

Univer...

Recibido el XII-22-88

Valor \$ 200.

Nº Clasificación 1988 Ch561 IC 421

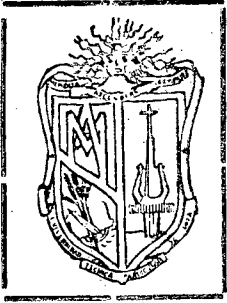


627

Riego
El Tablon
Luaro
Culvus
Loja

627.52

627



UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

*Estudio del Proyecto de Riego
"El Tablón" ubicado en la parroquia
Lucero Cantón Calvas Provincia de
Loja*

TESIS PREVIA A LA OBTENCION
DEL TITULO DE INGENIERO
CIVIL

AUTOR:

Carlos Chuquihuanca Rey

DIRECTOR:

Ing. Luis Sarmiento

LOJA, 1988



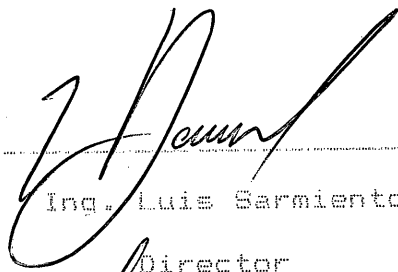
Esta versión digital, ha sido acreditada bajo la licencia Creative Commons 4.0, CC BY-NY-SA: Reconocimiento-No comercial-Compartir igual; la cual permite copiar, distribuir y comunicar públicamente la obra, mientras se reconozca la autoría original, no se utilice con fines comerciales y se permiten obras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

Septiembre, 2017

CERTIFICACION

Luego de haber revisado el presente trabajo presentado por el señor Carlos Chuquihuanca Rey, como proyecto de Tesis, previo a la obtención del título de Ingeniero Civil, y considerando que posee la suficiente validez técnica e investigativa, autorizamos su publicación, con la finalidad de que se someta al H. Consejo de Facultad, para los fines legales respectivos.

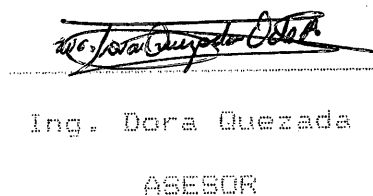
Loja, Octubre de 1 988.



Ing. Luis Sarmiento
Director



Ing. Dorian Mora
ASESOR



Ing. Dora Quezada
ASESOR

Con todo cariño:

A mi Madre, Padre

Abuelito (+), Abuelita

y hermanos.

AGRADECIMIENTOS

- A la Subcomisión Ecuatoriana "PREDESUR" por haberme permitido el desarrollo del presente proyecto, aceptado como tema de Tesis.
- Al Ing. Luis Sarmiento, Director de la presente tesis por su valiosa colaboración, así como también a los Señores Asesores Ing. Dorian Mora e Ing. Dora Quezada.
- A la Universidad Técnica Particular de Loja, por haberme acogido y formado en sus aulas.
- A todas las Instituciones, Profesionales y amigos que colaboraron en el desarrollo del presente estudio; de una manera muy especial al Ing. Hidrotécnico Jorge Correa por su asesoramiento en el diseño del Embalse, y al Ing. Carlomagno Chamba Geólogo de la Subcomisión Ecuatoriana.

INDICE

Certificación	i
Dedicatoria	ii
Agradecimiento	iii
Indice	iv

CAPITULO I

GENERALIDADES

1.1. Antecedentes	2
1.2. Información de la zona de proyecto	3
1.3. Ubicación	4
1.4. Infraestructura existente	5
1.5. Objetivos	5
1.6. Descripción general	6

CAPITULO II

CARACTERISTICAS FISICAS DE LA CUENCA

2.1. Generalidades	8
2.1.1. Datos básicos	10
2.2. Superficie y perímetro de la cuenca	11
Croquis	13
2.3. Forma y altitud de la cuenca	14
2.3.1. Indices representativos	14
2.3.1.1. Indice de compacidad	14
2.3.2. Curvas características	15
2.3.2.1. Curva hipsométrica	15
Curva de frecuencias altimétricas	18
2.3.2.2. Rectángulo equivalente	20

2.4.	Pendiente longitudinal	21
2.5.	Densidad de drenaje	25

CAPITULO III

METEOROLOGIA

3.1.	Generalidades	27
3.2.	Disponibilidad de datos (estaciones)	28
3.2.1.	Correlación y extensión de periodo de re- cistros meteorológicos	29
3.3.	Climatología	30
3.3.1.	Introducción	30
3.3.2.	Temperatura	31
3.3.3.	Evaporación	32
3.3.4.	Humedad atmosférica	33
3.3.5.	Vientos	33
3.3.6.	Heliofania	35
3.4.	Precipitación	35
3.4.1.	Estaciones pluviométricas	38
3.4.2.	Consistencia y bondad de los datos/ curvas de doble masa	39
3.4.3.	Correlación y extensión de datos	42
3.4.4.	Curvas isoyetas (Isolíneas)	47
3.4.5.	Precipitación media de la cuenca	48
	Temperatura media en la zona del proyecto (°C)	55
	Curva de doble masa	63

CAPITULO IV

HIDROLOGIA

4.1.	Generalidades	67
4.2.	Estaciones y datos disponibles	68
4.3.	Caudales medios generados	68
4.3.1.	Método de Gómez	69
4.3.2.	Método Racional	72
4.4.	Curva de duración general	73
4.4.1.	Trazado de la curva de duración general .	74
4.5.	Coeficiente de escorrentía	75
4.6.	Estimación de crecidas	78
4.6.1.	Por el medio de fórmulas empíricas	79
4.6.2.	Por medio de hidrograma unitario sintético de Snyder	82
4.7.	Caudales de estiaje	88
4.8.	Caudales de diseño	89
	Curva de duración general	92

CAPITULO V

ESTUDIO DE SEDIMENTOS

5.1.	Consideraciones generales	104
5.1.1.	Transporte de lavado o transporte en solución	105
5.1.2.	Transporte en suspensión	106
5.1.3.	Transporte de fondo	108
5.1.4.	Transporte en saltación	108
5.1.5.	Forma del lecho	110
5.2.	Cálculo de Sedimentos. Métodos Empíricos	111

5.2.1.	Fórmula de Du Boys	112
5.2.2.	Fórmula de Shields	114
5.2.3.	Fórmula de Schoklistsch	115
5.2.4.	Fórmula de Meyer Peter y Muller	116
5.2.5.	Fórmula del INERHI para el cálculo de a- zolves (Sedimentos)	118
5.3.	Conclusiones	119

CAPITULO VI

TOPOGRAFIA Y ESTUDIO DE SUELOS

6.1.	Topografia del proyecto	123
6.2.	Estudio de suelos	125
6.2.1.	Generalidades	125
6.2.2.	Componentes de los suelos	126
6.2.3.	Propiedades de los componentes de los sue- los	127
6.2.4.	Sistema unificado de clasificación de los suelos	129
6.2.5.	Análisis granulométrico	130
6.2.6.	Plasticidad y límites de Atterberg	131
6.2.6.1.	Límite líquido (L.L)	132
6.2.6.2.	Límite plástico (L.P)	133
6.2.6.3.	Índice de plasticidad (I.P) ...	133
6.2.7.	Permeabilidad	134
6.2.8.	Compactación	137
6.2.9.	Corte directo	138



