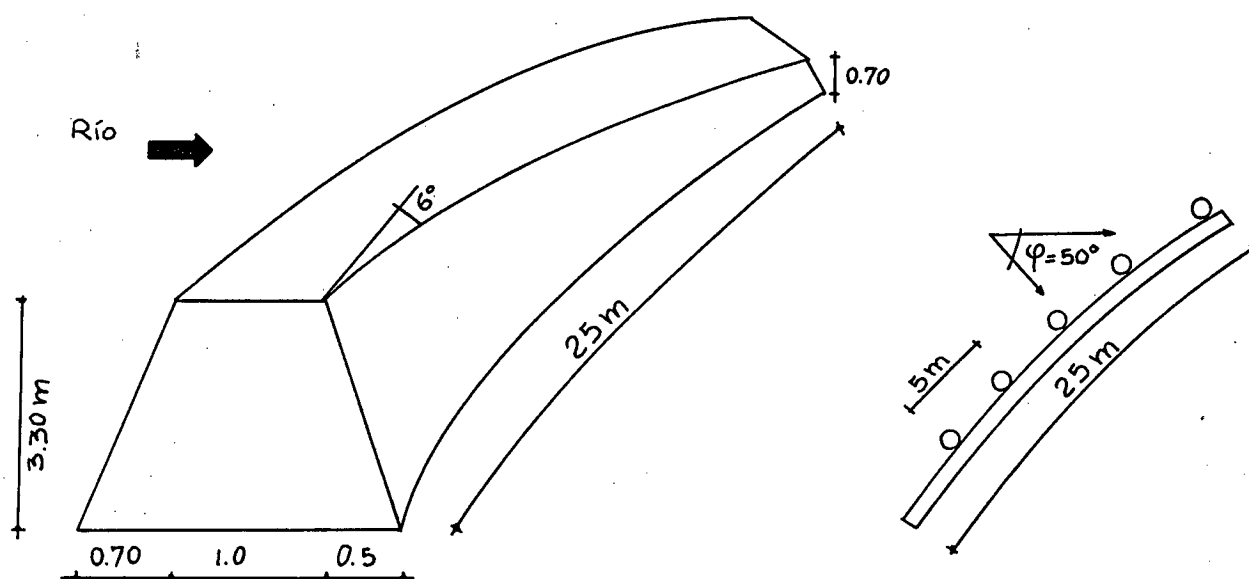
$\delta = 15^\circ$ = ángulo de rozamiento tierra/muro, y - que no debe ser mayor a $2/3 \phi$. Se toma 15° .

$\theta = 0$ = ángulo de la tierra con la horizontal

22. Volumen de muros, calculado para la altura promedio y para la longitud total, que las obras ocupan en el río.

7.3.2 Estudio de la Alternativa de Captación Mediante Espigones.

- a. **Espigón:** Para cambiar la dirección del cauce (dirigido aguas abajo).



$$V_{\text{piedra}} = \frac{4}{3} (r)^3 = \frac{4}{3} (0.75)^3 = 1.76 \text{ m}^3$$

(diámetro de piedra que puede ser arrastrada por el río). Tanto la piedra arrastrada, como el muro están en las mismas condiciones, en cuanto a pérdida de peso; por tanto analizamos como si ninguno perdiera peso.

$$W_{\text{piedra}} = V_{\text{piedra}} \cdot \gamma_p = 1.76 \text{ m}^3 \times 2.2 \text{ Ton/m}^3 = 3.89 \text{ T}$$

$$W_T \text{ piedra} = 3.89 \times 5 = 19.45 \text{ Ton}$$

= Angulo entre dirección de la corriente, y la normal al espigón.

$$F_N = \cos \varphi \times W_T \text{ piedras}$$

$$F_N = (\cos 50^\circ) \times 19.45 \text{ Ton} = 12.50 \text{ Ton}$$

- Cálculo de la fuerza de impacto en el espigón

Aplicamos ecuación de cantidad de movimiento:

$$F = \frac{m \times v}{t}$$

Donde:

m = masa de las piedras = p/g

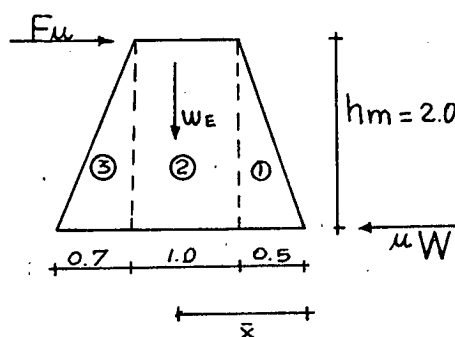
v = velocidad de la masa

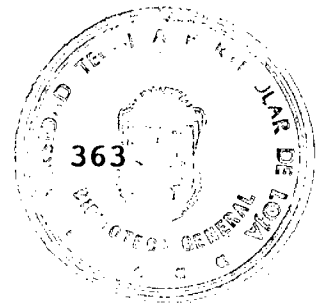
t = tiempo que demora en impactar en el cuerpo

$$F = \frac{12.5 \text{ Ton} \times 4 \text{ m/seg}}{0.1 \text{ seg} \times 9.8 \text{ m/seg}^2} = 51.03 \text{ Ton}$$

- Fuerza Unitaria en Muro

$$F_u = F/L_{esp} = 51.03 \text{ Ton}/25 \text{ m} = 2.04 \text{ Ton/ml}$$





$$\bar{X} = \frac{\sum (A\bar{X}_i)}{\sum A}$$

$$\bar{X} = \frac{(0.5 \times 2/2) \times (0.5 \times 2/3) + (1 \times 2) \times (1.0) + (0.7 \times 2/3) \times (1.5 \times 0.7/3)}{0.5 \times 2/2 + 1 \times 2 + 0.7 \times 2/2}$$

$$\bar{X} = 1.055 \text{ m.}$$

- Estabilidad al deslizamiento

$$F_{S.D} = \frac{W_E \times u}{F_u} > 1.50$$

u = coeficiente de rozamiento = 0.50

α = 2.0 Ton/m³ (hormigón ciclópeo)

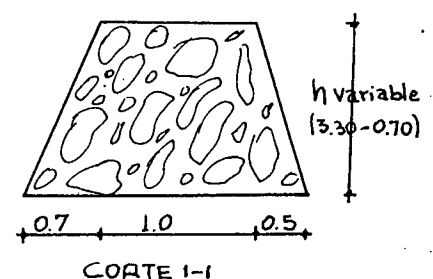
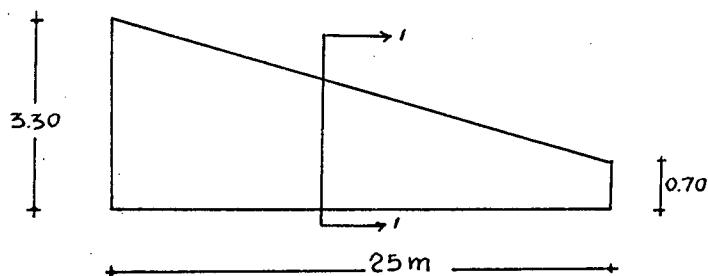
$$W_E = 3.2 \text{ m}^3 \times 2.0 \text{ Ton/m}^3 = 6.4 \text{ Ton/ml}$$

$$F_{S.D} = \frac{6.4 \times 0.5}{2.04} = 1.57 > 1.50 \text{ (espigón no se desliza)}$$

- Estabilidad al Volcamiento

$$F_{S.V} = \frac{W_E \times \bar{X}}{F_u \times \bar{Y}} > 1.50$$

$$F_{S.V} = \frac{6.4 \times 1.055}{2.04 \times 2} = 1.65 > 1.50 \text{ (espigón no vuelca)}$$



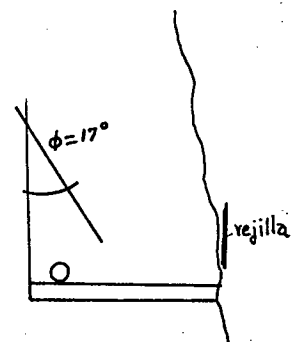
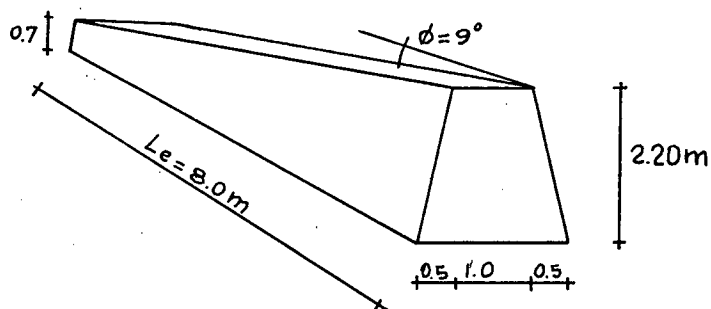
b. Espigón: Captación

$$h_{\text{máxim}} < L_{\text{espigón}} < B/4$$

$$B = \text{ancho del río} = 45/4 = 11 \text{ m}$$

$$h_m = \text{calado máximo} = 6.4 \text{ m.}$$

$$L_{\text{espigón}} = 8.0 \text{ m}$$



$$W_T \text{ piedras} = W_{\text{piedra}} \times \text{No.}$$

$$\text{No} = 1$$

$$W_T = 3.89 \times 1$$

$$W_T = 3.89 \text{ Ton}$$

$$h_{\text{media}} = 1.45 \text{ m}$$

$$A = 0.5 \times 1.45 + 1.45 \times 1 = 2.175 \text{ m}^2$$

$$W_E = 2.175 \times 2 \text{ T/m}^3 = 4.35 \text{ Ton/ml}$$

- Cálculo de la fuerza normal al espigón

$$FN = W_T \text{ piedras} \times \cos \varphi$$

$$FN = 3.89 \times \cos 17^\circ$$

$$FN = 3.72 \text{ Ton}$$

- Cálculo de la fuerza actuante (impacto en Espigón)

$$F = \frac{(3.72 \text{ Ton}/9.8 \text{ m/seg}^2) \times 4 \text{ m/seg}^2}{0.1 \text{ seg}}$$

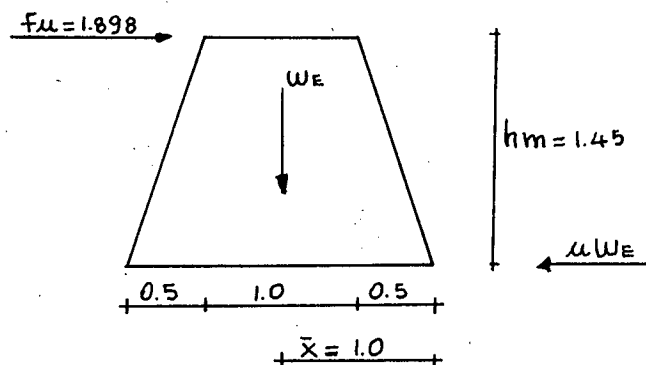
$$F = 15.184 \text{ Ton}$$

- Fuerza unitaria en muro

$$F_u = 15.184 \text{ Ton}/8 \text{ m}$$

$$F_u = 1.898 \text{ Ton/ml}$$

$$W_E = \text{Peso del espigón} = 4.35 \text{ Ton/ml}$$



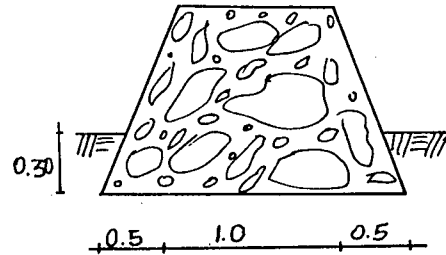
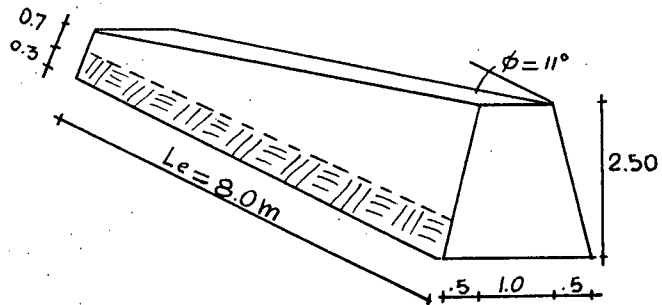
- Estabilidad al deslizamiento

$$F_{S.D} = \frac{4.35 \times 0.5}{1.898} = 1.14 > 1.5 \quad \text{espigón se desliza}$$

- Estabilidad al volcamiento

$$F_{S.V} = \frac{4.35 \times 1.0}{1.898 \times 1.45} = 1.58 > 1.5 \quad \text{espigón no vuelca}$$

Solución.2. Empotramos el muro 30 cm.



tipo de suelo $\phi = 30^\circ$ $K_p = 3.0$ $r = 1.77 \text{ T/m}^3$

- Cálculo del empuje pasivo

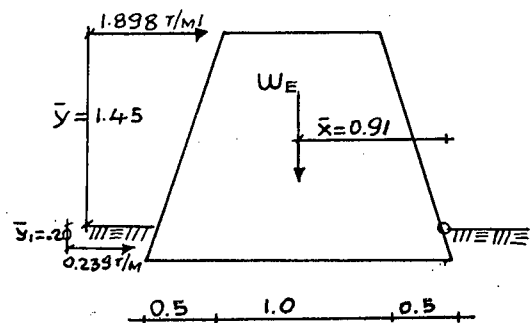
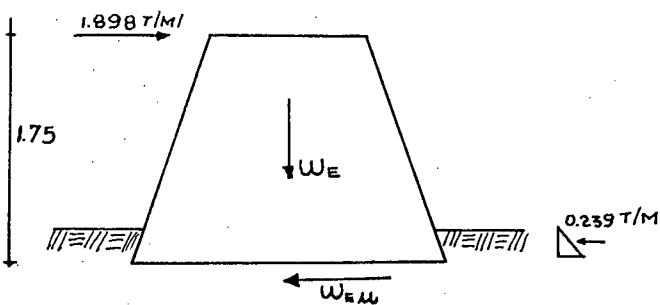
$$E_p = K \gamma H^2 / 2 = 3 \times 1.77 \times (0.30)^2 / 2$$

$$E_p = 0.239 \text{ Ton/m}$$

- Peso del Espigón

$$W = 1.75 \times 0.50 + 1.75 \times 1 = 2.625 \text{ m}^2$$

$$W_E = 2.625 \text{ m}^2 \times 2.0 \text{ Ton/m}^3 = 5.25 \text{ Ton/m}$$



- Estabilidad al deslizamiento

$$F_{S.D} = \frac{W_E \times u + E_p}{F_{\text{piedra}}} > 1.50$$

$$F_{S.D} = \frac{5.25 \times 0.50 + 0.239}{1.898}$$

$$F_{S.D} = 1.51 > 1.50 \text{ (no se desliza)}$$

- Estabilidad al volcamiento

$$F_{S.V} = \frac{W_E \times \bar{X} + E_p \times \bar{Y}_1}{F_p \times \bar{Y}} > 1.50$$

$$F_{S.V} = \frac{5.25 \times 0.91 + 0.239 \times 0.20}{1.898 \times 1.45}$$

$$F_{S.V} = 1.75 > 1.50 \text{ (no vuelca)}$$

- Chequeo al Corte

$$V = 15.184 \text{ Ton}$$

$$V_{\text{ult}} = \frac{V}{\phi_{bd}} = \frac{15.184 \times 1.000}{0.85 \times 150 \times 100} = 1.19 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_{\text{adm}} = 0.53 \sqrt{f'_c} \quad f'_c = 105 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_{\text{adm}} = 0.53 \sqrt{105} = 5.43 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_{\text{ult}} < V_{\text{admisible}}$$

$$1.19 \text{ kg/cm}^2 < 5.43 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{bien}$$

- Costo de los Espigones

$$H^{\circ}C^{\circ} = (3.20 \text{ m}^2 \times 25 \text{ m}) + (2.625 \times 8 \text{ m})$$

$$VH^{\circ}C^{\circ} = 101 \text{ m}^3$$

$$\text{Costo en sucres} = 101 \text{ m}^3 \times 55.000,00$$

$$= 5'555.000,00$$

- Encausamiento del Río

$$L = 25 + 8 = 33 \text{ m}$$

$$\text{Costo en sucres} = 33 \times 5.000,00$$

$$= 165.000,00$$

$$\text{Costo total} = 5'720.000,00$$

7.3.3 Excavación de Túnel, Clase C.

$$V \text{ exc} = 777.60 \text{ m}^3 \quad \$ 31.844.00 \quad \$ 24'761.894.40$$

Excavación de la Plataforma en Roca (a mano)

$$V \text{ exc} = 8568.0 \text{ m}^3 \quad \$ 11228.00 \quad \$ 96'201.544.00$$

VELOCIDAD DEL VIENTO MENSUAL Y ANUAL (Km/h)

Estación Macará

Anexo 1

AÑO	M E S E S												SUM.	MEDIA
	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPT.	OCTUBRE	NOV.	DIC.		
1964	1.5	1.0	1.0	1.0	1.6	2.2	2.1	1.8	1.7	2.2	1.7	2.1	20.4	1.7
1965	1.9	1.9	1.5	-9.9	1.0	1.1	1.3	1.5	1.8	1.4	1.9	1.8	-9.9	-9.9
1966	3.4	0.9	2.6	1.2	1.7	3.4	1.9	2.0	1.1	2.0	4.7	2.7	27.6	2.3
1967	2.3	0.5	-9.9	1.4	1.3	1.2	1.9	2.1	2.0	2.6	2.5	2.6	-9.9	-9.9
1968	4.7	2.4	1.9	2.7	3.0	2.9	3.4	2.8	2.6	2.7	2.3	2.1	33.6	2.8
1969	2.2	2.2	2.2	2.0	1.1	2.0	4.0	2.6	2.8	2.4	2.5	2.3	28.8	2.4
1970	1.9	1.5	2.2	1.9	-9.9	1.7	1.8	1.3	1.9	2.6	2.1	2.6	-9.9	-9.9
1971	2.6	2.6	2.6	2.2	2.3	2.5	2.8	2.8	3.1	3.4	3.5	3.1	33.6	2.8
1972	2.7	2.7	2.3	2.0	2.4	2.5	2.4	2.8	2.7	3.2	2.4	-9.9	-9.9	-9.9
1973	2.4	1.6	1.9	1.4	1.9	2.5	2.1	2.4	2.2	2.4	2.2	2.1	25.2	2.1
1974	2.1	2.3	2.4	2.2	2.0	2.2	2.1	2.4	2.1	2.2	2.2	2.2	26.4	2.2
1975	2.0	1.8	1.4	1.6	2.0	2.0	2.1	2.0	1.9	2.3	2.6	2.5	24.0	2.0
1976	1.6	1.7	1.5	1.8	1.5	1.4	1.9	2.0	2.4	2.8	2.6	2.7	22.8	1.9
1977	1.4	1.7	1.7	3.5	4.0	4.1	4.5	4.9	5.3	4.3	3.1	2.7	40.8	3.4
1978	-9.9	1.9	1.1	1.7	1.4	1.9	2.1	2.3	2.1	2.2	2.1	2.3	-9.9	-9.9
1979	1.4	2.1	2.2	3.0	2.2	1.7	2.1	2.3	2.6	-9.9	1.3	1.2	-9.9	-9.9
1980	0.9	0.5	0.0	0.6	0.7	0.9	1.1	0.8	1.4	1.3	1.2	1.2	10.8	0.9
1981	1.3	0.7	0.5	0.4	0.7	1.2	1.3	1.3	1.9	2.9	2.7	2.4	16.8	1.4
1982	-9.9	-9.9	-9.9	-9.9	-9.9	-9.9	-9.9	-9.9	-9.9	-9.9	-9.9	-9.9	-9.9	-9.9
1983	-9.9	-9.9	-9.9	-9.9	-9.9	-9.9	-9.9	-9.9	-9.9	-9.9	-9.9	-9.9	-9.9	-9.9
1984	-9.9	-9.9	-9.9	-9.9	-9.9	-9.9	-9.9	-9.9	-9.9	-9.9	-9.9	-9.9	-9.9	-9.9
SUMA	35.7	30	29	29	30.6	37.8	41.4	39.6	41.4	45	43.2	39.1	25.9	26.4
TOTAL	2.1	1.7	1.7	1.8	1.8	2.1	2.3	2.2	2.3	2.5	2.4	2.3	2.2	2.2

TEMPERATURA MEDIA (°C)

Estación Macará

Anexo 2

AÑO	M E S E S												
	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPT.	OCTUBRE	NOV.	DIC.	MEDIA
1964	26.3	25.9	26.7	25.1	25.0	24.2	23.2	23.8	25.0	25.1	25.6	25.7	25.1
1965	25.9	27.0	24.9	-9.9	24.2	23.1	22.2	24.0	24.5	25.1	25.6	26.1	-9.9
1966	26.4	25.7	24.8	25.0	23.8	23.5	23.0	24.1	24.8	24.7	25.0	25.8	24.7
1967	25.6	25.8	-9.9	26.7	26.0	22.9	23.0	23.8	24.7	25.2	25.0	25.9	-9.9
1968	25.9	26.7	26.5	27.2	25.4	23.0	24.0	24.9	25.5	25.3	25.4	26.3	25.5
1969	26.6	26.5	26.0	25.0	25.1	25.1	25.1	25.5	26.1	25.6	25.6	26.6	25.7
1970	26.6	26.0	26.0	27.0	-9.9	24.6	23.6	23.9	24.8	25.1	24.8	25.7	-9.9
1971	25.7	26.2	24.4	23.7	22.9	22.0	22.9	22.9	24.0	24.7	24.6	25.3	24.1
1972	26.0	25.5	24.6	24.3	23.6	23.0	23.6	24.1	24.2	25.7	25.3	-9.9	-9.9
1973	25.1	24.8	25.4	24.6	24.1	23.1	22.8	23.4	24.0	24.3	25.0	24.6	24.3
1974	25.7	25.5	26.6	26.6	25.7	23.6	23.1	24.1	23.9	24.9	25.3	25.6	25.0
1975	25.7	25.2	24.4	24.3	22.9	22.7	22.5	23.6	23.9	24.6	24.2	25.2	24.1
1976	24.2	24.3	24.3	24.3	23.2	22.7	23.4	23.3	24.6	24.4	25.5	26.4	24.3
1977	24.4	25.0	24.9	24.6	23.7	23.1	23.1	23.3	24.7	24.8	25.1	26.7	24.5
1978	-9.9	26.6	26.2	25.0	25.1	24.2	24.1	24.0	24.7	24.9	25.8	26.1	-9.9
1979	25.4	26.1	25.3	25.7	25.5	24.2	24.1	24.7	25.4	-9.9	24.8	26.2	-9.9
1980	27.2	26.7	26.6	25.8	25.2	24.8	24.4	24.2	24.4	25.2	25.2	25.9	25.5
1981	26.4	26.3	26.0	24.9	24.9	24.1	23.2	23.7	24.8	25.1	25.4	26.1	25.1
1982	26.8	26.7	28.1	26.4	25.1	25.2	24.9	24.8	25.3	25.3	25.7	24.7	25.8
1983	-9.9	-9.9	-9.9	-9.9	-9.9	-9.9	-9.9	-9.9	-9.9	-9.9	-9.9	-9.9	-9.9
1984	-9.9	-9.9	-9.9	-9.9	-9.9	-9.9	-9.9	-9.9	-9.9	-9.9	-9.9	-9.9	-9.9
SUMA	464.4	492.1	457.2	453.6	441	448.4	446.5	456	469.3	475	476.9	464.4	323.8
PROM.	25.8	25.9	25.4	25.2	24.5	23.6	23.5	24.0	24.7	25.0	25.1	25.8	24.9

TEMPERATURA MAXIMA Y MINIMA MENSUAL

PERIODO	MES	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPT.	OCT.	NOV.	DIC.
	TEMPERATURA												
64-84	MAXIMA	34.5	34.4	33.4	32.9	32.5	32.5	32.6	33.3	33.9	34.3	34.1	34.4
	MINIMA	17.5	18.7	18.4	17.4	16.4	14.9	13.7	13.7	14.0	14.0	14.2	15.4

NUBOSIDAD (OCTAVOS)

Estación Macará

Anexo 3

AÑO	M E S E S												SUM.	MEDIA
	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPT.	OCT.	NOV.	DIC.		
1964	6	7	7	7	4	5	2	4	4	3	4	4	57	4.8
1965	7	5	7	-9.9	7	7	7	5	5	5	5	6	-9.9	-9.9
1966	6	6	6	7	6	5	3	3	3	6	5	4	60	5
1967	7	7	-9.9	6	5	3	4	2	2	4	2	4	-9.9	-9.9
1968	7	6	7	3	2	2	3	3	4	5	4	4	50	4.2
1969	5	7	7	7	7	7	5	6	4	5	5	5	70	5.8
1970	6	7	6	6	-9.9	4	3	3	4	4	5	5	-9.9	-9.9
1971	6	7	7	7	6	5	4	6	5	6	5	5	69	5.8
1972	6	6	7	7	7	7	6	6	5	5	5	-9.9	-9.9	-9.9
1973	8	7	7	7	6	5	4	3	4	4	5	6	66	5.5
1974	6	7	6	6	5	5	4	2	5	5	5	6	62	5.2
1975	6	7	7	7	7	5	4	5	4	5	4	5	66	5.5
1976	7	8	7	7	7	7	5	5	4	5	5	6	73	6.1
1977	8	7	7	7	6	6	5	3	3	4	5	5	66	5.5
1978	-9.9	7	7	7	5	3	3	2	4	3	4	6	-9.9	-9.9
1979	7	7	7	6	5	3	3	2	5	-9.9	3	4	-9.9	-9.9
1980	6	7	6	5	5	3	3	3	-9.9	-9.9	-9.9	5	-9.9	-9.9
1981	6	7	6	6	5	4	2	3	2	5	5	6	57	4.8
1982	-9.9	-9.9	-9.9	-9.9	-9.9	-9.9	-9.9	-9.9	-9.9	-9.9	-9.9	-9.9	-9.9	-9.9
1983	-9.9	-9.9	-9.9	-9.9	-9.9	-9.9	-9.9	-9.9	-9.9	-9.9	-9.9	-9.9	-9.9	-9.9
1984	-9.9	-9.9	-9.9	-9.9	-9.9	-9.9	-9.9	-9.9	-9.9	-9.9	-9.9	-9.9	-9.9	-9.9
1985	-9.9	-9.9	-9.9	-9.9	-9.9	-9.9	-9.9	-9.9	-9.9	-9.9	-9.9	-9.9	-9.9	-9.9
SUM	100	122	114	108	99	86	70	66	67	74	76	86	696	58.2
MEDIA	6.5	6.8	6.7	6.4	5.8	4.8	3.9	3.7	3.9	4.6	4.5	5.1	63.3	5.3

PROYECTO "POTRERILLOS"
PRECIPITACIONES MENSUALES Y ANUALES (mm)

CODIGO	ESTACION		PROVINCIA		LATITUD		LONGITUD		ELEVACION		TIPO	INSTITUCION	
P147CT	YANGANA		LOJA		-042146		+791032		1860		C0	INAMHI	
AÑO	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPT.	OCTUBRE	NOV.	DIC.	ANUAL
1964	73.2	109.8	41.6	63.6	56.6	82.4	30.7	105.2	152.4	77.6	86.2	68.9	948.2
1965	186.4	149.1	64.4	111.1	183.7	199.3	112.1	84.0	127.7	90.6	137.0	140.7	1586.1
1966	170.3	162.3	142.1	98.3	77.6	11.6	88.1	15.4	115.8	27.7	91.2	85.6	1086.0
1967	9.4	238.1	109.8	149.6	101.4	149.8	145.5	98.7	106.7	164.1	25.3	64.3	1362.7
1968	100.6	97.2	147.5	155.6	30.6	74.2	185.3	35.5	68.0	93.5	89.9	95.9	1173.8
1969	111.7	170.1	138.5	136.0	85.0	89.9	77.7	58.5	83.5	147.0	125.3	90.1	1314.3
1970	203.5	122.0	96.9	41.9	67.4	63.7	41.0	44.1	84.8	39.1	118.5	76.3	999.2
1971	85.8	143.5	101.8	99.9	67.8	76.1	83.4	38.6	78.0	107.2	103.0	110.0	1095.1
1972	128.1	195.0	158.7	156.0	97.5	103.0	89.1	68.2	12.2	38.8	94.0	67.2	1207.8
1973	76.0	222.2	211.6	136.6	78.4	34.5	43.3	107.5	35.5	37.6	43.7	87.2	1114.1
1974	39.6	159.3	160.0	21.5	35.1	46.2	75.9	27.7	54.7	124.1	161.2	58.6	963.9
1975	108.9	183.0	84.6	122.1	112.7	272.1	84.8	107.9	35.3	92.9	68.1	33.9	1306.3
1976	173.9	278.6	172.2	176.6	63.2	204.7	105.8	21.6	33.9	37.0	38.8	71.0	1377.3
1977	158.5	117.3	180.9	300.9	50.4	64.1	20.2	95.8	63.6	103.7	52.0	114.2	1321.6
1978	60.0	63.6	104.2	93.0	153.6	126.2	50.3	62.8	43.3	56.0	23.3	67.5	903.8
1979	59.1	117.1	275.0	233.8	75.4	45.9	91.9	20.7	52.4	72.1	69.3	74.0	1186.7
1980	86.2	131.2	106.8	104.9	65.6	69.3	59.9	45.9	81.0	79.9	222.6	111.7	1165.0
1981	86.6	139.3	141.4	74.0	46.0	22.0	34.5	25.5	1.0	105.0	45.3	127.9	848.5
1982	148.7	137.8	114.3	151.7	100.5	2.9	33.1	25.2	91.6	125.9	121.0	129.2	1181.9
1983	150.5	229.0	186.5	183.2	114.5	121.0	104.7	80.1	36.8	133.0	71.8	211.6	1622.7
1984	78.6	455.5	135.7	197.0	64.7	44.6	81.0	55.1	95.7	175.2	88.9	67.2	1539.2
1985	114.5	53.3	108.7	141.5	109.0	45.7	34.7	57.5	16.1	53.6	73.3	224.6	1032.5
MEDIA	109.6	167.0	135.6	134.0	83.5	88.6	76.0	58.3	66.8	90.1	88.6	99.0	1197.1

PROYECTO "POTRERILLOS"

PRECIPITACIONES MENSUALES Y ANUALES (mm)

CODIGO P144CT	ESTACION VILCABAMBA			PROVINCIA LOJA		LATITUD -041516		LONGITUD +791305		ELEVACION 1560		TIPO CO	INSTITUC. INAMHI
AÑO	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPT.	OCTUBRE	NOV.	DIC.	ANUAL
1964	81.2	102.3	122.1	88.0	43.0	15.0	11.6	15.7	23.2	74.8	68.0	92.1	737.0
1965	102.4	129.1	154.1	111.0	54.2	18.9	14.6	19.8	21.0	67.6	61.4	83.2	837.3
1966	92.5	116.6	139.2	100.3	49.0	17.1	13.2	17.8	22.3	71.9	65.3	88.5	793.7
1967	98.4	124.1	148.1	106.7	52.1	18.2	14.0	19.0	18.1	58.5	53.1	71.9	782.2
1968	80.0	100.8	120.4	86.7	42.3	14.7	11.4	15.4	24.1	77.8	70.6	95.7	739.9
1969	106.4	134.1	160.1	115.3	56.3	19.6	15.2	20.5	27.9	90.1	81.8	110.8	938.1
1970	123.3	155.4	185.5	133.6	65.2	22.7	17.6	23.8	23.6	76.1	69.1	93.6	989.5
1971	104.1	131.2	156.6	112.9	55.1	19.2	14.8	20.1	36.5	119.3	107.9	82.9	960.6
1972	70.6	79.8	343.0	191.1	43.5	10.0	11.2	17.6	12.7	58.1	151.6	112.7	1101.9
1973	88.0	101.0	128.4	149.5	71.0	58.6	43.0	14.0	33.5	19.6	29.7	81.1	817.4
1974	32.3	149.7	130.0	32.4	7.4	12.2	34.5	15.5	14.3	102.5	222.4	108.1	861.3
1975	69.4	198.8	136.7	160.0	114.1	73.1	31.6	37.6	5.5	85.9	44.2	48.6	1005.5
1976	181.4	317.4	177.1	153.7	61.4	16.5	19.6	28.5	5.9	50.0	51.7	136.7	1199.9
1977	118.8	78.4	55.0	80.0	4.4	7.9	.0	21.3	43.8	82.5	14.2	83.9	591.0
1978	78.5	38.2	130.6	44.7	90.7	15.3	17.3	9.7	14.7	16.2	9.2	39.5	504.6
1979	86.4	56.7	325.3	101.9	36.9	18.2	1.9	56.5	51.4	54.3	5.2	39.8	834.5
1980	91.0	172.6	44.3	110.5	7.3	11.3	1.9	2.0	24.2	34.1	76.4	83.7	659.3
1981	88.2	145.2	192.5	55.9	31.4	.0	.0	5.0	1.6	80.3	65.1	141.6	806.8
1982	91.3	61.9	82.2	89.7	81.0	.0	14.5	19.0	67.6	220.4	199.5	269.5	1196.6
1983	193.9	41.7	151.5	152.0	83.1	18.2	14.5	1.2	7.2	143.7	40.9	187.2	1035.1
1984	77.4	292.7	159.4	153.5	56.6	12.2	11.2	24.7	56.5	157.1	90.2	25.7	1117.2
1985	139.7	38.7	60.1	48.9	52.4	1.8	1.5	13.7	21.8	77.0	52.0	136.6	644.2
MEDIA	99.8	125.7	150.1	108.1	52.7	18.2	14.3	19.0	25.3	82.6	74.1	100.6	870.6

PROYECTO "POTRERILLOS"

PRECIPITACIONES MENSUALES Y ANUALES (mm)

CODIGO P143CT	ESTACION MALACATOS		PROVINCIA LOJA	LATITUD -041253		LONGITUD +791630		ELEVACION 1500		TIPO CO	INSTITUCION INAMHI		
AÑO	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPT.	OCTUBRE	NOV.	DIC.	ANUAL
1964	18.6	82.0	29.0	197.8	9.7	26.1	2.7	21.3	22.8	28.8	38.8	68.5	546.1
1965	65.3	22.9	26.1	153.4	84.1	13.0	0	0	54.5	74.9	100.4	55.2	649.8
1966	52.4	31.8	67.1	56.9	11.2	2.0	0	0	2	78.2	77.4	48.3	425.5
1967	37.7	132.6	115.7	25.2	22.0	18.6	35.4	0	1.2	39.3	6.1	28.0	461.8
1968	24.8	65.6	195.2	62.8	15.4	40.4	12.1	12.0	80.9	65.1	5.0	6.6	605.9
1969	73.0	13.6	47.7	232.2	0	19.7	0	16.8	39.0	50.3	141.2	91.7	725.2
1970	81.7	105.7	92.9	49.5	50.0	18.9	1.0	3.2	15.3	87.6	113.9	49.2	668.9
1971	115.2	92.5	250.9	74.7	25.7	60.4	4.0	2.3	38.3	23.1	20.1	61.7	768.9
1972	50.4	73.4	265.7	99.3	18.5	13.4	0	43.6	10.3	90.1	100.5	120.2	885.4
1973	34.6	84.0	70.6	139.6	48.0	44.8	25.5	5.0	29.7	23.3	14.2	86.2	605.5
1974	61.6	126.8	175.0	72.7	14.4	11.1	19.4	1.7	21.4	59.2	114.0	56.0	733.3
1975	40.7	192.6	79.3	143.2	61.9	70.1	58.2	70.6	2.6	117.5	50.6	17.0	904.3
1976	112.3	155.2	112.2	116.9	55.8	8.0	16.8	23.9	18.0	41.8	24.9	93.1	778.9
1977	76.2	55.8	49.6	119.3	1.2	13.3	2	26.4	48.3	75.8	10.2	47.6	523.9
1978	37.3	64.9	138.4	65.6	34.4	4.9	26.6	5.5	9.5	5	32.8	46.7	467.1
1979	56.6	39.0	284.9	87.1	17.0	19.0	8	45.7	59.8	38.6	5.6	43.6	697.7
1980	96.3	138.9	68.1	118.2	10.5	6.3	8	3.4	25.2	66.3	71.3	27.2	632.5
1981	59.2	81.6	178.2	35.9	46.1	4.6	1.4	2.8	6.0	70.7	31.8	103.4	621.7
1982	106.9	49.1	65.3	70.3	49.6	0	0	0	24.6	78.6	125.5	242.5	812.4
1983	168.7	53.3	152.0	70.4	58.0	14.3	2.1	0	3.6	126.6	2.4	71.1	722.5
1984	58.6	222.5	178.0	88.4	50.1	8.3	17.0	8.5	67.4	107.7	60.8	4.6	871.9
1985	70.9	28.9	78.2	60.3	72.4	0	0	18.0	34.7	77.6	33.4	148.8	623.2
MEDIA	68.1	86.9	123.6	97.3	34.4	19.0	10.2	14.1	27.9	64.6	53.7	69.9	669.7

PROYECTO "POTRERILLOS"

PRECIPITACIONES MENSUALES Y ANUALES (mm)

CODIGO P764CT	ESTACION QUINARA PREDESUR			PROVINCIA LOJA	LATITUD -041900	LONGITUD +791350	ELEVACION 1540	TIPO PV	INSTITUCION PREDESUR				
AÑO	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPT.	OCTUBRE	NOV.	DIC.	ANUA
1964	85.1	95.7	129.0	92.1	67.3	2.1	5.6	7.8	17.3	93.8	54.7	109.4	759.9
1965	104.2	117.3	158.1	112.9	82.5	2.6	6.9	9.5	15.8	85.8	50.0	100.1	845.7
1966	95.3	107.2	144.5	103.2	75.4	2.3	6.3	8.7	16.7	90.6	52.8	105.7	808.7
1967	100.6	113.2	152.7	109.0	79.7	2.5	6.7	9.2	14.0	75.6	44.1	88.2	795.5
1968	84.0	94.5	127.4	91.0	66.5	2.1	5.6	7.7	17.9	97.0	56.6	113.2	763.5
1969	107.8	121.3	163.6	116.8	85.4	2.6	7.1	9.8	20.5	110.8	64.6	129.2	939.5
1970	123.1	138.5	186.7	133.4	97.4	3.0	8.2	11.2	17.6	95.2	55.5	111.1	980.9
1971	105.8	119.0	160.4	114.6	83.7	2.6	7.0	9.6	21.9	118.3	69.0	138.0	949.9
1972	131.4	147.8	199.3	142.4	104.0	3.2	8.7	12.0	18.1	97.9	57.1	114.2	1036.1
1973	108.8	122.4	165.0	117.9	86.1	2.7	7.2	9.9	12.7	69.0	40.2	80.5	822.4
1974	76.6	86.2	116.2	83.0	60.7	1.9	5.1	7.0	24.8	134.0	78.1	156.3	829.9
1975	148.8	167.5	225.8	161.3	117.8	3.7	9.9	13.6	.0	62.6	57.0	48.6	1016.6
1976	136.5	203.4	164.9	74.1	73.4	.7	10.0	26.2	9.0	56.4	10.0	114.7	879.3
1977	109.7	18.5	113.6	212.1	76.0	2.7	6.0	8.8	28.7	96.7	17.3	57.7	747.8
1978	28.5	20.5	36.0	44.8	212.6	.0	.0	.0	35.0	.0	49.0	57.0	483.4
1979	134.0	69.0	337.1	184.0	40.0	14.0	.0	28.0	.0	106.0	51.5	68.0	1031.6
1980	65.5	143.4	87.5	88.0	.0	.0	.0	.0	28.0	101.5	28.5	139.0	681.4
1981	74.0	122.0	192.0	58.0	43.0	.0	.0	.0	.0	114.2	87.0	190.6	880.8
1982	137.0	135.0	86.0	118.0	113.0	.0	.0	.0	28.0	111.0	117.0	193.0	1038.0
1983	206.0	61.0	269.0	152.0	140.0	.0	26.0	.0	2.5	172.6	18.6	186.8	1234.5
1984	75.8	348.1	188.5	162.9	64.6	7.7	22.0	22.3	39.4	111.8	112.3	36.8	1192.2
1985	74.4	50.1	103.4	33.1	52.7	4.8	.7	8.7	17.5	50.5	51.3	111.3	558.5
MEDIA	105.1	118.3	159.4	113.8	82.8	2.8	6.8	9.5	17.5	93.2	55.6	111.3	876.2