CAPITULO VII

REQUERIMIENTOS DE AGUA

7.1.	Introducción	144
7.2.	Calidad del agua	145
7.3.	Patrón de cultivos	146
7.4.	Uso consuntivo. Lluvias efectiva	147
7.4.1.	Generalidades	147
7.4.2.	Método de riego a emplearse	147
7.4.3.	Evapotranspiración	150
7.4.4.	Evapotranspiración potencial	151
7.4.5.	Evaporación actual o uso consuntivo	151
7.4.6.	Procedimiento para estimar la evapotranspiración	152
7.4.6.1.	Método semi-empíricos	152
7.4.7.	Elección de fórmulas	153
7.4.8.	Determinación de la evapotranspiración con la fórmula de Blaney Cliddle con la corrección de Phelan	153
7.4.8.1.	Descripción	154
7.4.9.	Lluvias efectivas	155
7.4.9.1.	Precipitación	155
7.4.9.2.	Precipitación normal o total ..	156
7.4.9.3.	Precipitación probable del agua	156
7.5.	Balance hídrico	159
7.5.1.	Factores de eficiencia	160
7.5.2.	Valor de eficiencia adoptado	161
7.6.	Requerimientos del sistema	162
7.6.1.	Generalidades	162

7.6.2.	Requerimientos netos	163
7.6.3.	Requerimientos brutos	164
7.6.4.	Uso consuntivo y necesidad de riego	164
7.7.	Caudal característico	166
7.7.1.	Dosis máxima de riego	167
7.7.2.	Espaciamiento de los riegos	169
7.7.3.	Requerimiento de los módulos (m)	169
7.7.4.	Duración del riego (Tr)	170
	Patrón de cultivos	174

CAPITULO VIII

ALTERNATIVAS Y DISEÑO DE LAS OBRAS HIDRAULICAS

8.1.	Antecedentes	186
8.2.	Obras de captación	186
8.2.1.	Análisis de alternativas y selección de la obra de toma	187
8.2.2.	Diseño hidráulico de la obra de toma	192
8.2.2.1.	Diseño del azud y zampeado	192
8.2.2.1.1.	Forma del azud	192
8.2.2.1.2.	Estabilidad del azud.....	195
8.2.2.1.3.	Disipación de energía. Zampeado	201
8.2.2.2.	Diseño de rejilla de entrada ..	204
8.2.2.3.	Diseño del desripador	207
8.2.2.4.	Regulación de crecientes	214
8.2.2.5.	Diseño del desarenador	215
8.2.2.6.	Obras de protección	221

8.3.	Diseño de la conducción-captación-embalse	223
8.4.	Embalse	230
8.4.1.	Presas de embalse	230
8.4.1.1.	Tipos de presas	230
8.4.1.2.	Selección del tipo de presa ...	231
8.4.2.	Presas de tierra	232
8.4.2.1.	Consideraciones generales para el diseño de presa	234
8.4.3.1.	Altura-Area-Volumen	236
8.4.3.2.	Cimentación	237
8.4.3.3.	Proyecto del terraplén	240
8.4.3.3.1.	Ancho de coronación	241
8.4.3.3.2.	Borde libre	242
8.4.3.3.3.	Filtración a través del terraplén	245
8.4.3.3.4.	Estabilidad del te- rraplén	254

CAPITULO IX

PRESUPUESTO

9.1.	Estimación de costos	287
9.2.	Cálculo de precios unitarios para el año de 1988.	287
9.2.1.	Elementos de un precio unitario	288
9.2.2.	Coeficientes de mayoración de salarios ..	289
9.2.3.	Costos horarios de máquinas	291
9.2.4.	Rendimiento de máquinas y equipos	291
9.2.5.	Producción horario del transporte hacia el sitio de obra	292

CAPITULO X
PROGRAMA DE CONSTRUCCION

CAPITULO XI
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

ANEXOS

Anexo Nº 1	328
Anexo Nº 2	330
Anexo Nº 3	332
Anexo Nº 4	334
Anexo Nº 5	340
Anexo Nº 6	341

BIBLIOGRAFIA



CAPITULO I

GENERALIDADES

1.1. ANTECEDENTES

Uno de los grandes problemas, que se han venido presentando en la provincia de Loja, es la emigración de la población que habita en los sectores rurales, la misma que es eminentemente agrícola y ganadera.

Esta emigración se debe en gran parte y por lo general, a la falta de atención de los organismos gubernamentales en lo que se refiere a dotar estos sitios de las diferentes obras de infraestructura que requieren todos quienes habitan en estos sectores para vivir adecuadamente, y/o, debido a las inclemencias de la naturaleza que se presentan constantemente, unas veces con largos períodos de sequía, y otras veces mediante grandes precipitaciones que producen destrucción en los sembríos y cultivos que poseen, lo cual los lleva naturalmente a abandonar estos lugares.

Esto ha motivado para que la Subcomisión Ecuatoriana "Predesur", dentro de su plan operativo de 1.986, y atendiendo un pedido de la población de un sector de la parroquia Lucero, perteneciente al Cantón Calvas, haya

decidido realizar en convenio con la Universidad Técnica Particular de Loja, los estudios de Factibilidad y Diseño del proyecto que se lo ha denominado "EL TABLON" con el cual se tratará de dotar de riego a este sector, de llegarse a determinar en el mismo estudio la conveniencia de realizarse esta obra, con lo cual se lograría ayudar en alguna medida a este lugar y por ende a sus habitantes, que debido a la falta de agua, o a su uso no adecuado y bien distribuido, ven perder grandes áreas de terreno, lo que afecta de una manera negativa en la producción agrícola que requieren los centros de consumo de la provincia y el país lo cual además se ve reflejado en la pésima situación socio-económica de quienes habitan estas zonas rurales de la provincia de Loja.

1.2. INFORMACION DE LA ZONA DE PROYECTO

El sector de la zona a regarse, tiene relieve ondulado a plano en la parte baja de la zona, y es ladera en la parte alta, con pendientes que van del 11 al 20% y con gradiente general hacia el cauce de una quebrada que se forma en invierno denominada quebrada "Grande", la textura está entre arenosa con presencia de finos: limo y arcilla.

El área neta que se pretende regar es de aproximadamente 40 hectáreas, la cual podrá variar, de acuerdo a la cantidad de agua de la quebrada a captarse, así como de acuerdo a los requerimientos que se determinarán en el presente estudio.

La población de la zona en estudio, está dedicada

exclusivamente a la agricultura. Los principales cultivos de la zona son: maíz, caña, yuca, guineo, café, fréjol, los mismos que por falta de riego tienen una eficiencia poco aceptable y poco rentable para sus dueños. Así mismo debe anotarse que en la zona del proyecto existen áreas de terreno no utilizado para el cultivo por falta de agua, las cuales de ser dotadas del riego necesario incrementarían la producción de la zona y además mejorarían la calidad de los productos.

Es preciso anotar que la zona del proyecto, se encuentra interconectada con el resto de la provincia, por medio de la carretera que une Amaluza con Cariamanga, la que permitiría sacar los productos hacia la zona de consumo, es decir hacia el resto de la provincia.