PROYECTO "POTRERILLOS"

PRECIPITACIONES MENSUALES Y ANUALES (mm)

CODIGO PO60CT	ESTACION LA TOMA-CATAMAYO			PROVINCIA LOJA	LATITUD -035934	LONGITUD +792215	ELEVACION 1230	TIPO PV	INSTITUCION INAMHI				
AÑO	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPT.	OCTUBRE	NOV.	DIC.	ANUAL
1964	3.9	45.7	40.2	108.7	.0	5.2	0	0	21.2	71.1	36.3	43.7	376.0
1965	32.0	0	118.4	66.7	37.8	.0	.0	.0	.0	45.2	62.2	27.8	390.1
1966	2.0	11.0	76.4	7.0	24.3	.0	.1	.0	2.6	44.0	.0	10.3	177.7
1967	2.4	101.3	32.0	15.4	8.7	3.6	16.3	3.7	13.1	80.5	19.3	3.7	300.0
1968	36.5	23.9	113.3	41.3	2.4	10.9	1.3	7.6	18.4	38.0	5.5	12.4	311.5
1969	38.3	76.0	29.7	124.8	9.7	8.9	.0	6.2	56.2	60.5	53.7	40.0	504.0
1970	88.8	47.7	35.1	10.0	29.0	2.4	.0	13.9	19.0	44.2	47.6	16.8	354.5
1971	27.3	63.8	104.3	37.0	18.4	38.6	4.5	5.7	13.8	52.6	9.7	37.7	413.4
1972	65.4	69.8	134.5	60.3	8.2	4.5	.0	.0	.0	53.0	50.8	74.8	521.3
1973	11.1	100.1	75.6	116.3	22.8	52.5	7.9	12.6	31.5	43.1	13.0	56.4	542.9
1974	13.7	148.1	126.1	.0	.0	9.1	.8	8.3	7.4	57.0	32.3	37.3	440.1
1975	14.8	236.9	88.1	45.6	45.6	28.3	10.4	20.6	.0	93.4	16.0	5.4	605.1
1976	65.3	97.9	43.1	80.1	19.7	1.9	.0	4.8	17.0	56.0	28.5	34.5	448.8
1977	49.0	95.0	93.5	79.0	25.5	12.0	3.0	7.5	49.7	54.5	.0	15.2	483.9
1978	18.1	17.5	104.9	63.4	59.3	.9	.8	.8	7.2	1.6	1.8	5.2	281.5
1979	22.9	125.1	68.8	72.9	39.0	1.3	.0	28.3	22.8	.0	.4	15.7	397.2
1980	66.9	76.8	81.8	113.2	1.3	2.6	.5	.0	1.8	53.3	58.1	59.7	516.0
1981	48.7	49.7	125.7	41.6	11.1	.1	1.1	7.8	.0	23.7	5.5	52.1	367.1
1982	29.6	90.3	61.0	82.7	24.8	.3	.3	.0	20.9	68.9	35.1	42.4	456.3
1983	60.3	117.0	115.1	97.3	31.4	14.7	3.6	9.2	16.5	54.5	27.7	33.6	580.9
1984	47.7	92.5	91.1	76.9	24.8	11.6	2.9	7.3	11.7	38.5	19.6	23.7	448.3
1985	33.7	65.4	64.3	54.4	17.5	8.2	2.0	5.1	11.3	44.2	41.1	30.9	378.1
MEDIA	35.4	79.6	82.9	63.4	21.0	9.9	2.5	6.8	15.5	49.0	25.6	30.9	422.5

PROYECTO "POTRERILLOS"

PRECIPITACIONES MENSUALES Y ANUALES (mm)

CODIGO P759CT	ESTACION EL TAMBO	PROVINCIA LOJA	LATITUD -040425	LONGITUD +791800	ELEVACION 1580	TIPO PV	INSTITUCION PREDESUR						
AÑO	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPT.	OCTUBRE	NOV.	DIC.	ANUAL
1964	68.0	167.3	161.9	122.5	64.4	2.6	2.6	21.4	24.9	128.8	74.7	113.6	952.7
1965	82.2	202.4	195.9	148.3	77.9	3.2	3.2	25.9	22.8	118.4	68.6	104.4	1053.2
1966	75.6	186.0	180.1	136.3	71.6	2.9	2.9	23.8	24.0	124.6	72.2	109.9	1009.9
1967	79.6	195.8	189.5	143.5	75.4	3.1	3.1	25.1	20.3	105.2	61.0	92.8	994.4
1968	67.2	165.3	160.0	121.1	63.6	2.6	2.6	21.2	26.0	134.7	78.1	118.8	961.2
1969	86.0	211.6	204.8	155.0	81.5	3.3	3.3	27.1	24.9	128.9	74.7	113.7	1114.8
1970	82.3	202.5	196.0	148.4	77.9	3.2	3.2	25.9	29.1	150.6	87.3	132.9	1139.3
1971	96.2	236.7	229.1	173.4	91.1	3.7	3.7	30.3	30.5	157.9	91.5	139.3	1283.4
1972	100.8	248.2	240.2	181.8	95.5	3.9	3.9	31.8	27.6	143.2	83.0	126.3	1286.2
1973	91.4	225.0	217.8	164.9	86.6	3.6	3.6	28.8	21.9	113.3	65.7	100.0	1122.6
1974	72.4	178.1	172.4	130.5	68.5	2.8	2.8	22.8	34.9	180.9	104.9	159.6	1130.6
1975	115.5	284.3	275.2	208.3	109.4	4.5	4.5	36.4	1.0	163.0	77.0	31.0	1310.1
1976	134.5	486.5	292.0	146.0	127.0	7.3	3.5	33.0	21.0	65.5	93.0	198.0	1607.3
1977	123.0	178.0	253.0	274.0	11.0	10.0	.0	49.0	99.0	102.0	.0	80.0	1179.0
1978	3.8	9.5	152.0	36.4	104.0	.0	10.0	.0	7.0	11.0	49.0	30.0	412.7
1979	28.5	201.0	158.0	70.0	56.0	6.0	.0	65.0	17.0	88.0	51.0	77.6	818.1
1980	56.2	138.3	133.8	101.3	53.2	2.2	2.2	17.7	26.0	153.0	153.0	207.0	1043.9
1981	50.0	88.0	210.2	89.8	14.2	.0	.0	36.0	.0	95.0	54.5	117.5	755.2
1982	126.0	186.0	154.0	155.0	114.0	.0	.0	.0	41.9	216.9	125.8	191.4	1311.0
1983	138.5	340.9	330.0	249.7	131.2	5.4	5.4	43.7	.0	117.0	27.0	166.0	1554.8
1984	25.0	307.0	136.0	278.0	62.0	.0	9.3	.0	30.0	252.7	104.0	11.0	1215.0
1985	123.5	47.0	98.6	54.3	92.9	.0	.0	12.2	58.0	158.5	40.5	115.3	800.8
MEDIA	83.0	203.9	197.3	149.5	78.6	3.2	3.2	26.2	26.7	132.2	74.4	115.3	1093.5

PROYECTO "POTRERILLOS"

PRECIPITACIONES MENSUALES Y ANUALES (mm)

CODIGO P542CT	ESTACION EL CISNE			PROVINCIA LOJA	LATITUD -035100	LONGITUD +792526	ELEVACION 2340	TIPO PV	INSTITUCION PREDESUR				
AÑO	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPT.	OCTUBRE	NOV.	DIC.	ANUAL
1964	138.3	217.9	187.5	136.2	42.9	10.4	8.3	14.6	19.9	79.7	76.2	148.9	1080.8
1965	154.8	244.0	210.0	152.5	48.1	11.7	9.3	16.4	18.9	75.8	72.4	141.5	1155.4
1966	147.1	231.8	199.5	144.9	45.7	11.1	8.9	15.6	19.5	78.1	74.7	146.0	1122.9
1967	151.7	239.1	205.8	149.4	47.1	11.4	9.1	16.0	17.6	70.7	67.6	132.2	1117.7
1968	137.4	216.5	186.3	135.3	42.6	10.4	8.3	14.5	20.5	82.0	78.3	153.1	1085.2
1969	159.2	250.8	215.8	156.7	49.4	12.0	9.6	16.8	19.9	79.8	76.2	149.0	1195.2
1970	154.9	244.1	210.0	152.5	48.1	11.7	9.3	16.4	22.0	88.0	84.2	164.5	1205.7
1971	171.0	269.4	231.9	168.4	53.1	12.9	10.3	18.1	47.4	100.3	30.4	200.2	1313.4
1972	169.2	293.1	426.7	224.8	51.6	2.7	1.4	31.9	9.0	68.1	91.9	200.3	1570.7
1973	84.1	329.7	133.1	132.5	40.5	35.8	26.5	24.5	18.4	73.8	70.6	137.9	1107.4
1974	143.4	226.0	194.4	141.2	44.5	10.8	8.6	15.2	24.3	88.3	141.2	208.0	1245.9
1975	40.2	409.3	85.2	180.9	106.0	42.3	19.4	25.5	3.0	149.3	49.0	31.4	1141.5
1976	276.7	332.2	170.6	66.8	35.3	3.8	19.0	8.4	18.4	40.7	17.1	94.7	1083.7
1977	110.8	67.7	78.9	241.9	2.8	11.0	.0	15.8	33.0	35.6	31.4	146.3	775.2
1978	90.4	51.9	214.5	99.2	45.8	6.9	10.8	4.8	19.1	16.4	17.7	64.7	642.2
1979	63.6	116.4	271.4	105.3	16.1	.0	.0	37.7	38.0	15.9	3.7	77.6	745.7
1980	258.1	401.0	77.0	164.1	14.5	3.7	2.6	14.8	18.1	73.9	106.9	165.3	1300.0
1981	167.4	175.8	288.5	147.1	6.1	4.9	11.3	21.1	.0	30.8	66.6	228.3	1147.9
1982	182.5	226.2	156.9	131.4	70.7	1.8	3.1	2.4	19.0	135.9	215.0	276.0	1420.9
1983	242.6	138.9	357.8	102.7	148.9	5.6	.0	.0	.0	125.6	92.2	170.2	1384.5
1984	141.0	326.3	209.7	193.3	33.9	16.6	24.3	2.8	25.3	138.1	114.5	38.7	1264.5
1985	117.6	184.7	159.1	115.3	36.8	7.6	5.3	12.2	19.6	41.5	56.8	146.4	902.9
MEDIA	150.1	236.0	203.2	147.4	46.8	11.1	9.3	15.7	19.6	76.7	74.3	146.4	1136.8

PROYECTO "POTRERILLOS"

PRECIPITACIONES MENSUALES Y ANUALES (mm)

CODIGO P760CT	ESTACION LAURO GUERRERO			PROVINCIA LOJA	LATITUD -035720	LONGITUD +794525	ELEVACION 1880	TIPO PV	INSTITUCION PREDESUR				
AÑO	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPT.	OCTUBRE	NOV.	DIC.	ANUAL
1964	130.7	194.8	219.3	145.9	28.6	11.8	1.6	2.5	12.8	22.4	18.1	83.4	871.9
1965	165.7	247.0	278.0	185.0	36.3	14.9	2.1	3.2	11.5	20.2	16.3	75.2	1055.4
1966	149.4	222.7	250.6	166.7	32.7	13.4	1.9	2.8	12.3	21.5	17.4	80.1	971.5
1967	159.2	237.2	267.0	177.7	34.9	14.3	2.0	3.0	9.9	17.4	14.1	64.8	1001.5
1968	128.8	191.9	216.0	143.7	28.2	11.6	1.6	2.4	13.5	23.7	19.1	88.0	868.5
1969	174.9	260.7	293.4	195.2	38.3	15.8	2.2	3.3	12.8	22.4	18.1	83.4	1120.5
1970	165.8	247.2	278.2	185.1	36.3	14.9	2.1	3.2	15.4	27.0	21.9	100.6	1097.7
1971	199.9	297.9	335.3	223.1	43.8	18.0	2.5	3.8	16.3	28.6	23.1	106.3	1298.6
1972	211.3	315.0	354.5	235.9	46.3	19.0	2.7	4.0	14.5	25.5	20.6	94.7	1344.0
1973	188.3	280.6	315.8	210.1	41.3	17.0	2.4	3.6	10.9	19.1	15.5	71.2	1175.8
1974	141.5	210.9	237.4	157.9	31.0	12.7	1.8	2.7	19.1	33.5	27.1	124.4	1000.0
1975	247.3	368.6	414.9	276.1	54.2	22.3	3.1	4.7	1.1	12.9	1.4	13.3	1419.9
1976	157.2	481.0	336.3	219.4	11.7	2.9	.2	.0	11.5	.0	15.6	139.7	1375.5
1977	224.4	473.0	383.7	159.6	21.5	26.9	.0	.0	33.1	1.0	.0	11.3	1334.5
1978	30.8	74.2	160.8	231.7	46.1	.0	5.3	.0	4.6	3.1	5.6	20.0	582.2
1979	126.2	144.3	352.1	225.0	21.6	14.8	.0	17.5	14.3	.0	.1	14.0	929.9
1980	131.8	131.9	40.7	227.0	19.1	.2	.0	4.3	4.2	15.3	13.0	76.3	663.8
1981	50.5	93.9	421.3	141.7	14.6	5.3	.0	2.3	.0	4.7	7.9	120.9	863.1
1982	184.1	2191.0	126.7	132.7	65.0	7.2	.0	.0	26.6	68.2	98.3	297.8	1297.6
1983	428.5	118.7	413.7	236.0	108.2	76.4	12.2	1.6	20.5	54.1	27.7	96.2	1593.8
1984	113.9	522.7	351.0	195.6	21.5	15.0	4.7	.7	5.0	55.7	11.8	23.3	1320.9
1985	170.4	77.2	122.8	30.2	26.0	.0	.0	.0	2.5	4.7	2.8	49.7	486.3
MEDIA	167.3	249.2	280.4	186.4	36.7	15.2	2.2	3.0	12.4	21.9	18.0	83.4	1076.0

PROYECTO "POTRERILLOS"

PRECIPITACIONES MENSUALES Y ANUALES (mm)

CODIGO P515CT	ESTACION CATACOA		PROVINCIA LOJA		LATITUD -040307		LONGTTUD +793829		ELEVACION 1760		TIPO PV	INSTITUCION INAMHI	
AÑO	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPT.	OCTUBRE	NOV.	DIC.	ANUAL
1964	116.9	133.0	82.2	251.3	21.8	6.8	7.0	2.4	28.9	24.7	19.3	28.9	723.2
1965	154.6	132.5	85.3	678.1	203.9	.2	6.0	5.3	38.4	37.7	46.3	106.5	1494.8
1966	117.3	113.1	333.2	184.1	39.0	.2	5.0	.0	8.9	47.3	32.0	15.6	895.7
1967	60.0	373.3	142.5	98.9	25.8	5.9	27.9	.0	11.1	43.7	1.0	20.6	810.7
1968	46.8	46.1	280.2	56.5	7.3	.0	4.1	16.0	30.2	47.8	36.9	9.0	580.9
1969	88.0	237.0	317.4	251.5	20.8	33.9	.0	1.4	49.6	9.9	82.9	144.1	1236.5
1970	90.0	166.7	108.1	88.2	112.5	6.8	.0	.3	43.7	57.8	25.2	9.1	708.4
1971	103.6	192.8	350.9	97.5	47.7	31.9	1.7	14.7	29.0	20.6	7.1	74.4	971.9
1972	129.3	214.6	215.1	264.3	51.4	5.0	.0	11.6	5.8	32.8	53.8	101.9	1085.6
1973	73.0	245.3	228.5	162.9	52.2	44.1	.0	8.7	22.7	.0	13.3	99.9	950.6
1974	36.2	246.1	217.1	35.5	44.0	4.5	11.9	18.4	21.6	24.8	48.8	20.8	729.7
1975	34.5	321.7	240.5	150.2	61.0	7.8	28.7	38.0	2.0	215.5	33.7	63.8	1197.4
1976	228.4	492.2	293.3	137.3	44.4	.0	.0	.0	24.2	48.5	43.9	82.1	1394.3
1977	141.1	253.3	276.4	196.6	63.6	10.4	5.7	10.4	29.3	3.5	1.1	58.8	1050.2
1978	11.8	76.9	204.8	90.7	76.7	.0	.0	.0	9.6	1.0	.2	15.1	486.8
1979	48.1	53.6	308.8	39.5	12.5	.0	.0	47.1	11.7	5.2	32.1	4.0	562.6
1980	167.9	77.3	58.5	165.0	24.1	2.2	.0	.0	7.1	19.5	32.1	54.5	608.2
1981	77.5	138.6	373.5	68.2	2.6	.0	.0	5.8	72.6	146.0	130.2	78.1	1093.1
1982	82.1	99.0	60.3	72.4	40.7	.7	.0	.0	13.0	52.5	92.9	273.8	787.4
1983	366.9	160.5	307.1	153.5	87.3	8.5	.0	.0	2.8	43.2	8.4	93.3	1231.5
1984	102.0	452.1	160.6	129.0	14.2	4.2	3.3	2.0	10.0	36.7	69.3	25.7	1009.1
1985	132.7	81.5	139.9	39.9	41.0	1.9	.0	.0	8.2	14.7	7.1	50.6	517.5
MEDIA	109.5	81.5	217.5	155.0	49.8	8.0	4.6	8.3	21.8	42.4	37.2	65.0	914.8

PROYECTO "POTRERILLOS"

PRECIPITACIONES MENSUALES Y ANUALES (mm)

CODIGO P544CT	ESTACION COLAISACA		PROVINCIA LOJA		LATITUD -041900	LONGITUD +794156	ELEVACION 2509	TIPO PV	INSTITUCION INAMHI				
AÑO	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPT.	OCTUBRE	NOV.	DIC.	ANUAL
1964	126.4	105.9	133.0	298.8	28.1	37.8	4.0	40.5	12.5	45.4	44.0	41.0	917.4
1965	128.4	147.4	239.2	487.1	206.1	5.5	6.7	3.7	31.6	44.7	121.9	82.2	1504.5
1966	196.9	97.0	174.1	239.9	39.8	2.6	.2	.2	.2	75.9	1.9	49.4	879.9
1967	156.1	329.6	215.5	86.0	32.0	13.1	11.8	2.7	4.8	52.5	5.5	83.7	993.3
1968	164.5	207.5	272.7	223.6	96.2	24.7	7.1	18.7	167.0	539.9	302.9	6.0	2030.8
1969	115.9	45.6	47.1	68.5	30.4	.0	.0	1.6	59.8	193.4	108.5	296.4	967.2
1970	52.3	224.5	182.6	134.4	167.2	16.9	3.1	2.3	21.1	115.5	19.8	45.9	985.6
1971	107.1	241.0	571.8	231.5	79.4	90.5	18.0	21.6	46.6	67.1	36.5	60.6	1571.7
1972	73.4	262.8	565.7	275.2	11.2	24.7	8.4	26.3	8.9	14.0	61.2	145.2	1577.0
1973	126.4	206.8	323.2	310.1	89.9	40.3	17.2	18.2	.7	38.0	25.9	153.5	1350.2
1974	101.3	278.5	159.4	119.5	67.4	21.5	24.9	9.8	26.1	70.1	73.1	37.7	989.3
1975	83.7	270.5	383.6	193.4	128.8	34.0	20.3	81.5	17.3	61.6	15.4	11.0	1291.1
1976	245.3	274.0	346.2	161.5	53.3	48.5	.0	.2	.0	.0	64.0	81.2	1274.2
1977	145.0	261.6	236.2	204.9	59.9	124.1	.3	.0	28.2	25.8	5.0	60.0	1151.0
1978	101.4	195.2	244.9	208.5	156.9	1.7	7.5	.0	55.0	5.0	9.5	61.3	
1979	230.2	277.7	503.1	276.6	105.9	11.7	.0	50.8	69.8	6.7	1.7	23.2	1557.4
1980	80.2	181.2	226.9	563.3	141.9	2.5	.0	17.3	3.8	164.2	16.8	111.5	1509.6
1981	76.7	338.1	328.7	54.2	71.7	.0	.0	59.2	.0	59.0	13.5	267.2	1268.3
1982	108.4	166.5	86.0	285.2	159.9	2.3	7.5	.0	38.0	194.2	148.0	620.1	1816.1
1983	685.6	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	37.2	119.9	66.1	182.0	1090.8
1984	268.8	339.1	446.7	366.0	157.1	41.3	12.4	31.0	37.7	122.0	68.4	186.9	2077.4
1985	200.5	58.7	240.9	71.8	108.5	4.8	11.9	21.5	31.6	96.0	57.6	124.1	1027.9
MEDIA	162.5	205.0	269.4	220.9	95.1	24.5	7.3	18.5	31.8	95.9	57.6	124.1	1312.6

PROYECTO "POTRERILLOS"

PRECIPITACIONES MENSUALES Y ANUALES (mm)

CODIGO P763CT	ESTACION NAMBACOLA		PROVINCIA LOJA		LATITUD -040800		LONGITUD +792545		ELEVACION 1760	TIPO PV	INSTITUCION PREDESUR		
AÑO	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPT.	OCTUBRE	NOV.	DIC.	ANUAL
1964	57.1	101.2	182.2	143.2	32.5	8.6	7.2	9.4	22.5	84.9	36.4	73.6	758.8
1965	68.4	121.3	218.4	171.6	39.0	10.4	8.6	11.2	20.7	78.3	33.5	67.9	849.3
1966	63.1	111.9	201.5	158.3	35.9	9.5	7.9	10.3	21.8	82.3	35.2	71.3	809.0
1967	86.3	117.5	211.6	166.3	37.7	10.0	8.3	10.9	18.5	70.1	30.0	60.8	808.0
1968	56.5	100.1	180.2	141.6	32.1	8.5	7.1	9.2	23.5	88.6	37.9	76.8	762.1
1969	71.4	126.6	227.9	179.0	40.6	10.8	9.0	11.7	22.5	84.9	36.4	73.7	894.5
1970	68.5	121.4	218.5	171.7	39.0	10.4	8.6	11.2	26.1	98.6	42.2	85.5	901.7
1971	79.5	140.9	253.7	199.3	45.3	12.0	10.0	13.0	6.7	62.4	22.9	84.8	930.5
1972	77.6	78.5	375.1	260.4	86.2	1.0	34.0	1.6	8.0	81.1	55.8	71.0	1130.3
1973	51.0	140.3	266.5	133.5	31.3	5.0	21.5	12.0	16.0	6.6	23.4	51.2	758.3
1974	52.8	181.4	237.6	83.8	.0	.5	.0	14.0	21.7	110.8	58.0	18.0	778.6
1975	34.6	199.6	359.8	282.9	64.3	17.7	14.4	19.1	43.1	163.8	70.1	141.5	1410.9
1976	82.6	63.0	191.9	158.0	44.9	7.7	.0	.2	27.1	17.3	69.7	122.5	784.9
1977	120.6	95.2	220.1	326.5	1.7	47.7	.0	41.5	58.8	97.2	.0	48.8	1058.1
1978	24.2	63.7	134.7	264.6	70.1	.0	16.0	.0	16.1	60.8	26.0	52.7	728.9
1979	49.0	86.8	156.4	122.8	27.9	7.4	6.2	8.0	31.9	20.9	.0	.0	517.3
1980	.0	93.4	110.8	200.5	.0	.0	.0	.0	.0	.0	35.5	14.5	454.7
1981	22.9	66.1	306.7	40.1	24.8	45.0	.0	.0	.0	135.0	16.0	147.1	803.7
1982	77.3	101.5	84.5	93.5	79.0	4.0	5.0	.0	37.2	140.3	60.1	121.7	804.1
1983	113.1	200.4	360.8	283.5	64.4	17.1	14.3	18.6	25.0	140.0	45.0	130.0	1412.2
1984	137.0	302.0	203.0	110.0	10.0	.0	13.3	41.0	37.0	209.3	50.8	73.0	1186.4
1985	87.3	64.5	122.4	99.7	55.1	.0	.0	10.0	.0	81.1	25.3	75.5	620.9
MEDIA	66.4	121.7	219.3	172.3	39.2	10.6	8.7	11.5	22.0	87.0	36.8	75.5	871.1

PROYECTO "POTRERILLOS"

PRECIPITACIONES MENSUALES Y ANUALES (mm)

CODIGO P146CT	ESTACION CARIAMANGA		PROVINCIA LOJA		LATITUD -0411938		LONGITUD +793345		ELEVACION 1960		TIPO CO	INSTITUCION INAMHI	
AÑO	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPT.	OCTUBRE	NOV.	DIC.	ANUAL
1964	106.2	190.8	63.5	366.7	30.0	24.0	.8	37.2	10.1	75.5	101.0	40.5	1046.3
1965	94.0	136.8	214.3	429.8	269.9	2.1	.0	11.2	71.7	67.9	136.1	103.0	1536.8
1966	88.5	110.5	222.6	264.0	42.9	4.0	.0	.0	5.7	51.6	13.5	94.5	897.8
1967	231.4	481.4	356.1	50.0	50.0	25.0	17.5	10.0	8.8	79.4	2.8	32.5	1344.9
1968	38.1	67.0	324.0	71.6	50.8	3.0	3.8	13.6	61.0	69.1	.0	26.7	728.7
1969	120.6	152.3	279.5	286.9	9.6	20.5	.0	1.7	85.6	29.1	140.6	150.0	1276.4
1970	110.0	270.9	194.3	115.6	100.0	22.0	9.3	.0	.0	158.0	39.8	75.0	1094.9
1971	84.1	215.6	518.7	91.5	98.6	82.8	9.2	11.2	41.4	104.7	41.4	18.6	1317.8
1972	75.1	177.9	447.1	222.8	72.3	10.7	.0	34.4	.0	55.4	110.6	123.2	1329.5
1973	116.6	193.6	314.8	249.5	54.7	56.3	22.5	11.1	40.5	66.7	51.1	119.2	1296.6
1974	54.7	388.5	170.4	133.1	12.2	40.0	12.8	10.6	35.5	90.9	135.5	79.5	1163.7
1975	71.3	321.3	411.9	182.5	149.1	71.1	57.5	55.5	4.0	175.6	28.0	11.0	1538.8
1976	259.0	227.2	466.9	133.5	105.6	23.0	.0	.5	12.5	4.6	28.5	63.5	1324.8
1977	186.5	186.2	327.4	292.1	26.5	37.9	.0	.0	65.1	27.8	15.6	9.9	1175.0
1978	82.3	131.9	214.1	268.0	155.5	.0	3.3	.0	36.7	.0	19.9	84.3	996.0
1979	276.2	245.6	350.5	139.3	74.8	11.2	1.6	102.3	89.4	9.2	1.6	36.6	1338.3
1980	132.7	219.7	225.3	366.1	122.4	.0	.0	2.5	27.9	79.9	47.9	93.2	1317.6
1981	155.8	242.4	309.1	234.5	94.6	21.3	10.6	11.9	5.9	105.7	25.2	192.0	1409.0
1982	205.9	246.2	152.8	215.4	213.1	2.3	.0	.0	38.5	110.0	66.0	128.3	1378.5
1983	214.5	333.7	425.3	322.6	130.1	29.3	14.6	16.5	56.2	209.3	4.9	352.1	2109.1
1984	172.6	861.1	548.1	454.7	174.9	27.7	71.8	13.8	45.3	147.4	108.0	38.9	2664.3
1985	167.2	55.7	179.4	180.3	49.7	.0	.0	1.6	9.2	43.0	20.0	165.2	871.3
MEDIA	138.3	248.0	305.3	230.5	94.9	23.4	10.7	15.7	34.1	80.0	51.7	92.6	1325.3

PROYECTO "POTRERILLOS"

PRECIPITACIONES MENSUALES Y ANUALES (mm)

CODIGO P768cT	ESTACION SOZORANGA			PROVINCIA LOJA	LATITUD -041900	LONGITUD +794800	ELEVACION 1520	TIPO PV	INSTITUCION PREDESUR				
AÑO	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPT.	OCTUBRE	NOV.	DIC.	ANUAL
1964	93.0	233.8	362.3	196.1	48.7	27.7	7.7	24.3	16.0	22.2	12.3	76.4	1120.5
1965	103.6	260.2	403.3	218.3	54.2	30.8	8.6	27.1	16.6	23.0	12.7	79.3	1237.7
1966	107.5	270.0	428.5	226.5	56.3	31.9	8.9	28.1	14.6	20.2	11.2	69.7	1263.4
1967	94.4	237.3	367.7	199.0	49.4	28.1	7.8	24.7	14.2	19.7	10.9	67.9	1121.1
1968	92.0	231.1	358.2	193.9	48.2	27.3	7.6	24.1	17.2	23.9	13.3	82.4	1119.2
1969	111.7	280.6	434.9	235.4	58.5	33.2	9.3	29.2	19.4	26.9	14.9	92.8	1346.8
1970	125.8	316.0	489.7	265.0	65.8	37.4	10.4	32.9	19.7	27.3	15.1	94.1	1499.2
1971	127.5	320.5	496.7	268.8	66.8	37.9	10.6	33.4	22.2	22.6	6.7	38.9	1452.6
1972	53.5	252.3	540.4	278.4	54.4	37.6	.0	7.6	7.3	2.0	13.3	64.1	1310.9
1973	135.8	425.4	344.6	225.0	82.7	26.6	2.3	6.2	10.4	.0	2.0	47.1	1308.1
1974	49.0	155.3	97.0	201.9	57.4	29.2	.1	.3	.0	33.6	21.6	28.6	674.0
1975	71.5	239.8	474.7	192.3	64.3	106.9	71.0	260.0	20.5	28.4	15.7	97.8	1642.9
1976	132.5	332.9	516.0	279.3	69.4	39.4	11.0	34.7	11.0	3.0	81.0	390.0	1900.2
1977	174.3	269.6	249.9	150.2	32.2	42.2	4.1	.0	31.5	.0	.0	.0	954.0
1978	70.0	93.7	335.1	177.0	67.8	.0	.0	.0	13.1	.0	.0	21.7	778.4
1979	200.1	245.3	517.9	580.5	.0	.0	.0	7.5	.0	.0	.0	.0	1551.3
1980	29.1	143.9	636.1	234.6	90.9	.0	7.4	.0	.0	46.4	3.5	14.2	1206.1
1981	23.3	245.3	604.1	202.9	5.4	74.6	.9	5.6	12.1	16.8	9.3	58.0	1258.3
1982	78.5	197.3	305.9	165.5	41.1	23.3	6.5	20.5	22.9	31.7	17.6	109.2	1020.0
1983	148.0	371.7	576.1	311.8	77.5	44.0	12.3	38.7	26.8	71.6	4.4	164.8	1847.7
1984	216.9	826.3	530.6	242.3	134.5	36.8	13.0	9.6	58.8	84.6	15.4	121.0	2289.8
1985	195.1	144.5	380.7	73.2	41.5	4.9	.0	24.9	1.6	9.8	2.8	90.4	969.4
MEDIA	110.6	276.9	429.1	232.6	57.6	32.7	9.1	29.1	16.2	23.4	12.9	82.2	1312.3

PROYECTO "POTRERILLOS"

PRECIPITACIONES MENSUALES Y ANUALES (mm)

CODIGO P150CT	ESTACION AMALUZA INAMHI			PROVINCIA LOJA	LATITUD -043507	LONGITUD +792528	ELEVACION 1760	TIPO PV	INSTITUCION INAMHI				
AÑO	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPT.	OCTUBRE	NOV.	DIC.	ANUAL
1964	116.8	132.9	149.7	97.9	31.4	3.4	3.4	4.1	16.2	45.2	62.2	71.6	734.8
1965	142.4	162.0	182.5	119.4	38.3	4.2	4.2	5.1	14.8	41.4	57.0	65.6	836.9
1966	130.5	148.5	167.2	109.4	35.1	3.9	3.9	4.6	15.6	43.6	60.1	69.2	791.6
1967	137.6	156.6	176.4	115.4	37.0	4.1	4.1	4.9	13.1	36.6	50.4	58.0	794.2
1968	115.4	131.3	147.9	96.7	31.1	3.4	3.4	4.1	16.7	46.7	64.3	74.0	735.0
1969	147.2	167.5	188.7	123.4	39.6	4.4	4.4	5.2	19.0	53.1	73.2	84.3	910.0
1970	167.6	190.6	214.7	140.5	45.1	5.0	5.0	6.0	16.4	45.8	63.1	72.6	972.4
1971	144.5	164.4	185.1	121.1	38.9	4.3	4.3	5.1	20.3	56.7	78.1	89.8	912.6
1972	178.6	203.2	228.9	149.7	48.1	5.3	5.3	6.4	16.9	47.1	64.9	74.7	1029.1
1973	148.5	169.0	190.3	124.5	40.0	4.4	4.4	5.3	12.0	33.5	46.1	53.1	831.1
1974	105.6	120.2	135.4	88.5	28.4	3.1	3.1	3.7	22.9	64.0	88.2	101.5	764.6
1975	201.9	229.7	258.7	169.2	54.4	6.0	6.0	7.2	15.3	43.6	93.8	20.7	1106.5
1976	196.1	262.3	306.6	124.5	35.2	2.5	.0	12.1	7.1	19.4	60.6	79.7	1106.1
1977	197.1	147.7	145.4	207.0	3.5	.0	.0	.0	15.9	25.2	23.8	95.4	861.0
1978	167.0	149.6	63.3	39.6	121.4	.0	.0	.0	1.7	11.2	13.3	34.2	601.3
1979	97.2	139.9	312.6	156.8	7.5	8.0	.0	32.6	14.9	16.0	.3	26.1	811.9
1980	9.4	96.6	133.0	127.4	4.3	.0	.0	.0	5.8	7.4	167.5	42.8	594.2
1981	43.1	127.3	308.2	93.0	11.1	6.5	.0	.0	.0	51.0	71.0	106.1	817.3
1982	180.0	224.4	67.2	145.0	95.0	.0	.0	.0	25.2	70.3	96.8	111.4	1015.3
1983	221.6	252.1	284.0	185.8	59.7	6.6	6.6	7.9	15.9	116.8	29.6	136.6	1323.2
1984	167.0	228.9	173.6	118.1	52.1	19.7	33.8	.0	61.5	101.4	73.4	72.9	1102.4
1985	167.2	18.0	60.8	18.0	.0	.0	.0	.0	.0	16.0	4.0	86.1	370.1
MEDIA	144.7	164.7	185.5	121.4	39.0	4.3	4.2	5.2	15.8	45.1	61.0	73.9	864.6

PROYECTO "POTRERILLOS"

PRECIPITACIONES MENSUALES Y ANUALES (mm)

CODIGO P149CT	ESTACION GONZANAMA		PROVINCIA LOJA		LATITUD -041339		LONGITUD +792547		ELEVACION 2040		TIPO CO	INSTITUCION INAMHI	
AÑO	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPT.	OCTUBRE	NOV.	DIC.	ANUAL
1964	95.1	193.1	66.3	255.4	26.4	20.3	.8	28.2	25.4	104.0	70.1	103.1	988.2
1965	111.2	112.3	99.5	438.6	143.5	.0	.0	.0	80.3	145.8	195.5	140.1	1466.8
1966	70.6	124.1	182.0	169.6	58.5	3.5	.0	.0	21.7	89.4	55.5	26.5	801.4
1967	142.9	331.8	254.4	76.3	65.9	38.2	18.0	.0	15.6	69.4	13.9	47.7	1074.1
1968	119.1	134.0	309.4	125.0	34.8	6.4	3.0	9.5	48.7	48.5	59.3	83.3	981.0
1969	125.0	182.5	157.4	277.2	17.3	35.2	.0	18.5	100.7	87.5	282.0	216.2	1499.5
1970	291.6	266.7	132.7	178.7	162.5	10.2	27.5	38.4	43.2	102.0	73.2	110.4	1437.1
1971	146.4	184.8	201.6	193.2	76.8	27.6	21.6	19.2	52.1	131.1	32.5	65.4	1152.3
1972	91.3	15.2	267.0	164.4	115.2	58.3	36.8	38.4	25.0	126.8	115.2	74.2	1127.8
1973	66.6	97.9	49.2	241.4	43.7	79.5	131.4	64.2	69.2	48.0	19.6	56.3	967.0
1974	111.2	299.8	110.2	65.2	20.3	89.0	120.5	19.3	51.8	121.8	88.2	132.6	1229.9
1975	175.8	222.0	242.4	287.8	145.8	51.7	44.8	77.1	.0	125.7	67.5	35.6	1476.2
1976	209.5	321.5	234.9	77.6	36.2	8.1	.5	12.1	76.3	9.9	73.8	107.7	1168.1
1977	182.6	64.3	194.4	167.6	51.3	63.6	.0	3.9	102.2	102.7	3.2	25.2	961.0
1978	82.4	75.0	189.0	241.0	142.7	.0	22.0	.0	48.4	4.0	24.8	33.0	862.3
1979	145.7	152.7	366.8	106.8	84.1	40.1	1.6	60.9	77.5	11.5	.0	66.2	1113.9
1980	98.0	181.5	155.1	267.7	45.0	23.5	.0	1.3	17.0	132.9	100.4	112.0	1134.4
1981	80.8	122.4	328.2	138.0	27.9	8.4	1.8	15.6	.0	75.6	42.2	173.5	1014.4
1982	216.7	223.4	88.2	182.1	142.8	3.8	.0	.0	48.7	277.8	80.1	362.0	1625.6
1983	274.4	161.2	345.5	234.7	78.1	9.6	26.7	4.7	1.9	201.3	56.1	247.7	1641.9
1984	154.5	429.0	330.2	247.1	59.2	19.8	11.7	6.5	48.3	138.6	104.0	72.5	1621.4
1985	243.9	191.4	156.9	90.5	106.0	.0	.0	5.9	8.5	37.5	41.3	246.0	1127.9
MEDIA	147.1	185.8	202.8	192.1	76.5	27.1	21.3	19.3	43.8	99.6	72.7	115.3	1203.3

PROYECTO "POTRERILLOS"

PRECIPITACIONES MENSUALES Y ANUALES (mm)

CODIGO P065CT	ESTACION MACARA-AEROPUERTO			PROVINCIA LOJA	LATITUD -042228	LONGITUD +795620	ELEVACION 427	TIPO AR	INSTITUCION FAE				
AÑO	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPT.	OCTUBRE	NOV.	DIC.	ANUAL
1964	10.5	50.5	96.4	129.5	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	286.9
1965	29.0	51.0	329.8	114.3	51.3	.3	.0	.0	2.2	6.8	2.2	18.2	605.1
1966	48.5	118.8	265.6	88.5	14.2	3.9	.0	.5	.0	14.3	.0	.0	554.3
1967	41.3	211.5	267.8	52.7	1.4	.0	.0	.0	.0	8.9	.0	2.0	585.6
1968	11.3	25.8	3.8	.0	6.3	.0	.0	.0	.0	.2	.3	.0	47.7
1969	98.6	14.7	242.4	108.4	1.2	28.6	.0	1.0	13.6	.0	24.8	.0	533.3
1970	86.7	71.4	87.9	7.4	23.5	.0	.0	.0	.0	38.0	.5	15.3	330.7
1971	15.5	80.1	542.7	239.7	5.0	15.3	.0	1.0	3.2	4.7	.4	9.9	917.5
1972	34.3	117.5	586.0	95.3	24.5	12.5	1.2	1.2	2.0	.0	3.5	40.5	918.7
1973	86.9	215.3	272.5	104.4	20.5	1.1	.0	1.4	1.3	3.9	1.3	10.5	719.1
1974	27.9	68.4	152.9	50.9	8.2	2.3	.0	.3	.0	11.4	2.9	1.3	326.5
1975	10.5	111.0	448.1	54.5	2.4	5.3	.0	9.6	3.0	9.1	3.0	24.3	680.8
1976	64.7	158.5	354.4	118.1	19.0	5.3	.0	.7	2.1	6.3	2.1	16.9	748.1
1977	44.9	109.9	245.8	81.9	13.2	3.7	.0	.5	9.1	.0	.0	.0	509.8
1978	116.6	66.4	153.7	49.7	18.8	3.6	.0	.0	3.0	1.6	.0	.0	413.4
1979	96.8	97.3	265.2	80.4	4.4	.0	3.3	.0	1.3	11.9	.0	1.6	562.2
1980	18.0	39.0	230.3	235.2	25.4	.0	.0	.0	.0	9.2	6.9	11.4	575.4
1981	4.1	100.8	564.6	52.4	51.9	8.6	.0	.8	1.4	4.2	1.4	11.2	801.4
1982	29.8	72.9	163.1	54.3	8.7	2.4	.0	.3	3.5	10.5	3.5	28.1	377.1
1983	74.7	183.0	409.1	136.3	21.9	6.1	.0	.8	6.3	28.8	2.1	47.8	912.3
	38.7	509.3	476.0	112.7	27.2	.8	.0	.0	1.7	5.1	1.7	13.6	1186.8
1985	36.3	88.9	198.8	66.2	10.6	2.9	.0	.4	3.7	5.4	.0	3.7	416.9
MEDIA	46.6	116.5	288.9	92.4	16.3	4.7	.2	.8	2.6	8.2	2.6	11.5	591.3