1.3. UBICACION

La cuenca hidrográfica de la quebrada Arrayán, hasta el sitio de la captación, está ubicada en la provincia de Loja, Cantón Calvas entre $04^{\circ} 21'$ y $04^{\circ} 21,2'$ de latitud Sur y de $79^{\circ} 32,3'$ a $79^{\circ} 30,5'$ de longitud Oeste, y comprende una área de drenaje de $3,665 \text{ Km}^2$, así como una longitud de la quebrada de $3,4 \text{ Km}$, desde la vertiente hasta el sitio de la captación.

La captación se ubica en las coordenadas $04^{\circ} 21,2'$ de latitud Sur y $79^{\circ} 30,5'$ de latitud Oeste. La cota del sitio de captación es de 1700 msnm .

La zona de riego se encuentra ubicada en el caserío

denominado "EL TABLON", perteneciente a la parroquia EL LUCERO, del cantón Calvas, entre las siguientes coordenadas geográficas:

Latitud Sur: $04^{\circ} 21.65'$ a $04^{\circ} 22'$

Latitud Oeste: $79^{\circ} 29.84'$ a $79^{\circ} 30.11'$

1.4. INFRAESTRUCTURA EXISTENTE

En el presente proyecto no existe ningún tipo de infraestructura de riego, razón por la cual se deberá diseñar todas las obras de infraestructura que sean necesarias.

1.5. OBJETIVOS

El presente proyecto, se encuentra ubicado dentro del proyecto de DESARROLLO RURAL INTEGRAL SUR DE LOJA, como un SUBPROYECTO DE MINIRIEGO, basado en el informe de identificación de áreas para miniriego, que fue preparado por un grupo de trabajo compuesto por técnicos de la FAO, PREDESUR, y la Compañía Consultora INPROCONSULT, y el mismo que tiene como objetivos principales el aprovechamiento de pequeñas fuentes de agua, como son las vertientes y quebradas, para regar pequeñas superficies de terreno agrícola (hasta unas 60 has.), generalmente en forma suplementaria al riego de invierno para asegurar el primer cultivo con agua suficiente y crear la posibilidad para un segundo cultivo. Una vez construida la infraestructura

necesaria para la captación y el almacenamiento del recurso hídrico indispensable, se mejorará la producción y la productividad agropecuaria, contribuyendo a elevar el nivel de vida de los campesinos y por ende a disminuir la migración del agricultor. Este informe fue presentado en abril de 1.981, y cuyos objetivos son los que persigue el presente estudio.

1.6. DESCRIPCION GENERAL

El proyecto de riego denominado EL TABLON, capta las aguas de la quebrada Arrayán, mediante la construcción de una obra de toma, en la cota 1700 msnm.

Este caudal captado será conducido por gravedad, mediante el uso de manguera o canal, según se determine en el presente estudio, hasta el sitio en el cual se procederá a embalsarla. Embalse que se deberá realizar mediante la construcción de una Presa de Tierra u Hormigón, según sea técnica y económicamente conveniente. Luego de enbalsada el agua en este reservorio se procederá a su entrega mediante el sistema de riego adoptado, a cada una de las parcelas, de acuerdo a la cantidad requerida por los cultivos establecidos en la zona a regarse.

Para ser efectivo, lo anteriormente anotado, ha sido preciso realizar el proyecto en diferentes capítulos tal como lo estudiaremos y desarrollaremos a continuación.

ooo000ooo
oo0oo
ooo

CAPITULO II
CARACTERISTICAS FISICAS
DE LA CUENCA

2.1. GENERALIDADES

El concepto de cuenca parece sencillo a primera vista. Consideraremos que cada cuenca está separada de las que la rodean por una línea divisoria de las aguas, que se traza en un plano con curvas de nivel, según las líneas de máximas alturas que bordean la cuenca; se define así la cuenca vertiente topográfica que puede, a veces, diferir de la cuenca vertiente real.

Se llama cuenca vertiente, o cuenca de drenaje, de un río, considerado en un punto dado de su curso, el área limitada por el contorno en el interior del cual el agua precipitada corre por su superficie, se concentra y pasa por el punto determinado del cauce; por tanto, el concepto de cuenca va ligado no sólo al cauce, sino a un punto o sección del mismo. Si nos referimos a toda la cuenca de un río, el punto sería la desembocadura, o bien la confluencia entre un afluente y el río principal (Fig. 2.1.)

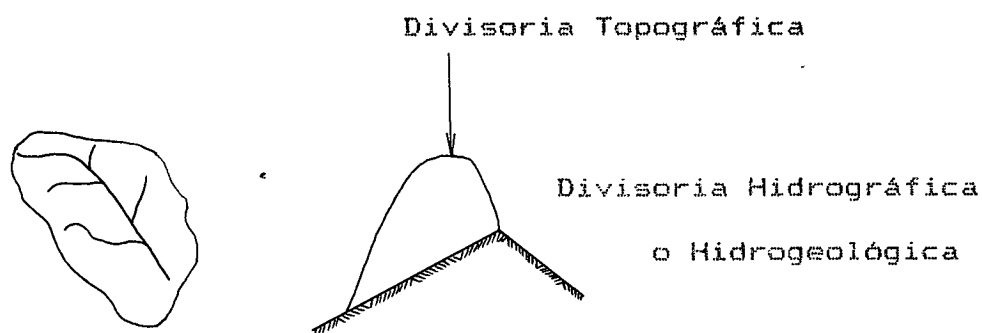


Fig. No. 2.1.

Cuando el suelo es totalmente impermeable, el concepto de cuenca hidrográfica coincide completamente con el aspecto topográfico de cuenca; es decir, sería la zona de terreno limitada por máximas alturas, de modo que aparece el concepto topográfico de divisorias. Estos puntos de máximas alturas dividen las aguas hacia uno y otro lado. Esta coincidencia entre el aspecto topográfico y el hidrográfico sólo se produce si el terreno es totalmente impermeable, ya que si fuera permeable, pasarían aguas de una a otra vertiente topográfica y la verdadera divisoria sería aquella que dividiera las aguas hacia una u otra cuenca.

En general, en cuencas grandes, tiene poca importancia esta diferencia entre la cuenca hidrográfica y la topográfica, porque es muy pequeña, salvo que hubiese fenómenos kársticos, en cuyo caso podrían tener importancia estos pasos de agua de una cuenca topográfica a otra. En cuencas pequeñas, sin embargo esta diferencia absoluta puede tener gran importancia relativa.

En la práctica se admite, la mayor parte de las veces, que la cuenca vertiente coincide con la cuenca topográfica.



La cuenca vertiente funciona como un colector encargado de recoger las lluvias y llevarlas hacia la salida. Esta transformación no va sin pérdida en agua y estas pérdidas dependen de las condiciones climatológicas reinantes sobre la cuenca, y también de las características físicas de ésta. Por otra parte lo que interesa conocer es el volumen total evacuado en la salida, así como de la forma que este volumen se reparte en el tiempo. En este orden de ideas, la cuenca vertiente se caracteriza por su morfología (Forma, relieve, red de drenaje), la naturaleza del suelo y la cubierta vegetal. La dificultad está en expresar esta influencia por parámetros válidos que sean representativos de este modo de acción; el problema no está resuelto aún en general y es probable que no exista, al menos de una manera utilizable. Por el contrario se puede establecer un cierto número de índices susceptibles de servir, al menos de punto de partida, en la clasificación de cuencas y de facilitar los estudios por analogía.