PROYECTO "POTRERILLOS"

PRECIPITACIONES MENSUALES Y ANUALES (mm)

CODIGO P148CT	ESTACION CELICA			PROVINCIA LOJA	LATITUD -040603	LONGITUD +795714	ELEVACION 2700	TIPO CO	INSTITUCION ANAMHI				
AÑO	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPT.	OCTUBRE	NOV.	DIC.	ANUAL
1964	154.0	224.7	287.6	314.2	19.1	7.3	.0	1.7	26.8	42.9	24.1	57.3	1159.7
1965	331.7	203.9	749.7	669.0	190.8	41.2	53.1	16.8	8.5	6.1	64.3	109.6	2444.7
1966	216.2	161.3	152.8	138.6	49.6	1.5	.0	.0	7.9	13.9	12.9	47.8	802.5
1967	130.5	225.1	295.8	199.2	38.8	13.9	3.9	6.9	.0	26.1	.0	20.8	961.0
1968	114.6	118.8	223.5	49.2	9.0	.0	.0	4.0	6.5	12.0	19.2	16.7	573.5
1969	92.5	162.1	417.4	220.0	25.0	75.0	.0	5.0	6.0	10.5	9.7	36.1	1059.3
1970	98.5	170.0	223.4	150.4	29.3	10.5	3.0	5.2	.0	.0	.0	.0	690.3
1971	160.8	147.1	576.8	114.3	31.6	15.7	1.1	16.2	10.1	17.8	16.5	61.1	1169.1
1972	166.9	288.0	378.4	254.8	49.6	17.8	5.0	8.9	1.1	7.7	21.6	132.9	1332.7
1973	74.6	277.6	230.1	117.3	66.9	17.9	.6	3.3	6.9	3.6	4.1	41.5	844.4
1974	83.6	178.4	148.7	51.3	21.9	16.3	1.7	2.0	4.9	18.1	9.1	37.6	573.6
1975	55.4	309.3	265.4	117.0	31.9	16.7	.6	9.0	2.9	25.3	2.9	8.9	845.3
1976	150.2	408.7	426.9	129.4	57.3	14.0	.1	4.8	2.9	1.6	17.8	93.0	1306.7
1977	193.7	194.0	179.2	165.1	10.7	22.8	.0	2.2	21.8	4.2	3.5	70.5	867.7
1978	110.0	189.1	248.5	167.6	32.5	4.7	.0	.0	18.1	4.1	17.0	25.2	816.8
1979	165.1	245.5	511.1	143.7	45.0	1.0	.0	21.5	5.5	2.7	.5	26.2	1167.8
1980	98.6	166.3	108.3	227.1	28.5	.9	.8	.7	.0	19.8	4.0	29.7	684.7
1981	63.2	252.9	528.9	165.0	7.8	4.9	.9	3.0	.2	2.3	3.9	91.0	1124.0
1982	140.9	180.6	57.3	153.2	27.8	.3	.1	.8	10.1	17.7	16.5	60.9	666.2
1983	166.4	287.1	377.3	254.1	49.5	17.7	5.0	8.8	24.1	55.9	36.5	66.9	1349.3
1984	152.4	632.8	212.7	181.6	35.2	12.7	3.2	.0	1.9	3.4	3.3	12.1	1251.3
1985	33.3	57.3	75.3	649.0	9.8	3.5	6.0	46.0	.0	31.0	.0	77.0	988.2
MEDIA	134.2	230.9	303.4	210.5	39.4	14.4	3.9	7.6	7.6	14.9	13.1	51.0	1030.9

PROYECTO "POTRERILLOS"

PRECIPITACIONES MENSUALES Y ANUALES (mm)

CODIGO P437CT	ESTACION SAUCILLO (ALAMOR)			PROVINCIA LOJA	LATITUD -041507	LONGITUD +801203	ELEVACION 280	TIPO PV	INSTITUCION INAMHI				
AÑO	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPT.	OCTUBRE	NOV.	DIC.	ANUAL
1964	23.4	71.3	174.3	42.6	5.5	1.3	.0	.0	.3	1.3	.9	4.5	325.4
1965	23.5	71.5	174.8	42.8	5.5	1.3	.0	.0	.4	1.7	1.2	6.0	328.7
1966	31.1	94.7	231.4	56.6	7.3	1.7	.0	.0	.4	1.6	1.2	5.6	431.6
1967	29.1	88.7	216.8	53.0	6.8	1.6	.0	.0	22.8	121.9	106.6	1.6	648.9
1968	17.5	20.2	6.3	22.6	.0	.4	.0	.0	.0	2.2	.0	.0	69.2
1969	35.8	22.7	236.3	81.2	4.4	5.3	.0	.0	.7	.0	7.9	11.4	405.7
1970	23.8	22.8	17.1	6.7	9.8	.3	.0	.0	.1	4.5	.0	1.1	86.2
1971	7.3	37.2	314.2	97.3	4.2	.5	.1	.5	.4	.8	.9	5.8	469.2
1972	25.7	118.1	443.9	89.0	7.1	5.0	.0	.0	.2	.0	2.1	34.2	725.3
1973	49.9	164.0	158.7	35.8	3.3	1.1	.0	.0	.0	.4	.0	.0	413.2
1974	49.3	10.8	32.1	13.7	32.1	.0	.0	.0	.9	3.8	1.6	.5	144.8
1975	29.5	69.6	339.0	87.4	5.5	4.2	1.8	.0	.0	3.5	.1	.6	541.2
1976	74.2	224.1	284.5	71.9	14.6	2.8	.0	.0	.0	.0	.4	6.6	679.1
1977	31.7	159.2	274.3	25.4	8.9	6.5	.0	.0	2.5	.0	.5	.0	509.0
1978	26.8	41.7	69.0	30.3	.0	.0	.0	.0	.5	2.1	1.6	7.5	179.5
1979	38.6	117.5	287.1	70.3	9.1	2.1	.0	.0	.0	.0	.0	.0	524.7
1980	7.7	15.1	153.7	176.1	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	2.8	355.4
1981	4.9	51.1	445.4	19.7	.0	.0	.0	.0	.2	.8	.6	3.1	525.8
1982	16.0	48.6	118.8	29.1	3.7	.8	.0	.0	.7	2.9	2.1	10.1	232.8
1983	52.3	159.2	389.1	95.2	12.3	2.9	.0	.0	.0	7.8	.5	17.2	736.5
1984	65.2	297.9	425.6	35.5	3.1	.0	.0	.0	.0	.0	4.9	2.5	834.7
1985	1.2	110.6	138.8	24.0	10.3	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	284.6
MEDIA	30.2	91.7	224.1	54.8	7.0	1.7	1	0	1.4	7.1	6.0	5.5	429.6

PROYECTO "POTRERILLOS"

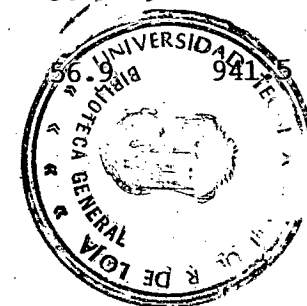
PRECIPITACIONES MENSUALES Y ANUALES (mm)

CODIGO P435CT	ESTACION ALAMOR			PROVINCIA LOJA		LATITUD -040102	LONGITUD +800107	ELEVACION 1300	TIPO PV	INSTITUCION INAMHI			
AÑO	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPT.	OCTUBRE	NOV.	DIC.	ANUAL
1964	107.2	64.5	136.4	198.4	14.7	.0	7.1	.0	52.6	8.4	1.6	4.8	595.7
1965	77.8	126.0	567.5	476.2	144.7	14.5	4.2	3.9	14.4	4.0	45.2	87.0	1565.4
1966	166.6	89.9	187.9	118.0	25.0	.0	.0	.0	.0	68.4	10.1	22.6	688.5
1967	85.9	262.2	79.9	27.2	38.0	.0	.0	4.2	.0	12.2	.0	9.4	519.0
1968	23.4	31.9	63.9	24.6	15.0	.0	.0	.0	2.4	4.2	1.8	11.3	178.5
1969	64.5	75.2	331.8	249.9	36.8	46.2	.0	.0	1.6	6.3	23.8	65.2	901.3
1970	120.7	66.5	45.8	40.0	46.5	10.1	.0	.0	.0	16.3	.0	11.8	357.7
1971	70.7	97.2	330.3	124.6	56.3	9.5	.0	7.9	.8	6.0	7.2	26.4	736.9
1972	83.4	184.0	655.9	176.7	68.9	44.4	10.8	20.5	5.5	8.2	20.5	92.5	1371.3
1973	72.7	262.9	283.5	195.6	125.5	11.4	4.5	6.5	6.4	.0	2.3	38.9	1010.2
1974	63.6	116.1	138.0	83.3	35.0	14.2	1.7	3.4	3.5	11.9	7.7	24.6	503.0
1975	87.2	305.0	408.9	230.0	48.0	40.5	1.1	5.6	5.8	15.0	2.1	7.8	1157.0
1976	97.6	322.8	418.6	72.7	93.1	43.7	3.0	5.6	10.2	16.7	12.0	40.9	1136.9
1977	90.2	197.2	298.6	188.8	53.9	15.8	1.8	3.7	13.4	.0	1.2	21.0	885.6
1978	51.0	122.0	239.5	273.6	30.3	.0	.0	.0	4.9	.0	.0	26.1	747.4
1979	122.4	272.1	343.7	269.6	19.9	10.6	1.8	4.4	8.0	.0	.0	21.1	1073.6
1980	70.5	83.3	84.6	131.6	66.3	10.0	.0	.0	.0	15.9	1.6	45.0	508.8
1981	16.3	163.4	533.7	115.9	8.6	.0	.0	.0	.0	.0	.0	61.2	899.1
1982	51.5	168.0	13.9	191.8	13.2	.0	.0	.0	14.2	23.3	16.8	57.0	549.7
1983	125.7	274.9	416.2	263.2	75.2	22.0	2.5	5.1	19.3	63.1	67.1	87.4	1421.7
1984	68.0	630.3	291.0	288.0	35.1	35.4	6.9	5.3	27.6	44.6	7.5	54.4	1494.1
1985	111.6	69.1	170.0	89.5	41.6	.0	.0	.0	.0	.0	.0	67.4	549.2
MEDIA	83.1	181.1	274.5	174.1	49.6	14.9	2.1	3.5	8.7	14.8	10.4	40.2	856.8

PROYECTO "POTRERILLOS"

PRECIPITACIONES MENSUALES Y ANUALES (mm)

CODIGO	ESTACION			PROVINCIA	LATITUD		LONGITUD		ELEVACION		TIPO	INSTITUCION	
P762CT	MERCADILLO			LOJA	-040120		+795750		1110		PV	PREDESUR	
AÑO	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPT.	OCTUBRE	NOV.	DIC.	ANUAL
1964	74.8	205.9	213.1	174.5	41.8	10.4	4.8	2.4	6.4	13.6	8.8	48.3	804.8
1965	74.9	206.2	213.4	174.8	41.8	10.4	4.8	2.4	7.5	16.0	10.3	56.5	819.0
1966	87.6	241.3	249.8	204.5	49.0	12.2	5.6	2.8	7.2	15.4	9.9	54.4	939.7
1967	84.3	232.2	240.4	196.8	47.1	11.7	5.4	2.7	6.3	13.5	8.7	47.8	896.9
1968	74.1	203.9	211.1	172.9	41.4	10.3	4.7	2.3	7.8	16.7	10.8	58.9	814.9
1969	91.3	251.5	260.3	213.2	51.0	12.7	5.8	2.9	4.2	9.1	5.8	32.1	939.9
1970	49.8	137.2	142.1	116.3	27.8	6.9	3.2	1.6	7.6	16.1	10.4	57.1	576.1
1971	88.5	243.7	252.3	206.6	49.5	12.3	5.7	2.8	10.6	22.6	14.6	79.8	989.0
1972	123.7	340.6	352.5	288.7	69.1	17.2	7.9	3.9	8.2	17.5	11.3	61.9	1302.5
1973	96.0	264.4	273.7	224.1	53.7	13.4	6.1	3.0	4.7	10.1	6.5	35.7	991.4
1974	55.3	152.3	157.7	129.1	30.9	7.7	3.5	1.7	8.5	18.1	11.7	63.9	640.4
1975	99.1	272.9	282.5	231.4	55.4	13.8	6.3	3.1	4.3	19.7	2.1	12.1	1002.7
1976	115.4	317.8	314.1	144.5	119.9	25.7	2.8	3.4	2.0	1.6	8.3	44.1	1099.6
1977	119.0	288.0	153.1	303.4	13.4	21.2	3.8	.0	15.1	1.5	1.8	35.4	955.7
1978	28.5	182.1	242.1	253.8	52.8	6.9	10.3	.0	6.4	.8	5.8	34.8	824.3
1979	136.0	238.5	408.5	221.9	46.4	14.5	.0	16.2	8.6	.9	.0	20.3	1111.8
1980	43.9	128.8	208.3	202.9	44.0	3.5	.0	.0	1.4	16.2	5.1	73.6	727.7
1981	28.1	178.5	475.8	156.7	14.7	1.2	24.9	2.5	.0	.0	2.6	143.0	1027.1
1982	93.4	182.9	39.5	238.1	53.5	1.6	.3	.0	10.5	22.5	14.5	79.4	736.2
1983	123.1	339.1	351.0	287.4	68.8	17.2	7.9	3.9	27.1	60.4	60.5	109.7	1456.1
1984	94.5	586.5	275.5	297.2	50.8	36.5	9.1	1.5	4.1	43.8	5.2	46.9	1451.6
1985	144.5	110.3	175.9	175.9	58.4	53.0	.0	.0	2.8	4.5	.2	56.9	606.5
MEDIA	87.5	241.1	249.7	202.4	48.9	12.1	5.5	2.8	7.2	15.5	9.8	56.9	941.5



PROYECTO "POTRERILLOS"

PRECIPITACIONES MENSUALES Y ANUALES (mm)

CODIGO	ESTACION			PROVINCIA	LATITUD		LONGITUD		ELEVACION		TIPO	INSTITUCION	
P765CT	SABANILLA PREDESUR			LOJA	-041150		+800720		710		PV	PREDESUR	
AÑO	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPT.	OCTUBRE	NOV.	DIC.	ANUAL
1964	29.0	102.9	149.6	64.3	6.6	1.8	.3	.3	2.2	4.4	.7	5.1	367.2
1965	29.1	103.2	150.0	64.5	6.6	1.8	.3	.3	2.8	5.7	.9	6.6	371.8
1966	37.6	133.4	193.9	83.3	8.5	2.3	.4	.4	2.6	5.3	.8	6.2	474.7
1967	35.4	125.5	182.5	78.4	8.0	2.2	.4	.4	2.1	4.3	.7	5.0	444.9
1968	28.5	101.2	147.2	63.3	6.5	1.8	.3	.3	3.0	6.0	1.0	7.1	366.2
1969	40.1	142.1	206.6	88.8	9.1	2.5	.5	.5	.9	1.8	.3	2.1	495.3
1970	12.4	43.9	63.9	27.4	2.8	.7	.1	.1	2.9	5.8	.9	6.7	167.6
1971	38.2	135.4	196.8	84.6	8.7	2.4	.4	.4	4.6	9.3	1.5	10.9	493.2
1972	61.7	218.6	317.8	136.6	14.0	3.9	.7	.7	3.2	6.5	1.0	7.6	772.3
1973	43.2	153.2	222.7	95.7	9.8	2.7	.5	.5	1.2	2.4	.4	2.8	535.1
1974	16.0	56.9	82.7	35.5	3.6	1.0	.2	.2	3.4	6.8	1.1	8.0	215.4
1975	45.3	160.5	233.4	100.3	10.3	2.8	.5	.5	.0	12.6	.0	.0	566.2
1976	50.7	256.4	298.3	75.7	45.2	14.0	2.7	3.0	3.1	6.2	1.0	7.3	763.6
1977	41.4	146.9	213.5	91.8	9.4	2.6	.5	.5	4.0	2.3	.0	3.0	515.9
1978	20.2	77.5	110.6	61.3	2.0	1.0	.0	.0	.0	.0	1.0	.7	274.3
1979	62.8	105.2	215.6	97.4	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	5.0	486.0
1980	4.6	46.1	119.9	184.3	.0	.0	.0	.0	.0	2.0	.0	1.5	358.4
1981	8.0	52.3	407.2	28.8	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.5	9.7	506.5
1982	44.7	38.3	9.0	48.5	.0	.0	.0	.0	4.6	9.3	1.5	10.8	166.7
1983	61.3	217.4	316.0	135.8	13.9	3.8	.7	.7	21.0	21.8	6.7	22.0	821.1
1984	74.8	375.9	324.6	68.9	1.9	4.4	.0	.5	.0	6.0	1.4	13.3	871.7
1985	40.3	136.7	93.4	113.8	19.4	.0	.0	.9	.0	5.5	.0	6.7	416.7
MEDIA	37.5	133.2	193.4	83.1	8.5	2.4	.4	.5	2.8	5.6	1.0	6.7	475.0

PROYECTO "POTRERILLOS"

PRECIPITACIONES MENSUALES Y ANUALES (mm)

CODIGO	ESTACION			PROVINCIA		LATITUD	LONGITUD		ELEVACION	TIPO	INSTITUCION		
P151CT	ZAPOTILLO			LOJA		-042301	+801421		120	CO	INAMHI		
AÑO	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPT.	OCTUBRE	NOV.	DIC.	ANUAL
1964	.5	10.8	15.1	59.4	.0	.0	.0	.0	.4	2.4	.7	9.4	98.7
1965	26.4	49.9	89.5	43.1	22.2	4.7	.4	.0	3.7	.0	4.4	1.7	246.0
1966	4.5	41.7	332.1	66.0	.0	.0	.0	.0	.0	31.1	4.0	2.0	481.4
1967	11.4	81.3	59.2	28.0	.0	.0	.0	.0	.4	2.4	.7	9.3	192.7
1968	26.0	49.1	88.2	42.5	21.8	4.6	.4	.0	.0	.0	.0	.0	232.6
1969	47.2	20.0	251.8	49.8	.0	.0	.0	.0	.0	.0	10.1	2.6	381.5
1970	37.1	76.3	19.2	.0	6.9	.0	.0	.0	.6	3.1	.9	11.8	155.9
1971	33.1	62.4	112.1	54.0	27.8	5.9	.6	.0	.0	1.7	.0	.8	298.4
1972	5.9	48.9	363.6	43.9	2.3	1.6	.0	.0	.0	.0	.0	5.4	471.6
1973	105.7	124.3	106.0	12.0	1.3	.0	.0	.0	.3	1.5	.4	6.0	357.5
1974	16.8	31.8	57.2	27.5	14.1	3.0	.3	.0	.7	3.6	1.0	13.7	169.7
1975	38.3	72.2	129.7	62.5	32.1	6.8	.7	.0	.0	.0	.0	.0	342.3
1976	7.5	105.7	144.7	62.0	19.1	1.7	.0	.0	.0	.0	.0	.0	340.7
1977	15.1	144.4	153.3	35.5	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	348.3
1978	.0	9.7	105.1	6.5	.0	.0	.0	.0	5.0	.0	.0	.0	126.3
1979	4.5	.0	104.3	19.5	.0	.0	.0	.0	1.0	6.8	2.2	24.7	163.0
1980	.0	2.3	.0	113.5	58.1	12.2	.0	.0	.0	.0	1.7	18.8	206.6
1981	3.0	25.2	323.7	20.1	.0	.0	.0	.0	11.0	71.5	23.3	4.9	482.7
1982	2.5	31.5	.0	45.5	1.1	.0	.0	.0	1.4	8.0	2.8	8.4	101.2
1983	27.3	135.0	232.7	51.4	4.7	.4	.0	.0	1.0	29.8	.2	49.1	531.6
1984	31.3	527.5	323.4	243.1	124.6	26.2	2.5	.0	.8	5.7	1.8	20.7	1307.6
1985	2.7	120.3	58.5	8.0	12.4	.0	.0	.0	.0	1.1	.0	1.0	204.0
MEDIA	17.4	85.7	147.6	52.6	4.9	.4	.0	.0	1.4	9.1	3.0	6.4	328.5

ESTACION BOCATOMA

Datos de los Caudales Medios Mensuales

Area de Drenaje = 4062 Km²

Q (m³/s)

Cota = 320 m.s.n.m.

(Anexo 26)

AÑO	MES	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPTIEMB.	OCTUBRE	NOVIEMB.	DICIEMB.	SUMA	ANUAL
1964		102.21	77.74	105.22	108.57	82.77	131.69	93.49	43.23	59.65	75.40	59.65	35.52	975.14	81.26
1965		43.23	57.64	46.58	66.01	102.21	90.81	53.95	31.50	34.18	24.13	35.52	27.48	613.24	51.10
1966		95.84	81.09	92.83	99.19	78.08	51.61	65.01	53.62	39.88	43.56	30.16	36.53	767.40	63.95
1867		83.78	75.40	55.63	95.84	47.25	49.26	70.04	75.40	36.53	43.56	28.48	51.61	712.96	59.41
1968		78.08	62.66	173.25	173.25	83.78	81.09	115.94	49.26	41.55	49.26	27.14	18.43	953.83	79.49
1969		38.20	70.04	49.26	89.81	78.08	53.62	62.66	78.08	62.66	36.53	60.32	83.78	763.22	63.60
1970		57.97	182.63	234.91	159.84	187.32	229.21	60.65	62.66	43.56	51.61	67.69	78.08	1415.86	117.99
1971		182.63	155.49	168.56	134.71	62.66	81.09	75.40	70.04	65.01	55.63	49.26	57.97	1158.51	96.54
1972		89.81	53.62	83.78	70.04	51.61	47.25	70.04	43.56	45.57	27.14	39.88	51.61	673.95	56.16
1973		70.04	146.77	75.40	148.45	129.01	131.02	143.42	134.38	121.98	107.90	113.26	178.61	1500.31	125.03
1974		129.01	160.85	187.32	162.52	148.45	143.42	139.74	107.90	79.08	98.85	102.54	125.66	1585.56	132.13
1975		141.41	150.46	181.96	145.10	134.38	141.41	114.94	113.26	76.40	72.05	73.72	52.28	1397.37	116.45
1976		104.22	160.85	136.05	143.42	118.63	136.05	125.66	120.30	104.22	66.68	86.46	86.46	1396.96	116.41
1977		59.31	86.12	105.89	123.32	57.64	57.64	61.32	64.67	57.64	59.31	41.22	66.68	807.46	67.29
1978		73.72	95.17	77.41	102.54	89.81	68.36	50.27	57.64	44.90	37.53	19.10	24.80	741.11	61.76
1979		28.48	70.37	88.13	77.41	81.09	57.64	63.00	35.86	30.16	44.90	24.80	59.31	661.09	55.09
1980		72.05	111.25	91.82	116.61	100.53	70.71	68.03	42.22	34.85	44.23	33.17	59.98	845.66	70.47
1981		36.53	52.95	104.22	99.19	65.34	59.98	52.95	42.22	38.54	25.47	34.85	20.44	632.53	52.71
1982		42.22	55.29	79.42	82.43	50.60	40.21	38.54	46.24	40.21	79.42	70.71	52.95	678.38	56.53
1983		130.35	89.14	173.25	139.40	106.56	76.40	59.98	44.23	50.60	52.95	55.29	68.03	1046.32	87.19
1984		110.25	173.25	130.35	143.76	148.45	114.27	126.33	46.24	82.43	59.98	85.79	76.40	1297.64	108.14
1985		76.40	70.71	106.56	139.40	55.29	70.71	48.59	33.17	39.54	24.13	28.48	28.48	721.40	60.12
SUMA		1845.73	2239.47	2547.77	2620.82	2059.52	1983.46	1759.95	1395.69	1229.15	1180.22	1167.49	1341.07	21345.60	1778.81
MEDIA		83.90	101.80	115.81	119.13	93.63	90.14	79.99	63.43	55.86	53.65	53.08	60.95	970.25	80.86

Caudales medios mensuales (m³/s)

ESTACION PUENTE BOQUERON

Area de Drenaje = 1130 Km²
(Anexo 27)

ANO	MES	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPTIEMB.	OCTUBRE	NOVIEMB.	DICIEMB.	SMA	ANAL
1964		30.5	23.2	31.4	32.4	24.7	39.3	27.9	12.9	17.8	22.5	17.8	10.6	291.0	24.25
1965		12.9	17.2	13.9	19.7	30.5	27.1	16.1	9.4	10.2	7.2	10.6	8.2	183.0	15.25
1966		28.6	24.2	27.7	29.6	23.3	15.4	19.4	16.0	11.9	13.0	9.0	10.9	228.96	19.08
1967		25.0	22.5	16.6	28.6	14.1	14.7	20.9	22.5	10.9	13.0	8.5	15.4	212.76	17.73
1968		23.3	18.7	51.7	51.7	25.0	24.2	34.6	14.7	12.4	14.7	8.1	5.5	284.64	23.72
1969		11.4	20.9	14.7	26.8	23.3	16.0	18.7	23.3	18.7	10.9	18.0	25.0	227.76	18.98
1970		17.3	54.5	70.1	47.7	55.9	68.4	18.1	18.7	13.0	15.4	20.2	23.3	422.52	35.21
1971		54.5	46.4	50.3	40.2	18.7	24.2	22.5	20.9	19.4	16.6	14.7	17.3	345.72	28.81
1972		26.8	16.0	25.0	20.9	15.4	14.1	20.9	13.0	13.6	8.1	11.9	15.4	201.12	16.76
1973		20.9	43.8	22.5	44.3	38.5	39.1	42.8	40.1	36.4	32.2	33.8	53.3	447.72	37.31
1974		38.5	48.0	55.9	48.5	44.3	42.8	41.7	32.2	23.6	29.5	30.6	37.5	473.16	39.43
1975		42.2	44.9	54.3	43.3	40.1	42.2	34.3	33.8	22.8	21.5	22.0	15.6	417.0	34.75
1976		31.1	48.0	40.6	42.8	35.4	40.6	37.5	35.9	31.1	19.9	25.8	25.8	416.88	34.74
1977		17.7	25.7	31.6	36.8	17.2	17.2	18.3	19.3	17.2	17.7	12.3	19.9	249.96	20.08
1978		22.0	28.4	23.1	30.6	26.8	20.4	15.0	17.2	13.4	11.2	5.7	7.4	221.16	18.43
1979		8.5	21.0	26.3	23.1	24.2	17.2	18.8	10.7	9.0	13.4	7.4	17.7	197.28	16.44
1980		21.5	33.2	27.4	34.8	30.0	21.1	20.3	12.6	10.4	13.2	9.9	17.9	252.36	21.03
1981		10.9	15.8	31.1	29.6	19.5	17.9	15.8	12.6	11.5	7.6	10.4	6.1	188.76	15.73
1982		12.6	16.5	23.7	24.6	15.1	12.0	11.5	13.8	12.0	23.7	21.1	15.8	202.44	16.87
1983		38.9	26.6	51.7	41.6	31.8	22.8	17.9	13.2	15.1	15.8	16.5	20.3	312.24	26.02
1984		32.9	51.7	38.9	42.9	44.3	34.1	37.7	13.8	24.6	17.9	25.6	22.8	287.20	32.27
1985		22.8	21.1	31.8	41.6	16.5	21.1	14.5	9.9	11.8	7.2	8.5	8.5	215.28	17.94
SUMA		550.8	668.3	760.30	782.10	614.60	591.90	525.20	416.5	366.8	352.20	348.4	400.2	6369.92	530.83
MEDIA		25.04	30.38	34.56	35.55	27.94	26.90	23.87	18.93	16.67	16.01	15.84	18.19	289.54	24.13

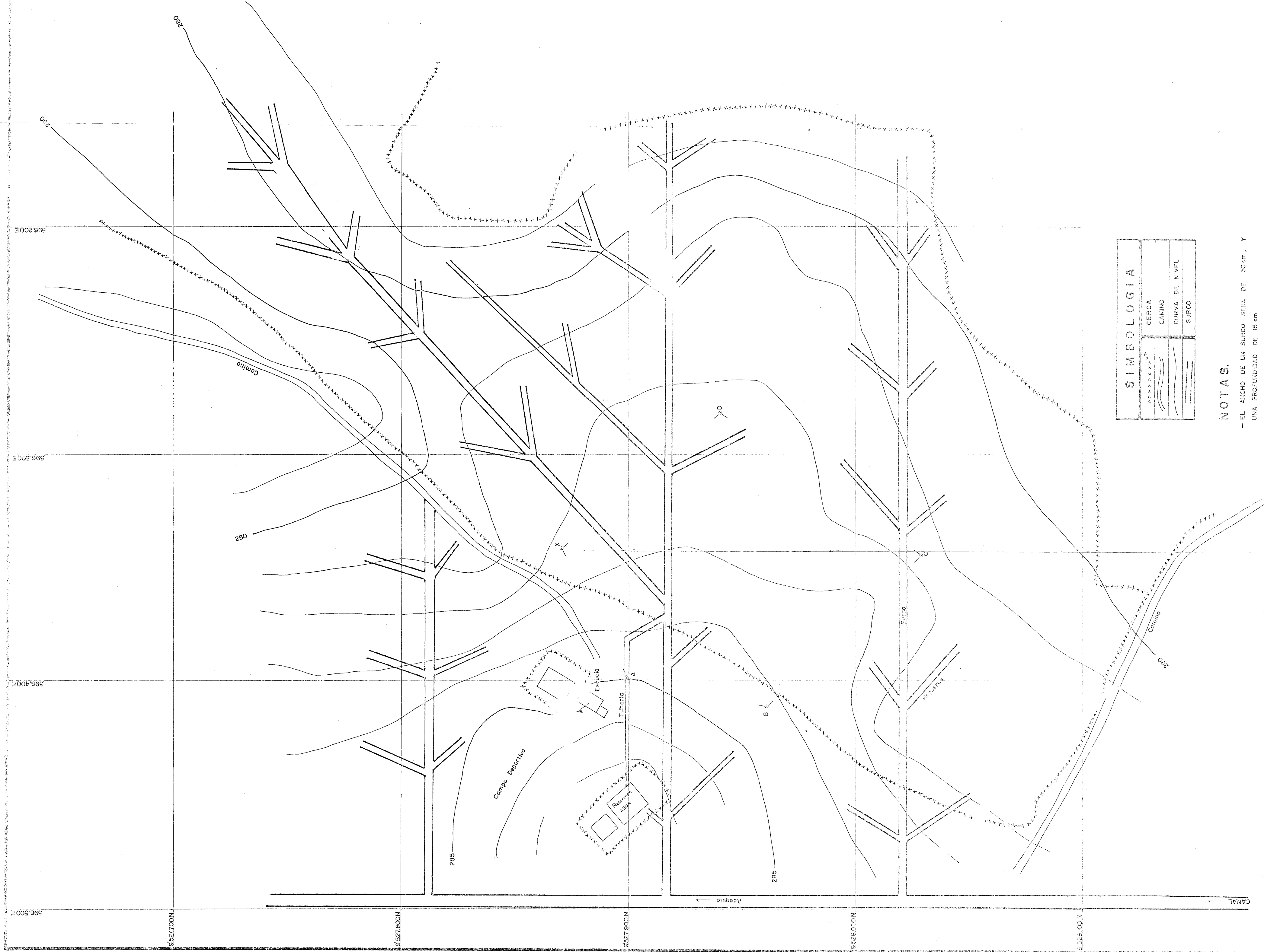
N = 22 + = Valor interpolado (proporción normal)

RUBRO	OBRA TOTAL		M E S E S																								% DE AVANCE	
	CANT.	U	MONTO	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23		24
EXCAVACION PLATAFORMA (o máquina)	159.636,19	M3	106'963.236,40	63'3.330,29	8'913.603,05	6'913.603,05	6'913.603,05	6'913.603,05	6'913.603,05	6'913.603,05	6'913.603,05	6'913.603,05	6'913.603,05	6'913.603,05	6'913.603,05	6'913.603,05	6'913.603,05	6'913.603,05	6'913.603,05	6'913.603,05	6'913.603,05	6'913.603,05	6'913.603,05	6'913.603,05	6'913.603,05	6'913.603,05	6'913.603,05	50
EXCAVACION CANAL PRINCIPAL (o máquina)	30.235,8	M3	34'201.592,52				2'650.132,71	2'650.132,71	2'650.132,71	2'650.132,71	2'650.132,71	2'650.132,71	2'650.132,71	2'650.132,71	2'650.132,71	2'650.132,71	2'650.132,71	2'650.132,71	2'650.132,71	2'650.132,71	2'650.132,71	2'650.132,71	2'650.132,71	2'650.132,71	2'650.132,71	2'650.132,71	2'650.132,71	80
EXCAVACION CANAL ZANJA, TUNEL Y CUNETAS CORONACION (o mano)	2.473,27	M3	15'466.580,79																3'666.745,20	3'666.745,20	3'666.745,20	3'666.745,20	3'666.745,20	3'666.745,20	3'666.745,20	3'666.745,20	3'666.745,20	70
REVESTIMIENTO CANAL	10.009,27	M3	1.008'346.566,0						59'314.521,41	59'314.521,41	59'314.521,41	59'314.521,41	59'314.521,41	59'314.521,41	59'314.521,41	59'314.521,41	59'314.521,41	59'314.521,41	59'314.521,41	59'314.521,41	59'314.521,41	59'314.521,41	59'314.521,41	59'314.521,41	59'314.521,41	59'314.521,41	59'314.521,41	60
REVESTIMIENTO TUNEL	264,59	M3	26'268.226,81																				8'762.756,21	8'762.756,21	8'762.756,21	8'762.756,21	8'762.756,21	50
EMBAULADO CANAL	376,50	M3	56'208.588,60																				14'052.141,15	14'052.141,15	14'052.141,15	14'052.141,15	14'052.141,15	40
CEBRAS COMPLEMENTARIAS (Bébetes, posos de agua, posos vehiculares)	32	u	9'126.636,01																				2'456.659,0	2'456.659,0	2'456.659,0	2'456.659,0	2'456.659,0	30
SIFONES	5	u	259'046.716,9																									20
OBRA DE TOMA	1	u	76'497.561,11																									10
IMPREVISTOS			173'684.554,90	7'220.202,29	7'220.202,29	7'220.202,29	7'220.202,29	7'220.202,29	7'220.202,29	7'220.202,29	7'220.202,29	7'220.202,29	7'220.202,29	7'220.202,29	7'220.202,29	7'220.202,29	7'220.202,29	7'220.202,29	7'220.202,29	7'220.202,29	7'220.202,29	7'220.202,29	7'220.202,29	7'220.202,29	7'220.202,29	7'220.202,29	7'220.202,29	0
VALORES PROGRAMADOS	PARCIAL		16'133.805,32	16'133.805,32	16'133.805,32	16'133.805,32	16'133.805,32	16'133.805,32	16'133.805,32	16'133.805,32	16'133.805,32	16'133.805,32	16'133.805,32	16'133.805,32	16'133.805,32	16'133.805,32	16'133.805,32	16'133.805,32	16'133.805,32	16'133.805,32	16'133.805,32	16'133.805,32	16'133.805,32	16'133.805,32	16'133.805,32	16'133.805,32	16'133.805,32	
	ACUMULADO		16'133.805,32	32'267.610,64	48'401.415,96	64'535,33,79	80'669,22,02	96'803,05,05	112'936,88,08	129'070,71,11	145'204,54,14	161'338,37,17	177'472,20,20	193'606,03,23	209'740,86,26	225'874,69,29	242'008,52,32	258'142,35,35	274'276,18,38	290'410,01,41	306'543,84,44	322'677,67,47	338'811,50,50	354'945,33,53	371'079,16,56	387'213,00,00	403'346,83,03	
	PARCIAL		0,65	0,65	0,65	1,00	1,00	4,11	4,11	4,11	4,11	5,60	5,60	5,60	5,60	5,14	5,14	5,14	5,76	5,76	5,76	5,76	6,76	6,88	6,88	1,24	0,51	
FORCENTAJES ACUMULADOS	ACUMULADO		0,65	1,69	2,54	3,54	4,53	8,64	12,75	16,85	22,46	28,06	33,66	39,27	44,40	49,54	54,67	60,43	66,20	71,96	77,72	84,48	91,36	98,24	99,49	100,00		



DATOS HIDROLÓGICOS	
FUENTE: RIO CATAMAYO	
ELEVACION: 320 m s.n.m	
CAUDAL DE CAPTACION = 1.08 M ³ /seg.	
CAUDAL DE CONDUCCION = 0.90 M ³ /seg	
CRECIDA = 1650 M ³ /seg	
PERIODO DE RETORNO = 100 AÑOS	
PENSIENTE DEL RIO = 9"/s.	
VELOCIDAD MEDIA DEL RIO = 4.0 M/seg	

[illegible]



SIMBOLOGIA	
	CANAL
	CURVA DE NIVEL
	SIFON

NOTAS.

- EL AJUSTO DE UN SIFON SE HA DE 30 cm. Y UNA PROFUNDIDAD DE 15 cm.
- LA PIEDRA RECONSTRUIDA DE UN SIFON ES TAL COMO SE VE EN EL DISEÑO DEL SIFON Y LA CANTIDAD DE SIFON.
- LA PIEDRA RECONSTRUIDA DE UN SIFON ES TAL COMO SE VE EN EL DISEÑO DEL SIFON Y LA CANTIDAD DE SIFON.