2.1.1. DATOS BASICOS

Con el fin de estudiar la afinidad hidrológica entre cuencas comparables, se estudia una serie de características físicas que se enumeran a continuación:

Superficie

Perimetro

Altitud media

Curva hipsométrica

Curva de distribución de altitudes

Indice de compacidad

Indice de pendiente

Los datos básicos de partida son:

Superficie total de la cuenca

Perímetro de la cuenca

Superficie entre curvas de nivel

Como orden de magnitud, en cuanto a la escala de los mapas, puede considerarse la siguiente distribución:

SUPERFICIE DE LA CUENCA (Km ²)	ESCALA
100	1: 25.000
100 < s < 1.000	1: 50.000
1.000 < s < 10.000	1:200.000
s > 10.000	1:500.000

Para la obtención de la superficie entre curvas de nivel se planimetran cada 40 m. de acuerdo a como se encuentran dibujadas en la carta topográfica y editadas por el I.G.M. (Instituto Geográfico Militar), y en general los datos básicos son determinados en esta carta.

2.2. SUPERFICIE Y PERIMETRO DE LA CUENCA

Una cuenca tiene siempre un área y un perímetro perfectamente definidos, pero dos cuencas de igual área no se comportan igual. Para darse idea de esto, basta pensar en una cuenca con igual área a otra, pero mucho más alargada (Fig. 2.2.)



Fig. No. 2.2.

Entonces el concepto de tiempo de concentración puede variar mucho más de una a otra. El tiempo de concentración es el tiempo que tarda en llegar, a la sección del desagüe considerada, una gota de agua que iniciase su recorrido en el punto más lejano de la cuenca.

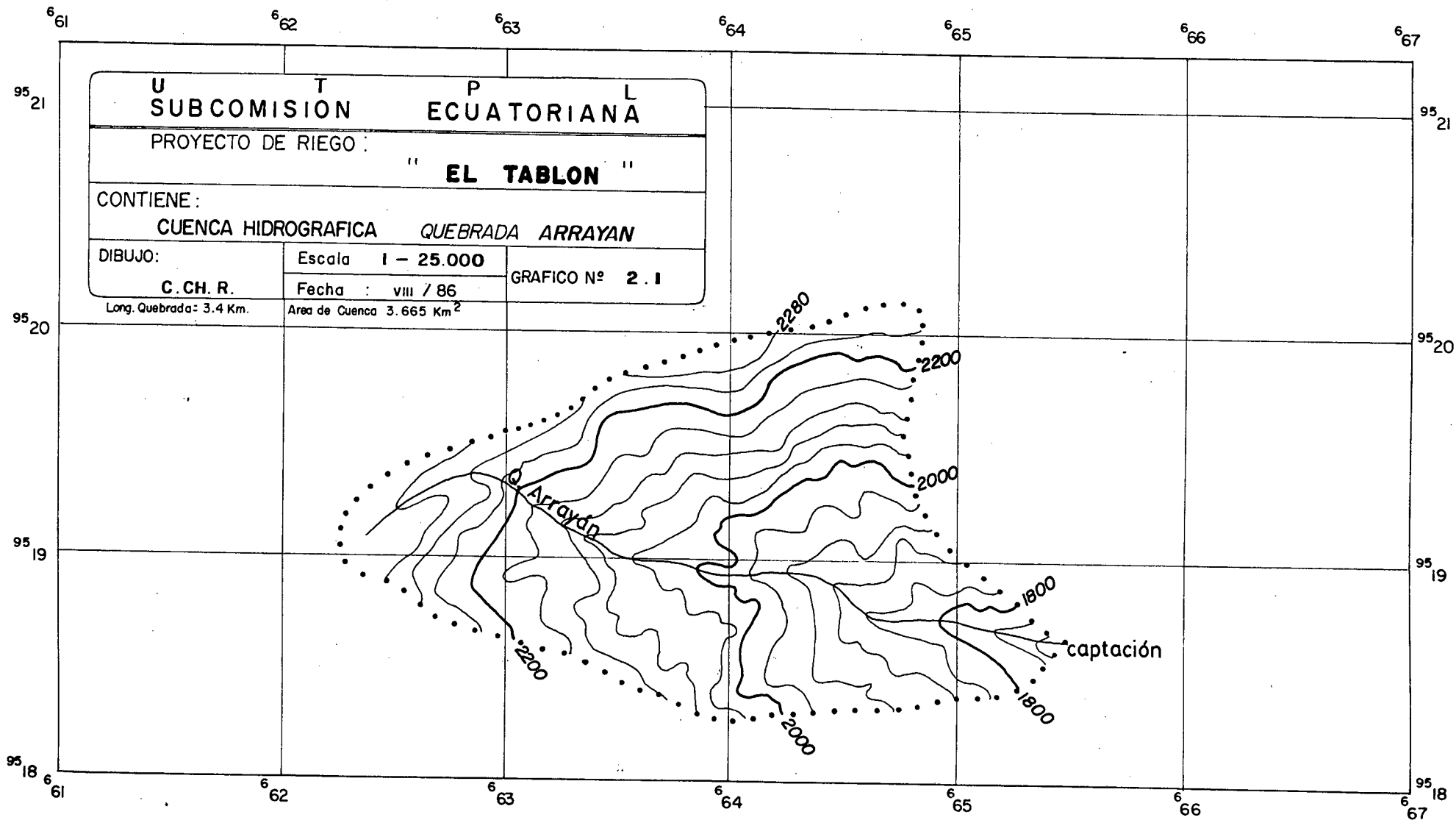
Entonces, en una cuenca rectangular, alargada, las distancias a recorrer son mayores, se ve pues que la relación Área-perímetro tiene influencia en las características hidrográficas de la cuenca.

Luego de determinar la cuenca vertiente topográfica, hasta el sitio de la obra de toma (Grafico 2.1.) hemos procedido a planimetrar en repetidas ocasiones para entonces determinar el área de la cuenca y es igual a:

$$A = 3,665 \text{ Km}^2.,$$

así mismo se procedió luego a determinar el perímetro de la cuenca cuya longitud es:

$$P = 8,32 \text{ Km.}$$



2.3. FORMA Y ALTITUD DE LA CUENCA

2.3.1. INDICES REPRESENTATIVOS

2.3.1.1. Indice de compacidad

Una cuenca vertiente está definida en primer lugar por su contorno, que tiene una cierta forma y encierra una cierta superficie, A. Es evidente que esta forma va a tener una gran influencia sobre la escorrentía y, en especial, sobre el funcionamiento del hidrograma de una lluvia dada.

El índice admitido para presentar esta característica es el coeficiente de compacidad de Gravelius, que es la relación entre el perímetro de la cuenca y el perímetro de un círculo de igual área:

$$K = \frac{\text{Perímetro}}{c \cdot 2 \pi A}$$

A igualdad de área, el círculo es la figura de menos perímetro, por tanto, en cualquier caso, este coeficiente será mayor que la unidad y por tanto más próximo a la unidad y cuanto la cuenca se aproxima más a la forma circular, y más alejado de ella cuanto la cuenca tenga más forma irregular en relación con el círculo.

Haciendo operaciones, la relación anterior se puede escribir de la siguiente manera:

$$K_c = \frac{\text{Perímetro} \times 0.28}{\sqrt{A}}$$

$$P = 8,32 \text{ Km.}$$

$$A = 3,665 \text{ Km}^2.$$

$$K_c = \frac{8,32 \text{ Km} \times 0,28}{\sqrt{3,665 \text{ Km}^2}}$$

$$K_c = 1,217$$

como podemos darnos cuenta este coeficiente tienden hacia la unidad, y por lo anteriormente expuesto, podemos decir que la cuenca tiene forma ancha y se aproxima hacia la forma circular.

2.3.2. CURVAS CARACTERISTICAS

2.3.2.1. Curva hipsométrica

La mayor parte de los factores meteorológicos e hidrológicos (precipitaciones, temperaturas, caudales específicos, etc.) se presentan en función de la altitud y es interesante calcular -por planimetración de los planos que contienen las curvas de nivel del terreno- la distribución de la cuenca vertiente por tramos de altura o de curvas de nivel (en Km² y en % de la superficie total).

A partir de los mismos datos se traza la curva hipsométrica de la cuenca, la cual da, en abcisas, la superficie acumulada de la cuenca que se halla por encima de las cotas de altura, fijadas en ordenadas (Fig. 2.3.).

Se puede considerar esta curva como una especie de perfil de la cuenca y su pendiente media, en m/Km^2 ., es un elemento sintético de comparación de la topografía de diversos impluvios. Del análisis de la Curva hipsométrica podemos decir que esta curva representa las superficies dominadas por encima de cada cota.

COTAS (Ci)			SUPERFICIE DE LA CUENCA (Km^2)	ACUMULADO (Km^2)	SUPERFICIE DE LA CUENCA %
2320	Ci	2360	0,142	0,142	3,874
2280	Ci	2320	0,170	0,312	4,638
2240	Ci	2280	0,255	0,567	6,958
2200	Ci	2240	0,255	0,822	6,958
2160	Ci	2200	0,310	1,132	8,458
2120	Ci	2160	0,700	1,832	19,100
2080	Ci	2120	0,240	2,072	6,548
2040	Ci	2080	0,310	2,382	8,458
2000	Ci	2040	0,222	2,604	6,058
1960	Ci	2000	0,222	2,826	6,958
1920	Ci	1960	0,241	3,067	6,576
1880	Ci	1920	0,177	3,244	4,829
1840	Ci	1880	0,172	3,416	4,693
1800	Ci	1840	0,102	3,518	2,783
1760	Ci	1800	0,117	3,635	3,192
1720	Ci	1760	0,020	3,655	0,546
1700	Ci	1720	0,010	3,665	0,273
TOTAL:			3,665		100,000

La curva hipsométrica puede ser reemplazada por una curva de frecuencias altimétricas (Fig. 2.4.) que da, con un diagrama de escalones, las superficies de la cuenca expresada en % de abscisas, de los elementos comprendidos entre alturas escalonadas (de 40 en 40 m. por ejemplo) en ordenadas.

Las curvas anteriores permiten determinar las altitudes características siguientes:

1. Altitud media:

es la ordenada media de la curva hipsométrica. (2085m.)

2. Altitud más frecuente:

es el máximo de la curva de frecuencias altimétricas.
(2120 a 2160 m.s.n.m.)

3. Altitud de frecuencia media:

es la altitud correspondiente al punto de abcisas media
de la curva de frecuencias altimétricas. (2140
m.s.n.m.)