SISTEMA DE RIEGO A GRAVEDAD

ESCALA 1:1000



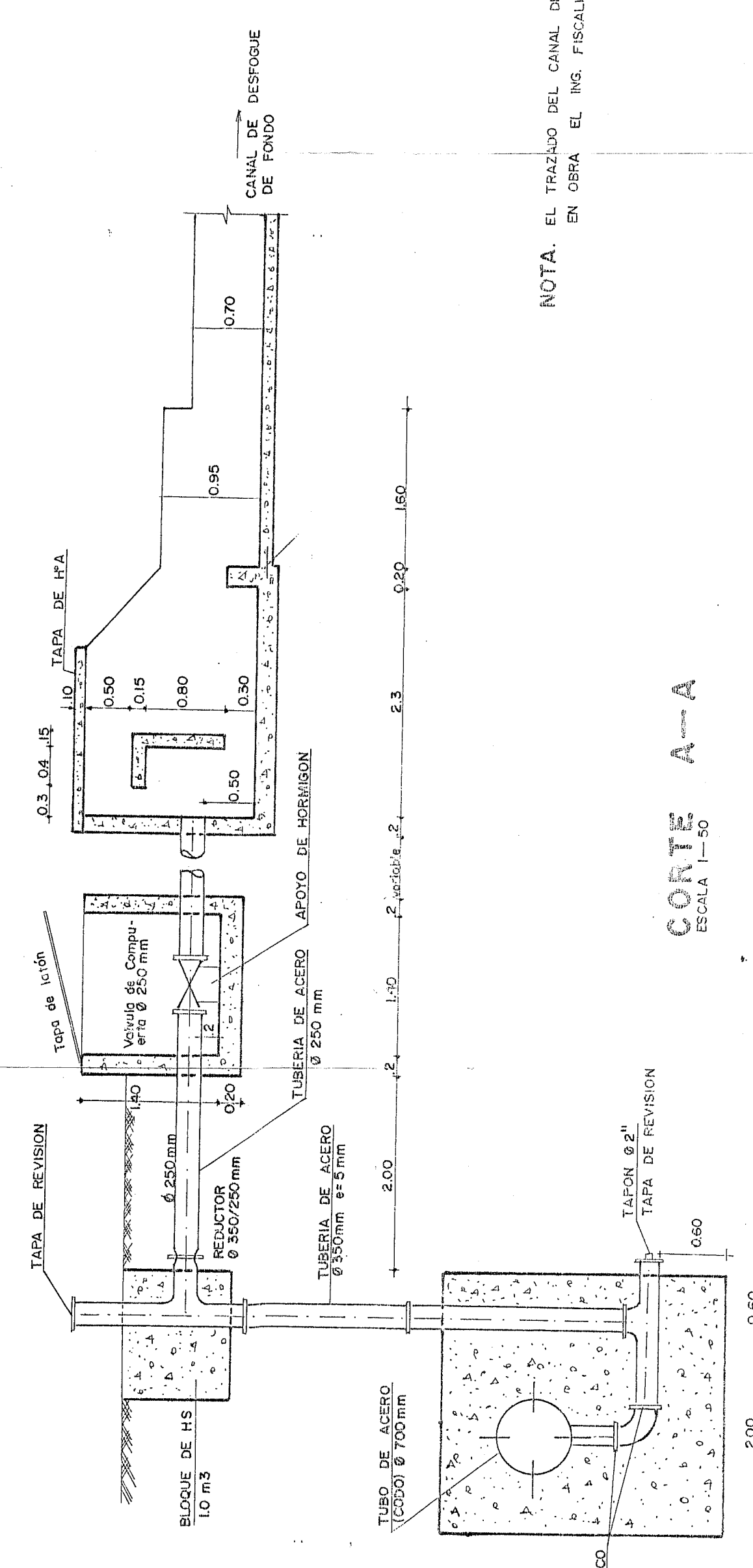
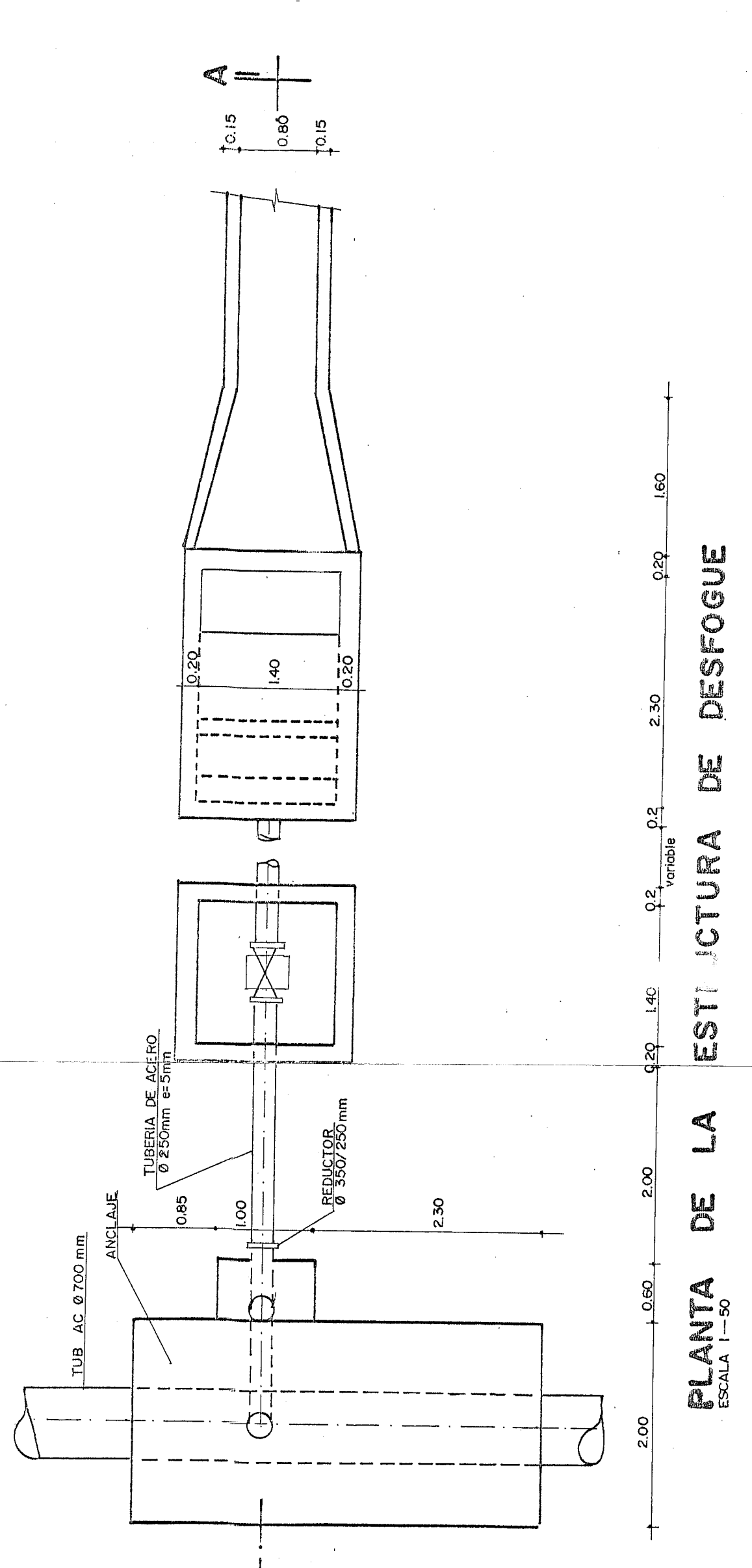
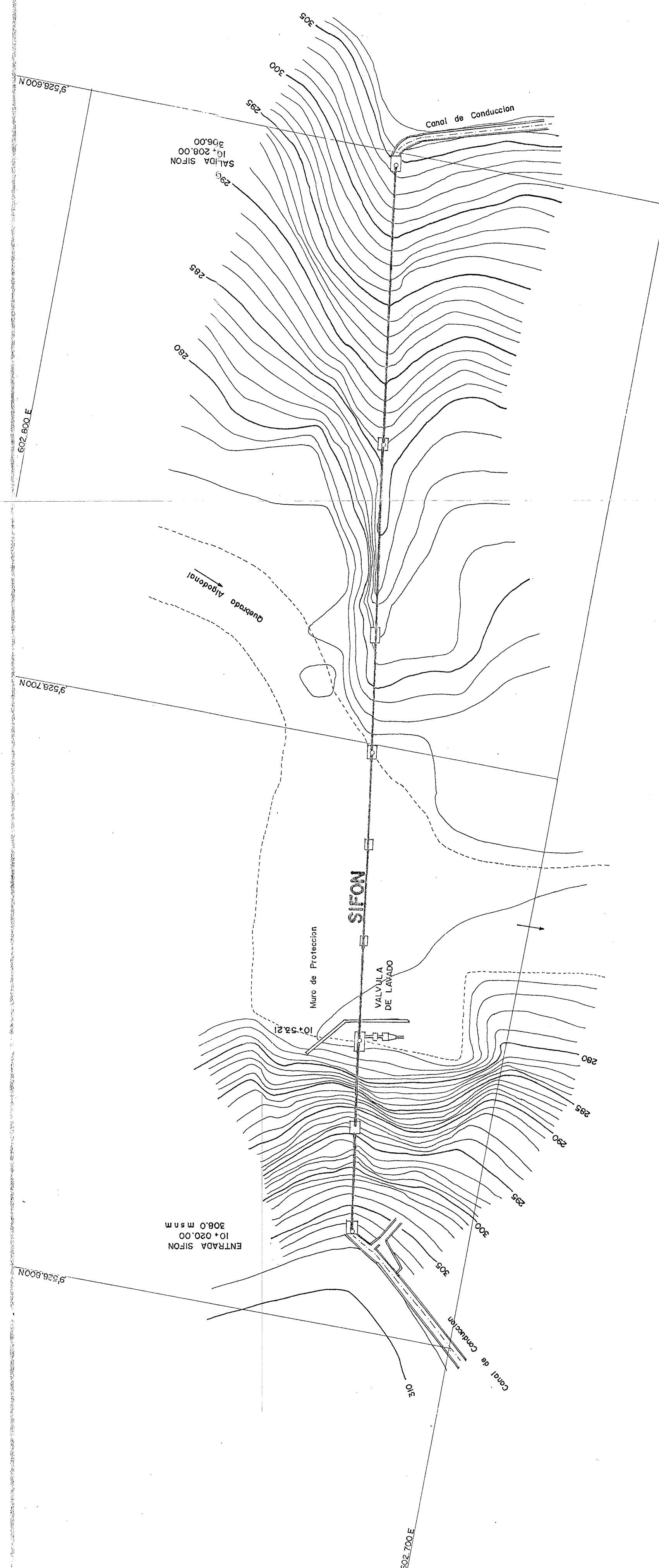
SIMBOLOGIA R. GOTEO	
	UNDA DE AGUA
	UNDA PRINCIPAL
	UNDA SUBORDINADA
	UNDA CON GUTTER
	UNDA CON GUTTER Y SIFON

SIMBOLOGIA R. ASPERSION	
	UNDA PRINCIPAL
	UNDA SUBORDINADA
	UNDA CON GUTTER
	UNDA CON GUTTER Y SIFON
	UNDA CON GUTTER Y SIFON

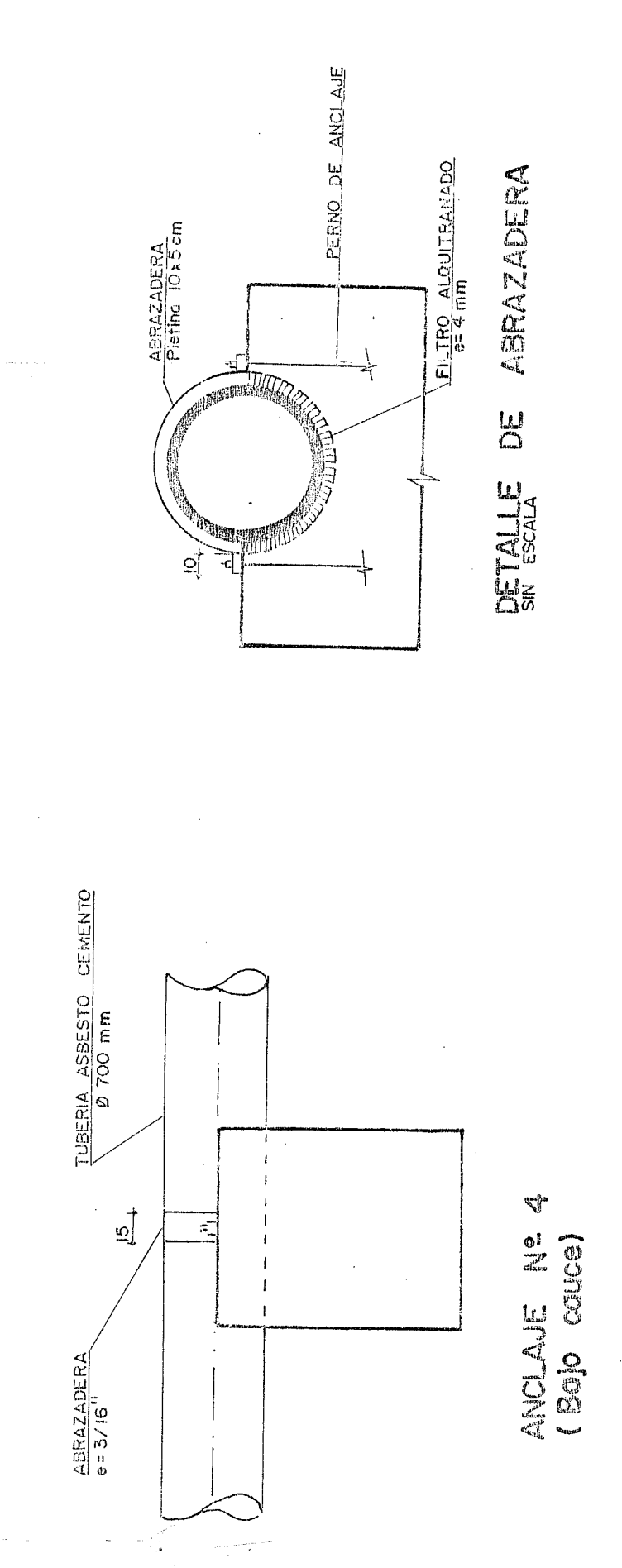
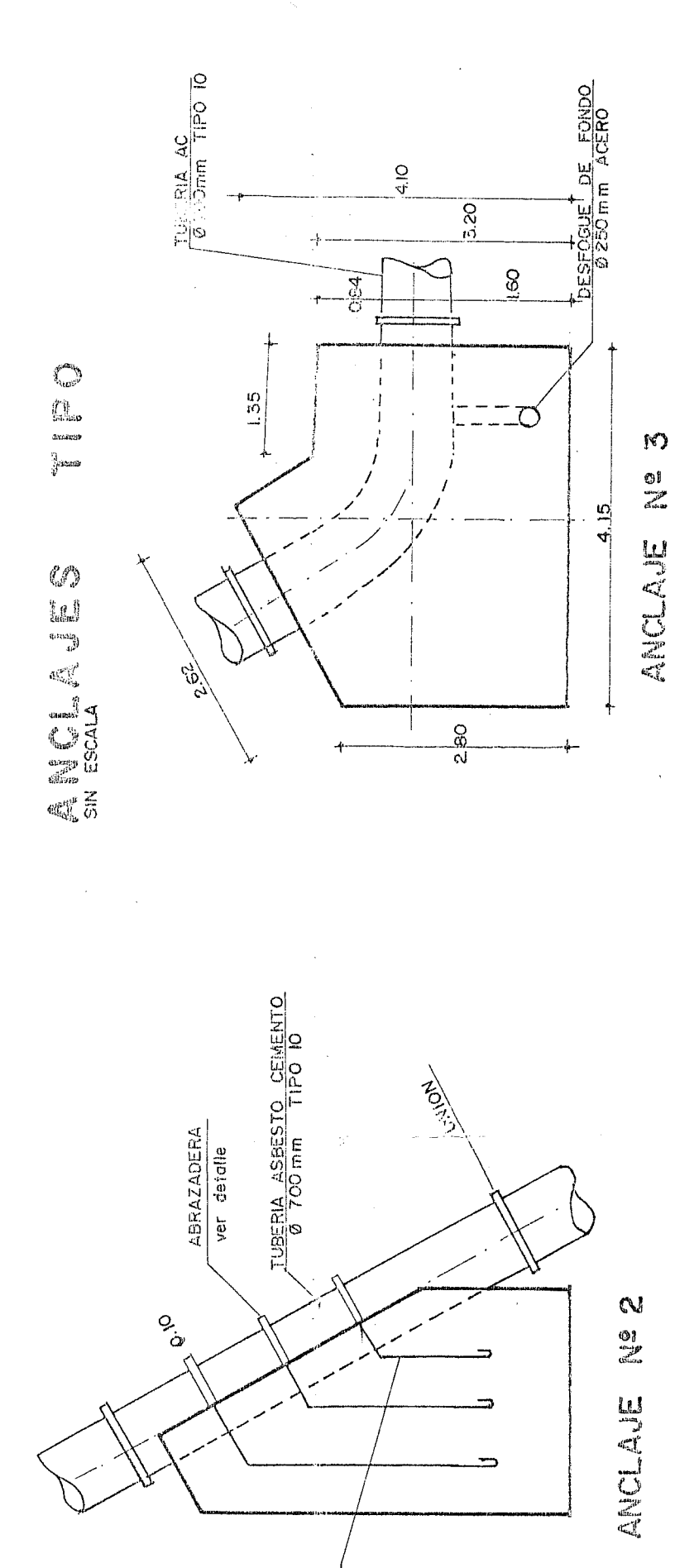
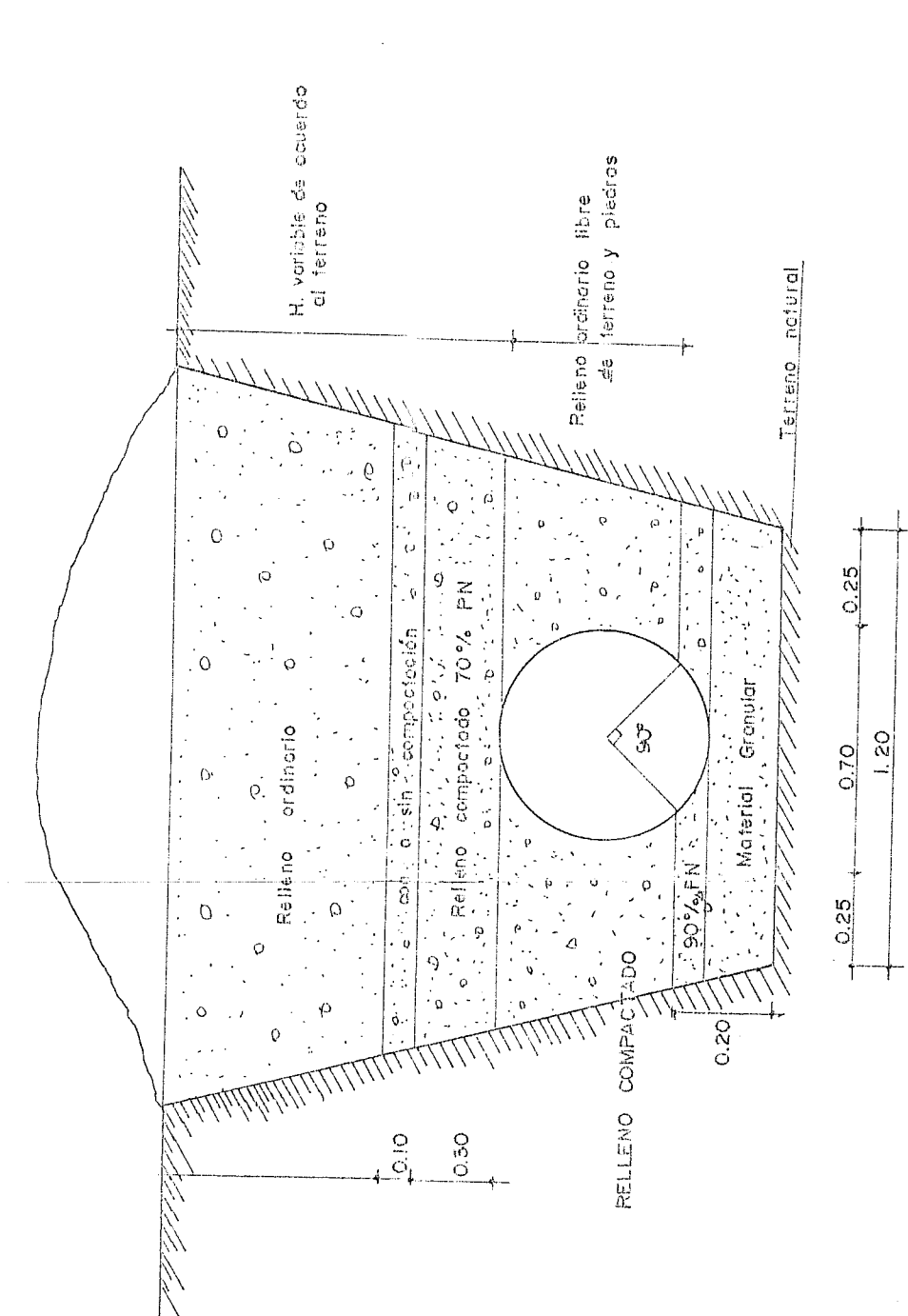
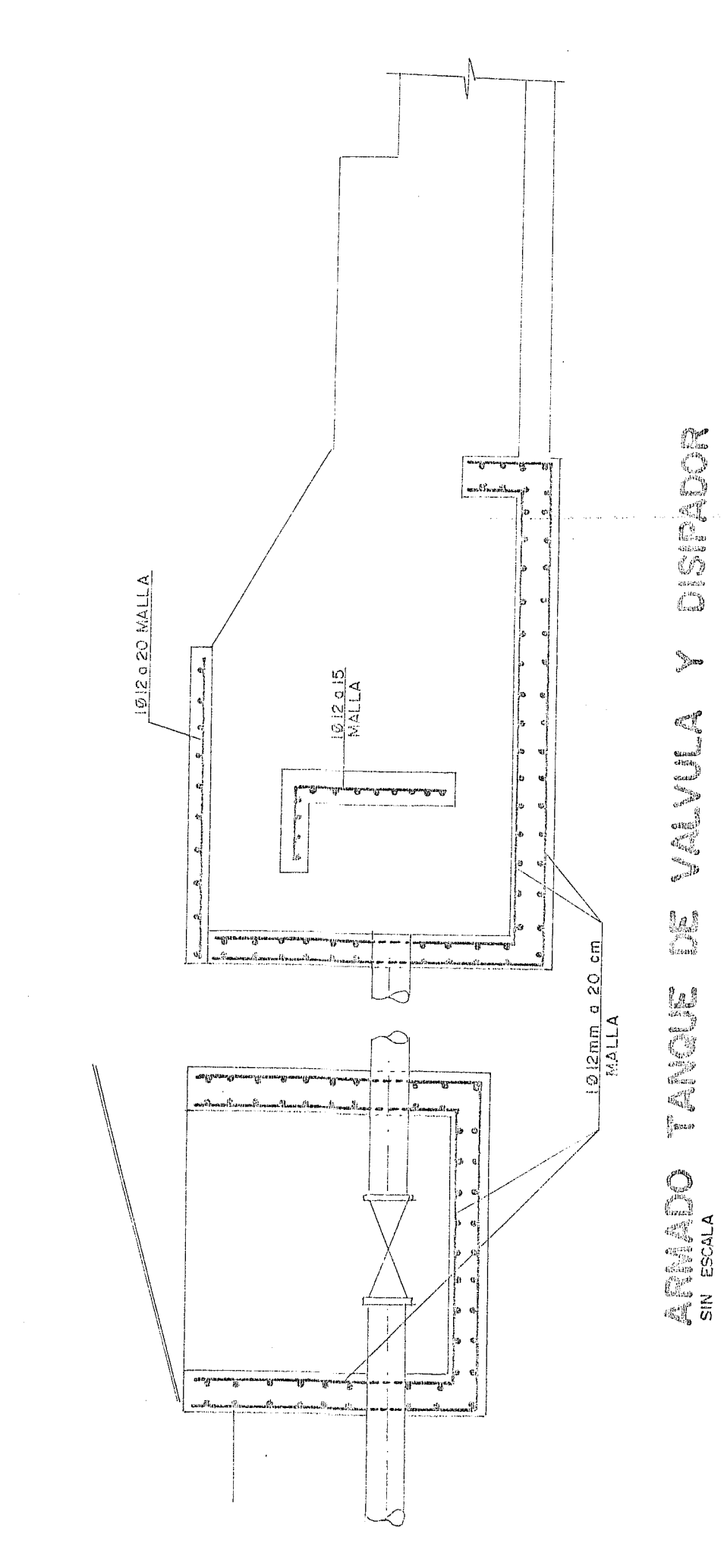
SISTEMAS DE RIEGO POR: ASPERSION Y GOTEO

ESCALA 1:1000

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA	
ESTUDIO DE PREFACTIBILIDAD DEL PROYECTO DE RIEGO POTRERILLOS	
CONTIENE: SISTEMAS DE RIEGO: GRAVEDAD, GOTEO Y ASPERSION	
USUARIO	FECHA
Ing. Juan Carlos L.	1 - 1000
Ing. Mario Rivera Jimenez	Domestica - 1991
Ing. Juan N. Espinoza Corrales	4 de 5



NOTA. EL TRAZADO DEL CANAL DE DESFOQUE LO DETERMINARA EN OBRA EL ING. FISCALIZADOR



DATOS HIDRÁULICOS		CAUDAL Q=0.10 m ³ /s.	
CÓNYSES	PROYECTO	29.50	29.50
	TERRENO	29.70	29.50
ABSCISAS	0+00.00	30.00	30.00
	0+00.10	30.00	30.00
COTAS	PROYECTO	29.50	29.50
	TERRENO	29.70	29.50
PRESIÓN DE TRABAJO 100mm	0+00.10	29.50	29.50
	0+00.20	29.50	29.50
PRESIÓN DE TRABAJO 150mm	0+00.10	29.50	29.50
	0+00.20	29.50	29.50
PRESIÓN DE TRABAJO 200mm	0+00.10	29.50	29.50
	0+00.20	29.50	29.50
PRESIÓN DE TRABAJO 250mm	0+00.10	29.50	29.50
	0+00.20	29.50	29.50
PRESIÓN DE TRABAJO 300mm	0+00.10	29.50	29.50
	0+00.20	29.50	29.50
PRESIÓN DE TRABAJO 350mm	0+00.10	29.50	29.50
	0+00.20	29.50	29.50
PRESIÓN DE TRABAJO 400mm	0+00.10	29.50	29.50
	0+00.20	29.50	29.50
PRESIÓN DE TRABAJO 450mm	0+00.10	29.50	29.50
	0+00.20	29.50	29.50
PRESIÓN DE TRABAJO 500mm	0+00.10	29.50	29.50
	0+00.20	29.50	29.50
PRESIÓN DE TRABAJO 550mm	0+00.10	29.50	29.50
	0+00.20	29.50	29.50
PRESIÓN DE TRABAJO 600mm	0+00.10	29.50	29.50
	0+00.20	29.50	29.50
PRESIÓN DE TRABAJO 650mm	0+00.10	29.50	29.50
	0+00.20	29.50	29.50
PRESIÓN DE TRABAJO 700mm	0+00.10	29.50	29.50
	0+00.20	29.50	29.50
PRESIÓN DE TRABAJO 750mm	0+00.10	29.50	29.50
	0+00.20	29.50	29.50
PRESIÓN DE TRABAJO 800mm	0+00.10	29.50	29.50
	0+00.20	29.50	29.50
PRESIÓN DE TRABAJO 850mm	0+00.10	29.50	29.50
	0+00.20	29.50	29.50
PRESIÓN DE TRABAJO 900mm	0+00.10	29.50	29.50
	0+00.20	29.50	29.50
PRESIÓN DE TRABAJO 950mm	0+00.10	29.50	29.50
	0+00.20	29.50	29.50
PRESIÓN DE TRABAJO 1000mm	0+00.10	29.50	29.50
	0+00.20	29.50	29.50
PRESIÓN DE TRABAJO 1050mm	0+00.10	29.50	29.50
	0+00.20	29.50	29.50
PRESIÓN DE TRABAJO 1100mm	0+00.10	29.50	29.50
	0+00.20	29.50	29.50
PRESIÓN DE TRABAJO 1150mm	0+00.10	29.50	29.50
	0+00.20	29.50	29.50
PRESIÓN DE TRABAJO 1200mm	0+00.10	29.50	29.50
	0+00.20	29.50	29.50
PRESIÓN DE TRABAJO 1250mm	0+00.10	29.50	29.50
	0+00.20	29.50	29.50
PRESIÓN DE TRABAJO 1300mm	0+00.10	29.50	29.50
	0+00.20	29.50	29.50
PRESIÓN DE TRABAJO 1350mm	0+00.10	29.50	29.50
	0+00.20	29.50	29.50
PRESIÓN DE TRABAJO 1400mm	0+00.10	29.50	29.50
	0+00.20	29.50	29.50
PRESIÓN DE TRABAJO 1450mm	0+00.10	29.50	29.50
	0+00.20	29.50	29.50
PRESIÓN DE TRABAJO 1500mm	0+00.10	29.50	29.50
	0+00.20	29.50	29.50
PRESIÓN DE TRABAJO 1550mm	0+00.10	29.50	29.50
	0+00.20	29.50	29.50
PRESIÓN DE TRABAJO 1600mm	0+00.10	29.50	29.50
	0+00.20	29.50	29.50
PRESIÓN DE TRABAJO 1650mm	0+00.10	29.50	29.50
	0+00.20	29.50	29.50
PRESIÓN DE TRABAJO 1700mm	0+00.10	29.50	29.50
	0+00.20	29.50	29.50
PRESIÓN DE TRABAJO 1750mm	0+00.10	29.50	29.50
	0+00.20	29.50	29.50
PRESIÓN DE TRABAJO 1800mm	0+00.10	29.50	29.50
	0+00.20	29.50	29.50
PRESIÓN DE TRABAJO 1850mm	0+00.10	29.50	29.50
	0+00.20	29.50	29.50
PRESIÓN DE TRABAJO 1900mm	0+00.10	29.50	29.50
	0+00.20	29.50	29.50
PRESIÓN DE TRABAJO 1950mm	0+00.10	29.50	29.50
	0+00.20	29.50	29.50
PRESIÓN DE TRABAJO 2000mm	0+00.10	29.50	29.50
	0+00.20	29.50	29.50
PRESIÓN DE TRABAJO 2050mm	0+00.10	29.50	29.50
	0+00.20	29.50	29.50
PRESIÓN DE TRABAJO 2100mm	0+00.10	29.50	29.50
	0+00.20	29.50	29.50
PRESIÓN DE TRABAJO 2150mm	0+00.10	29.50	29.50
	0+00.20	29.50	29.50
PRESIÓN DE TRABAJO 2200mm	0+00.10	29.50	29.50
	0+00.20	29.50	29.50
PRESIÓN DE TRABAJO 2250mm	0+00.10	29.50	29.50
	0+00.20	29.50	29.50
PRESIÓN DE TRABAJO 2300mm	0+00.10	29.50	29.50
	0+00.20	29.50	29.50
PRESIÓN DE TRABAJO 2350mm	0+00.10	29.50	29.50
	0+00.20	29.50	29.50
PRESIÓN DE TRABAJO 2400mm	0+00.10	29.50	29.50
	0+00.20	29.50	29.50
PRESIÓN DE TRABAJO 2450mm	0+00.10	29.50	29.50
	0+00.20	29.50	29.50
PRESIÓN DE TRABAJO 2500mm	0+00.10	29.50	29.50
	0+00.20	29.50	29.50
PRESIÓN DE TRABAJO 2550mm	0+00.10	29.50	29.50
	0+00.20	29.50	29.50
PRESIÓN DE TRABAJO 2600mm	0+00.10	29.50	29.50
	0+00.20	29.50	29.50
PRESIÓN DE TRABAJO 2650mm	0+00.10	29.50	29.50
	0+00.20	29.50	29.50
PRESIÓN DE TRABAJO 2700mm	0+00.10	29.50	29.50
	0+00.20	29.50	29.50
PRESIÓN DE TRABAJO 2750mm	0+00.10	29.50	29.50
	0+00.20	29.50	29.50
PRESIÓN DE TRABAJO 2800mm	0+00.10	29.50	29.50
	0+00.20	29.50	29.50
PRESIÓN DE TRABAJO 2850mm	0+00.10	29.50	29.50
	0+00.20	29.50	29.50
PRESIÓN DE TRABAJO 2900mm	0+00.10	29.50	29.50
	0+00.20	29.50	29.50
PRESIÓN DE TRABAJO 2950mm	0+00.10	29.50	29.50
	0+00.20	29.50	29.50
PRESIÓN DE TRABAJO 3000mm	0+00.10	29.50	29.50
	0+00.20	29.50	29.50
PRESIÓN DE TRABAJO 3050mm	0+00.10	29.50	29.50
	0+00.20	29.50	29.50
PRESIÓN DE TRABAJO 3100mm	0+00.10	29.50	29.50
	0+00.20	29.50	29.50
PRESIÓN DE TRABAJO 3150mm	0+00.10	29.50	29.50
	0+00.20	29.50	29.50
PRESIÓN DE TRABAJO 3200mm	0+00.10	29.50	29.50
	0+00.20	29.50	29.50
PRESIÓN DE TRABAJO 3250mm	0+00.10	29.50	29.50
	0+00.20	29.50	29.50
PRESIÓN DE TRABAJO 3300mm	0+00.10	29.50	29.50
	0+00.20	29.50	29.50
PRESIÓN DE TRABAJO 3350mm	0+00.10	29.50	29.50
	0+00.20	29.50	29.50
PRESIÓN DE TRABAJO 3400mm	0+00.10	29.50	29.50
	0+00.20	29.50	29.50
PRESIÓN DE TRABAJO 3450mm	0+00.10	29.50	29.50
	0+00.20	29.50	29.50
PRESIÓN DE TRABAJO 3500mm	0+00.10	29.50	29.50
	0+00.20	29.50	29.50
PRESIÓN DE TRABAJO 3550mm	0+00.10	29.50	29.50
	0+00.20	29.50	29.50
PRESIÓN DE TRABAJO 3600mm	0+00.10	29.50	29.50
	0+00.20	29.50	29.50
PRESIÓN DE TRABAJO 3650mm	0+00.10	29.50	29.50
	0+00.20	29.50	29.50
PRESIÓN DE TRABAJO 3700mm	0+00.10	29.50	29.50
	0+00.20	29.50	29.50
PRESIÓN DE TRABAJO 3750mm	0+00.10	29.50	29.50
	0+00.20	29.50	29.50
PRESIÓN DE TRABAJO 3800mm	0+00.10	29.50	29.50
	0+00.20	29.50	29.50
PRESIÓN DE TRABAJO 3850mm	0+00.10	29.50	29.50
	0+00.20	29.50	29.50
PRESIÓN DE TRABAJO 3900mm	0+00.10	29.50	29.50
	0+00.20	29.50	29.50
PRESIÓN DE TRABAJO 3950mm	0+00.10	29.50	29.50
	0+00.20	29.50	29.50
PRESIÓN DE TRABAJO 4000mm	0+00.10	29.50	29.50
	0+00.20	29.50	29.50
PRESIÓN DE TRABAJO 4050mm	0+00.10	29.50	29.50
	0+00.20	29.50	29.50
PRESIÓN DE TRABAJO 4100mm	0+00.10	29.50	29.50
	0+00.20	29.50	29.50
PRESIÓN DE TRABAJO 4150mm	0+00.10	29.50	29.50
	0+00.20	29.50	29.50
PRESIÓN DE TRABAJO 4200mm	0+00.10	29.50	29.50
	0+00.20	29.50	29.50
PRESIÓN DE TRABAJO 4250mm	0+00.10	29.50	29.50
	0+00.20	29.50	29.50
PRESIÓN DE TRABAJO 4300mm	0+00.10	29.50	29.50
	0+00.20	29.50	29.50
PRESIÓN DE TRABAJO 4350mm	0+00.10	29.50	29.50
	0+00.20	29.50	29.50
PRESIÓN DE TRABAJO 4400mm	0+00.10	29.50	29.50
	0+00.20	29.50	29.50
PRESIÓN DE TRABAJO 4450mm	0+00.10	29.50	29.50
	0+00.20	29.50	29.50
PRESIÓN DE TRABAJO 4500mm	0+00.10	29.50	29.50
	0+00.20	29.50	29.50
PRESIÓN DE TRABAJO 4550mm	0+00.10	29.50	29.50
	0+00.20	29.50	29.50
PRESIÓN DE TRABAJO 4600mm	0+00.10	29.50	29.50
	0+00.20	29.50	29.50
PRESIÓN DE TRABAJO 4650mm	0+00.10	29.50	29.50
	0+00.20	29.50	29.50
PRESIÓN DE TRABAJO 4700mm	0+00.10	29.50	29.50
	0+00.20	29.50	29.50
PRESIÓN DE TRABAJO 4750mm	0+00.10	29.50	29.50
	0+00.20	29.50	29.50
PRESIÓN DE TRABAJO 4800mm	0+00.10	29.50	29.50
	0+00.20	29.50	29.50
PRESIÓN DE TRABAJO 4850mm	0+00.10	29.50	29.50
	0+00.20	29.50	29.50
PRESIÓN DE TRABAJO 4900mm	0+00.10	29.50	29.50
	0+00.20	29.50	29.50
PRESIÓN DE TRABAJO 4950mm	0+00.10	29.50	29.50
	0+00.20	29.50	29.50
PRESIÓN DE TRABAJO 5000mm	0+00.10	29.50	29.50
	0+00.20	29.50	29.50
PRESIÓN DE TRABAJO 5050mm	0+00.10	29.50	29.50
	0+00.20	29.50	29.50
PRESIÓN DE TRABAJO 5100mm	0+00.10	29.50	29.50
	0+00.20	29.50	29.50
PRESIÓN DE TRABAJO 5150mm	0+00.10	29.50	29.50
	0+00.20	29.50	29.50
PRESIÓN DE TRABAJO 5200mm	0+00.10	29.50	29.50
	0+00.20	29.50	29.50
PRESIÓN DE TRABAJO 5250mm	0+00.10	29.50	29.50
	0+00.20	29.50	29.50
PRESIÓN DE TRABAJO 5300mm	0+00.10	29.50	29.50
	0+00.20	29.50	29.50
PRESIÓN DE TRABAJO 5350mm	0+00.10	29.50	29.50
	0+00.20	29.50	29.50
PRESIÓN DE TRABAJO 5400mm	0+00.10	29.50	29.50
	0+00.20	29.50	29.50
PRESIÓN DE TRABAJO 5450mm	0+00.10	29.50	29.50
	0+00.20	29.50	29.50
PRESIÓN DE TRABAJO 5500mm	0+00.10	29.50	29.50
	0+00.20	29.50	29.50
PRESIÓN DE TRABAJO 5550mm	0+00.10	29.50	29.50
	0+00.20	29.50	29.50
PRESIÓN DE TRABAJO 5600mm	0+00.10	29.50	29.50
	0+00.20	29.50	29.50
PRESIÓN DE TRABAJO 5650mm	0+00.10	29.50	29.50
	0+00.20	29.50	29.50
PRESIÓN DE TRABAJO 5700mm	0+00.10	29.50	29.50
	0+00.20	29.50	29.50
PRESIÓN DE TRABAJO 5750mm	0+00.10	29.50	29.50
	0+00.20	29.50	29.50
PRESIÓN DE TRABAJO 5800mm	0+00.10	29.50	29.50
	0+00.20	29.50	29.50
PRESIÓN DE TRABAJO 5850mm	0+00.10	29.50	29.50
	0+00.20	29.50	29.50
PRESIÓN DE TRABAJO 5900mm	0+00.10	29.50	29.50
	0+00.20	29.50	29.50
PRESIÓN DE TRABAJO 5950mm	0+00.10	29.50	29.50
	0+00.20	29.50	29.50
PRESIÓN DE TRABAJO 6000mm	0+00.10	29.50	29.50
	0+00.20	29.50	29.50
PRESIÓN DE TRABAJO 6050mm	0+00.10	29.50	29.50
	0+00.20	29.50	29.50
PRESIÓN DE TRABAJO 6100mm	0+00.10	29.50	29.50
	0+00.20	29.50	29.50
PRESIÓN DE TRABAJO 6150mm	0+00.10	29.50	29.50
	0+00.20	29.50	29.50
PRESIÓN DE TRABAJO 6200mm	0+00.10	29.50	29.50
	0+00.20	29.50	29.50
PRESIÓN DE TRABAJO 6250mm	0+00.10	29.50	29.50
	0+00.20	29.50	29.50
PRESIÓN DE TRABAJO 6300mm	0+00.10	29.50	29.50
	0+00.20	29.50	29.50
PRESIÓN DE TRABAJO 6350mm	0+00.10	29.50	29.50
	0+00.20	29.50	29.50
PRESIÓN DE TRABAJO 6400mm	0+00.10	29.50	29.50
	0+00.20	29.50	29.50
PRESIÓN DE TRABAJO 6450mm	0+00.10	29.50	29.50
	0+00.20	29.50	29.50
PRESIÓN DE TRABAJO 6500mm	0+00.10	29.50	29.50
	0+00.20	29.50	29.50
PRESIÓN DE TRABAJO 6550mm	0+00.10	29.50	29.50
	0+00.20	29.50	29.50
PRESIÓN DE TRABAJO 6600mm	0+00.10	29.50	29.50
	0+00.20	29.50	29.50
PRESIÓN DE TRABAJO 6650mm	0+00.10	29.50	29.50
	0+00.20</		

ESCALA
H = 1-500
V = 1-500

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

— LAS UNIONES DE LAS TUBERÍAS DE ACERO LIGERO CON LA TUBERÍA SELECCIONADA SE HAN MEDIANTE UNIONES CONVENCIONALES

— LAS FUENTES DE MANTOS A 12" DE PROFUNDIDAD, MÁS QUE SUCION A LORENTES DE MAYORES DE 12 METROS

— LOS CAMBIOS DE DIRECCIONES A 4" SE HAN ABSORBIDAS EN LAS UNIONES

UNIVERSIDAD TÉCNICA PARTICULAR DE LOJA		ESTUDIO DE PREFACTIBILIDAD DEL PROYECTO DE RIEGO POTRERILLOS	
CONTIENE: SIGNO, PLANTA GENERAL, PERFIL, VALVULA DE LAVADO, ANCLAJES TIPO		CANTIDAD	
FOLIO		FOLIO	
5 de 5		5 de 5	
Diciembre - 1991		Diciembre - 1991	
Ing. Mario Serrano Jimenez		Ing. Mario Serrano Jimenez	
Ing. Luis N. Espinoza Contreras		Ing. Luis N. Espinoza Contreras	