CURVA HIPSOMETRICA

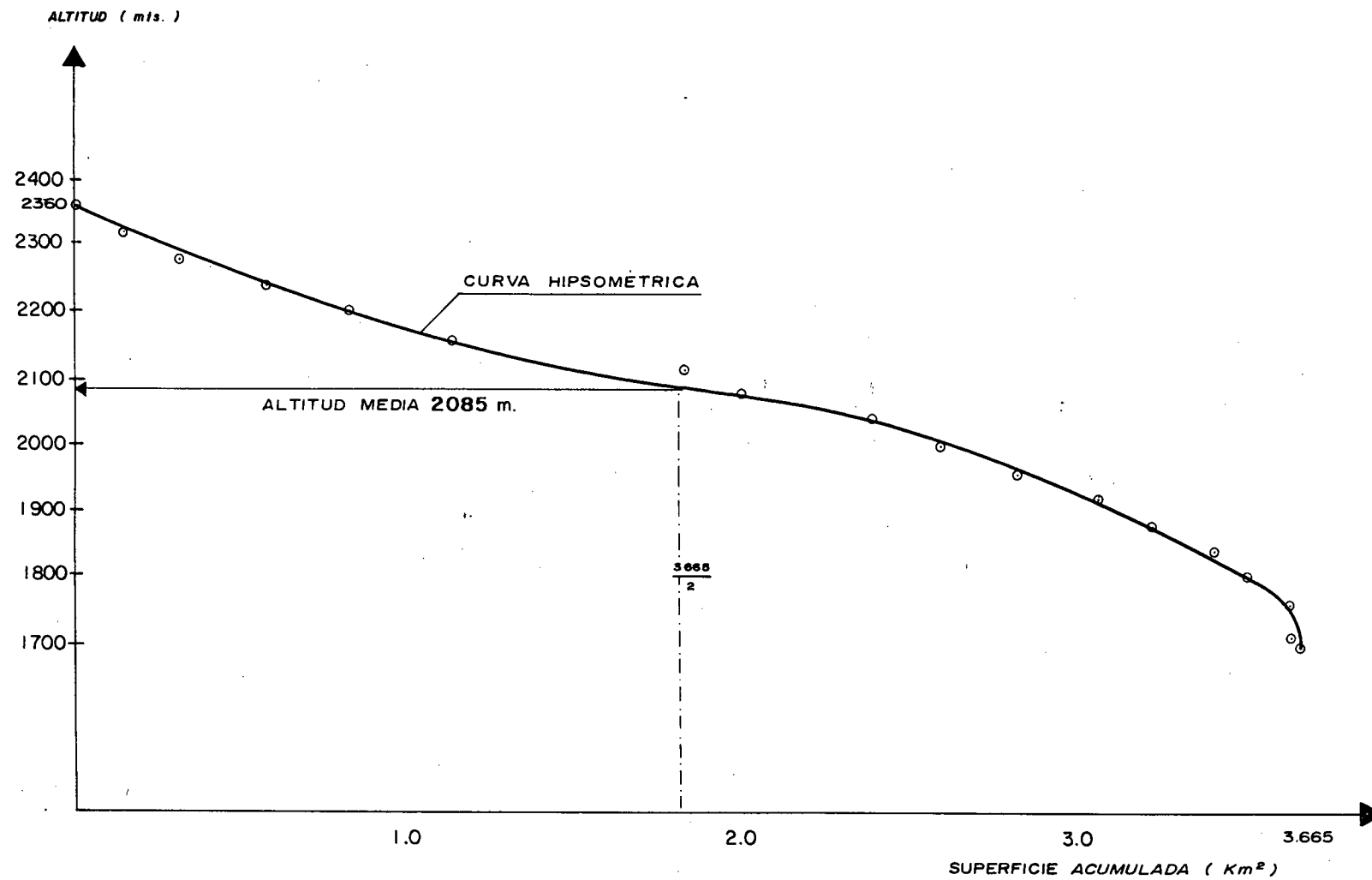


FIG. N° 2.3

CURVA DE FRECUENCIAS ALTIMETRICAS

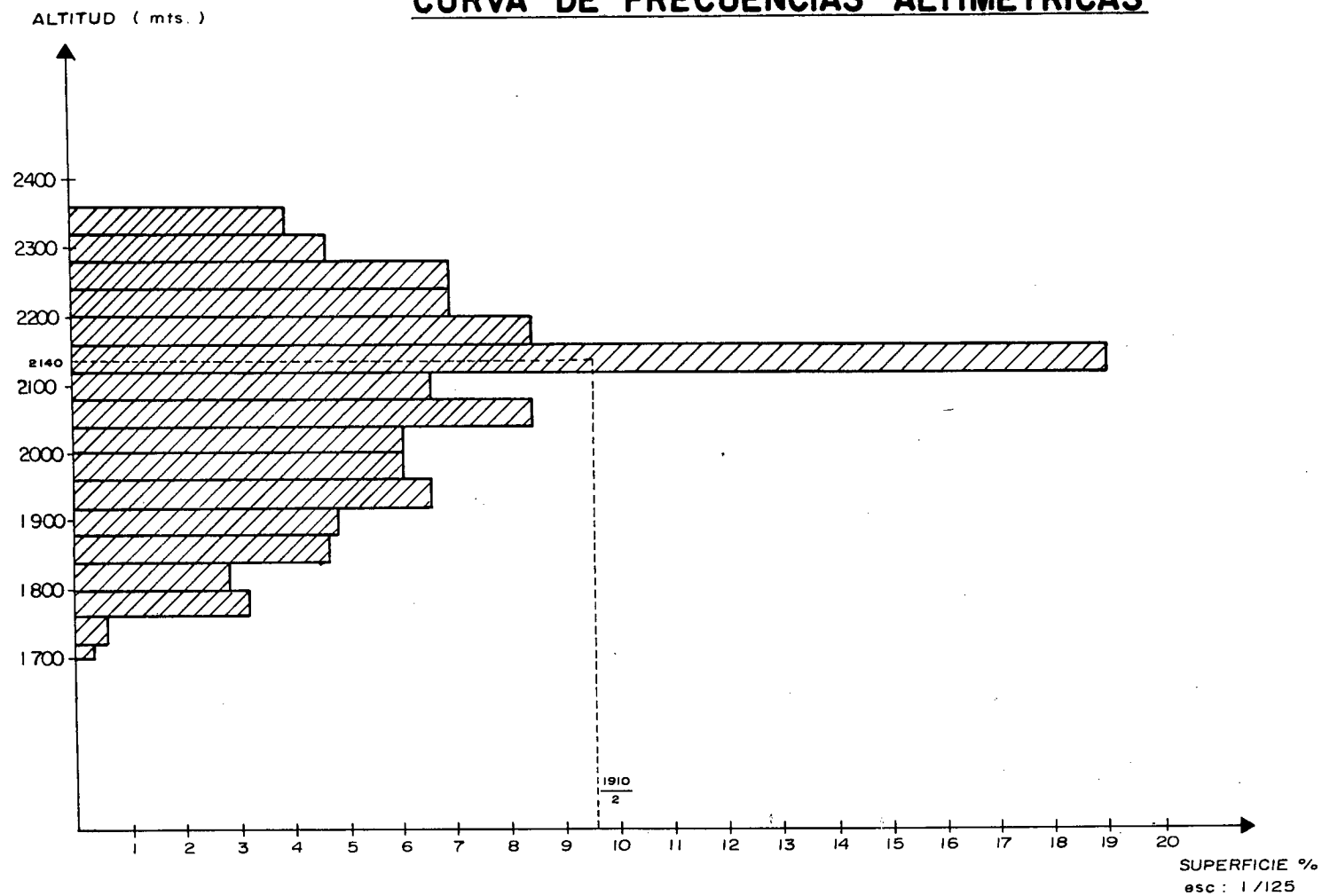


FIGURA N° 2.4



2.3.2.2. Rectángulo equivalente

Se suele admitir que una cuenca se comporta, hidrográficamente, de un modo análogo a un rectángulo que tuviera la misma área y perímetro y, por tanto, igual coeficiente de alturas, por tanto, igual curva ipsométrica e igual distribución de terreno, por su naturaleza, rocas, cultivos, etc.

En este rectángulo, las curvas de nivel vienen dadas por rectas paralelas a la base menor, y suponemos que las pendientes de la cuenca quedan sustituidas por las pendientes del rectángulo; el desague de esa cuenca, que era un punto, queda convertido en el lado menor.

Para el cálculo del rectángulo equivalente partimos del perímetro y área de la cuenca, y con esto se calculan los dos lados del rectángulo que resultan:

$$L = \frac{Kc \sqrt{S}}{1,12} \quad 1 + \quad 1 - \quad \frac{1,12^2}{Kc} \quad \text{Lado Mayor}$$

$$l = \frac{Kc \sqrt{S}}{1,12} \quad 1 - \quad 1 - \quad \frac{1,12^2}{Kc} \quad \text{Lado Menor}$$

Por lo tanto y reemplazando en estas ecuaciones los valores determinados anteriormente del Kc (Índice de Compacidad) y del área o superficie de la cuenca, tenemos:

$$L = \frac{1,217 \sqrt{3,665}}{1,12} \quad 1 + \quad 1 - \quad \frac{1,12^2}{1,217}$$

$$L = 2,894 \text{ Km.}$$

$$l = \frac{1,217 \sqrt{3,655}}{1,12} \left(1 - \frac{1,12}{1,217} \right)^2$$

$$l = 1,266 \text{ Km.}$$

2.4. PENDIENTE LONGITUDINAL

El gradiente de pendiente tiene importancia porque, indirectamente, a través de la velocidad, influye en el tiempo de concentración. Por esto, como la pendiente tiene un gran interés, en lugar de definir todo el relieve a través de una curva o de un rectángulo, podemos definirlo por un determinado índice que sintetice la pendiente de la cuenca. Llamaremos pendiente media de la cuenca, a la media ponderada de todas las pendientes correspondientes a áreas elementales en las que pudiéramos considerar constante la máxima pendiente.

Supongamos que la superficie del terreno se sustituyese por un poliedro que se acomodase bastante bien a la sustitución y se pareciese al terreno natural, cada cara de ese poliedro tendría una cierta pendiente. Esa pendiente, ponderada por el área correspondiente, nos dará un valor que consideramos como índice de la pendiente, o pendiente media.

Esto no tiene significado físico, porque a esta ponderación de pendientes, proporcionalmente a las áreas en las que se puede considerar cada pendiente constante, es

difícil darle una significación física; el rectángulo equivalente tiene la ventaja de que permite simplificar interpretaciones de conceptos más complicados.

En el índice de pendiente se procederá de la siguiente forma: consideremos tres curvas de nivel consecutivas, la cota i , la $i + 1$ y la $i - 1$, y atribuyamos a cada una de ellas una faja de terreno (Fig. 2.5.). A esta área le llamaremos a_i , y L_i a la longitud de esa curva de nivel; el área total de la cuenca será $A = \sum a_i$ y el total de las curvas de nivel $L = \sum L_i$;

d_i , es el ancho medio de esta banda, $d_i = \frac{a_i}{L_i}$,

e h , equidistancia entre curvas de nivel.

Obtendremos la pendiente media de la cuenca, calculando la pendiente media de cada una de estas bandas y ponderando todas ellas.

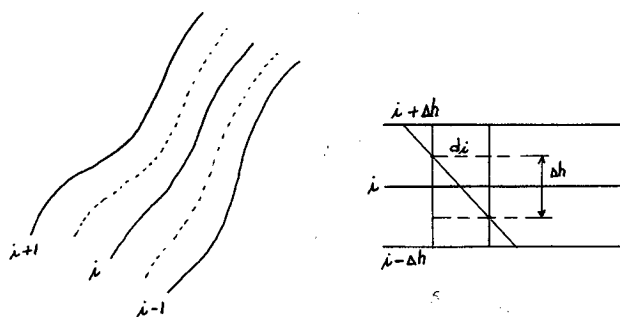


Fig. No. 2.5.

Entonces la pendiente media de la cuenca se puede obtener, simplemente superficializando y sumando la longitud de todas las curvas de nivel, así nos dará más pendiente donde haya más curvas de nivel.

La fórmula es difícil de calcular, h y A no tienen dificultad, pero sí L . Además, las variaciones de la forma de las curvas de nivel, al simplificarlas, pueden variar totalmente las pendientes; aquí no es conveniente modificarlas, y hay que medirlas con todo rigor.

Se puede hacer una simplificación de esto sustituyendo la pendiente media de la cuenca por la pendiente media del rectángulo equivalente (Fig. 2.6.)

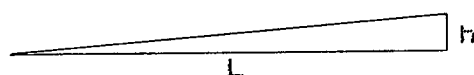


Fig. No. 2.6.

$$S = \frac{L \cdot h}{A} = \frac{n \cdot h}{A} = \frac{1 \cdot h}{A} = \frac{h}{L}$$

siendo; S = Pendiente media del rectángulo equivalente es decir, es el desnivel total del lado más bajo y más alto del rectángulo, equivalente dividida por el lado grande (L).

$$h = 2.360 - 1.700 = 660 \text{ m.}$$

$$L = 2,894 \text{ Km. (lado grande del rectángulo equivalente)}$$

$$S = 660/2,894; \quad S = 228,058 \text{ m/km.}$$

Algunos autores proponen otros índices de pendientes, con la idea de tratar de sintetizar las tendencias diferentes de la cuenca en un valor único.

El índice de pendiente que da un valor medio de las pendientes, se deduce del rectángulo equivalente, y viene dado por la fórmula:

$$I_p = \sum_{n=2}^n B_i (a_n - a_{n-1}) \frac{1}{\sqrt{L}}$$

donde,

I_p = índice de pendiente

n = número de curvas de nivel existentes en el rectángulo, incluidos los extremos.

$a_1, a_2, \dots, a_n$ = cotas de las "n" curvas de nivel consideradas.

B_i = fracción de la superficie total de la cuenca comprendida entre las cotas $a_n - a_{n-1}$

L = longitud del lado mayor del rectángulo.

$$I_p = \left[\begin{array}{l} 0,010 \times 20 + 0,020 \times 40 + 0,117 \times 40 + \\ 0,102 \times 40 + 0,172 \times 40 + 0,177 \times 40 + \\ 0,241 \times 40 + 0,222 \times 40 + 0,222 \times 40 + \\ 0,310 \times 40 + 0,240 \times 40 + 0,700 \times 40 + \\ 0,310 \times 40 + 0,255 \times 40 + 0,255 \times 40 + \\ 0,170 \times 40 + 0,142 \times 40 \end{array} \right] \frac{1}{\sqrt{2,894}}$$

$$I_p = (46,684) \times 1 / \sqrt{2,894}$$

$$I_p = 27,442$$

Aunque menos utilizados que los anteriores, por ser la mecánica del cálculo más laboriosa, se utilizan o usan también los siguientes índices:

2.5. DENSIDAD DE DRENAJE

$$\text{Densidad de drenaje} = \frac{\text{longitud total de cursos de agua (Km)}}{\text{superficie de cuenca (Km}^2\text{)}}$$

De acuerdo a esta relación podemos darnos cuenta que la densidad de drenaje nos indica la red de drenaje por unidad de superficie y suele utilizarse como complemento de los índices de pendiente y compacidad, a efectos de escorrentía superficial. En nuestro estudio tenemos que:

Longitud de cursos de agua = longitud de quebrada = 3,4 Km. Superficie de cuenca = 3,665 Km².

$$\text{Densidad de drenaje} = \frac{3,4 \text{ Km.}}{3,665 \text{ Km}^2}$$

$$\text{Densidad de drenaje} = 0,928 \text{ (Km/Km}^2\text{)}$$

ooo000ooo
oo0oo
o0o

CAPITULO III

METEOROLOGIA



3.1. GENERALIDADES

El desarrollo agrícola basado en la explotación del recurso tierra, depende básicamente del aprovechamiento de las condiciones climáticas y de los recursos hídricos existentes en una determinada zona. Calor, agua y tierra, representan los tres factores naturales que interrelacionados hacen posible la actividad vegetativa y como consecuencia la producción de los cultivos.

Estos tres factores que se presentan en cada zona, con características propias e intensidad distinta marcan las diferencias entre áreas de una región y, entre regiones. Los cultivos así mismo, tienen exigencias óptimas y límites, que definen el rango de utilización combinada de estos recursos.

Sin embargo, para una acción planeada en el uso del agua disponible, se requiere no solamente la evaluación de este recurso, que se presente como precipitación meteórica, escurrimiento superficial y subterráneo, sino también cuantificar su grado de agotamiento en el terreno, por el proceso evapotranspiratorio y las pérdidas que implica su

conducción, distribución y utilización, objeto del presente estudio.

El objeto primario de este capítulo es el de determinar las condiciones climatológicas de la zona del proyecto que nos permitirá conocer los recursos hídricos y planificar las obras hidráulicas necesarias.

3.2. DISPONIBILIDAD DE DATOS. (ESTACIONES)

Para estimar los requerimientos de agua de un proyecto de riego y el área potencialmente irrigable con un determinado recurso hídrico, se requiere contar con datos e información básica.

Para analizar las influencias del clima, se requiere información de los elementos que lo integran y en particular: evaporación, radiación, heliofania, temperatura del aire, humedad relativa, velocidad del viento, precipitación. En nuestro país la compilación y publicación de estos datos esta en manos del Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología, INAMHI.

En el presente estudio se ha evaluado información de varias estaciones meteorológicas, instaladas por el INAMHI siendo estas:

Estación	Latitud	Longitud	Altitud
Cariamanga	04°19' S	79°34' W	1950 msnm
Gonzanamá	04°13' S	79°25' W	1980 msnm
Amaluza	04°35' S	79°25' W	1720 msnm



las mismas que han sido seleccionadas tanto por su altitud como por su ubicación geográfica con respecto a la zona del proyecto en estudio.

Debemos anotar que en la zona del proyecto, no se dispone de estaciones meteorológicas de ninguna clase, sin embargo para objeto del presente estudio, se ha apelado a correlacionar la zona del proyecto con las estaciones anteriormente indicadas.

3.2.1. CORRELACION Y EXTENSION DEL PERIODO DE REGISTROS METEOROLOGICOS.

Frente a la escasez de datos, debe recurrirse a procedimientos de correlación que permitan extender datos escasos o faltantes de un determinado elemento climático, en base a la medida de un factor del cual se tiene una serie mayor.

La extensión Cariamanga que se ha considerado como extensión base, por ser la más confiable y por su ubicación, siendo la más cercana a la zona en estudio presenta un registro de datos climáticos bastante completos, en razón de lo cual el relleno de algún dato faltante se lo ha estimado con la media del periodo.

Las estaciones de Gonzanamá y Amaluza, de acuerdo al periodo de años que poseen datos, 21 y 10 respectivamente, y por tener en estos periodos poquísimos datos faltantes se los ha rellenado a los mismos con la media del periodo y por el método de la Proporción Normal.

La utilización o diseño de la serie de un elemento climático debe resultar de un análisis previo del posible error y de la significación que el mismo tendría en el diseño. Así la temperatura media de un determinado mes en una localidad, varía muy poco a través de los años, los valores mensuales de precipitación, al comparar los distintos años puede variar en forma altamente notable.

Tampoco debemos abusar de las correlaciones y extensiones de los periodos de registros, ya que, mientras mayor sean éstas, mayor será el grado de error en los registros, por lo tanto muchas veces es mejor trabajar con los datos aunque sean pocos, obtenidos de los anuarios, que con una gran cantidad de datos generados.

3.3. CLIMATOLOGIA

3.3.1. INTRODUCCION

La climatología se ocupa del comportamiento promedio de la atmósfera durante largos periodos, desde décadas hasta siglos. Hay que acudir a ella cuando se han de hacer estimaciones de las temperaturas, vientos y precipitaciones que más probablemente se darán en una zona determinada antes de elaborar ciertos proyectos, por ejemplo el de un puente, etc., en nuestro caso un proyecto de riego.

En los proyectos a largo plazo no es válido hacer previsiones sólo sobre la base del estado del tiempo

reciente, los ingenieros deben volver la vista a los datos climatológicos históricos a fin de hacer una estimación de las condiciones medias y de las extremas.

3.3.2. TEMPERATURA

La temperatura es una magnitud física que la podemos cuantificar por medio de termómetros. La mayor parte de las estaciones meteorológicas disponen de un termómetro de máxima, un termómetro de mínima y algunas veces de un termógrafo. Estos aparatos están situados a 150 mts. del suelo, en una cubierta de madera provista de persianas que permiten la libre circulación del aire, pero que sustraen los termómetros a la radiación solar directa, a la reverberación del suelo y a los objetos circundantes, uno de los abrigos meteorológicos más común para estos aparatos en el denominado "tipo agrícola".

En la práctica, la temperatura media verdadera, definida por la ordenada media de los diagramas de los termómetros registradores, no figuran en las publicaciones climatológicas. Se ha establecido la costumbre de sustituir los datos detallados que resultan de las observaciones por algunos valores característicos (Temperatura media diaria, temperatura extrema, etc.).

En hidrología se requiere datos de temperatura para aplicaciones en ciertas fórmulas empíricas para el cálculo indirecto de caudales en función de la precipitación, siendo utilizables también para el estudio de las necesidades de riego.

Los valores de temperatura media mensuales de la estación base Cariamanga, para el periodo considerado (1.964-1.984) se encuentran tabulados en el cuadro 3.1. obteniéndose una temperatura media del periodo de $17,8^{\circ}\text{C}$.

Los valores de temperatura máxima absoluta y mínima absoluta constan en los cuadros 3.2. y 3.3. y son para el periodo considerado: máxima mensual de $29,9^{\circ}\text{C}$ y mínima mensual de $4,5^{\circ}\text{C}$.

Se ha procedido a determinar la temperatura media mensual del periodo considerado para la zona del proyecto de riego, ya que este dato será necesario posteriormente para determinar los requerimientos hídricos de los cultivos, así como también para la evapotranspiración, para lo cual se han utilizado las temperaturas medias de Cariamanga (Cuadro Nro. 3.1.) y las temperaturas medias de Amaluza (cuadro Nro. 3.4.). La temperatura media del proyecto se obtuvo del cuadro Nro. 3.5., y es igual a $20,28^{\circ}\text{C}$.

3.3.3. EVAPORACION

La evaporación es la transferencia de agua del estado líquido al estado de vapor. Más de la mitad de las precipitaciones que llega a la superficie terrestre del globo, regresa a la atmósfera mediante los procesos combinados conocidos como son la EVAPOTRASPIRACION. En las regiones áridas la evaporación puede consumir gran porción del agua almacenada en los lagos y vasos de almacenamiento.

El método más antiguo para hacer la estimación de la evaporación es el de la utilización de los evaporímetros o tanques de evaporación, y con los cuales la pérdida del agua puede medirse con precisión.

Para la estación base Cariamanga se dispone de una estadística de 15 años con los datos de evaporación, de los cuales, 7 años se han obtenido por correlación con la estación de Catacocha, y constan en el cuadro Nro. 3.6.

3.3.4. HUMEDAD ATMOSFERICA

La presión de vapor, la presión de saturación, el punto de rocío, constituyen una de las maneras para determinar la humedad atmosférica; pero la más comúnmente empleada en nuestro medio es la humedad relativa; que se define como la relación entre la cantidad de humedad que contiene el aire y la máxima cantidad que puede contener el aire a una temperatura dada.

En los anuarios meteorológicos encontramos la humedad relativa media expresada en %, la misma que no es otra cosa que la humedad existente dividida para la humedad en estado de saturación y este resultado multiplicado por 100, ver cuadro Nro. 3.7.

3.3.5. VIENTOS

En general se llama viento al movimiento de una masa de aire en dirección sensiblemente paralela a

la superficie de la tierra.

El aire es una variable vectorial, por consiguiente para su estudio hay que hacer de un lado, el análisis de su dirección y de otro, el de su velocidad, tomando en consideración que es un factor de gran influencia en varios procesos hidrometeorológicos. La humedad y el calor se transmiten con facilidad en el aire, y desde el aire, el cual tiende a adoptar las condiciones de temperatura y humedad de las superficies con las cuales tiene contacto.

Sobre ciertas regiones de la tierra hay vientos que soplan predominantemente en una dirección a lo largo de todo el año. En otras regiones, la dirección usual del viento cambia con las estaciones, habiendo lugares en que los vientos son tan variables de un día a otro que no cabe definir dirección predominante. Estas direcciones, más pronunciadas en unas regiones que en otras, son una indicación de la circulación general de la atmósfera, directamente relacionada con la distribución media de la presión atmosférica sobre la superficie de la tierra.

En base a los datos registrados de la estación base Cariamanga, observamos claramente, que la dirección predominante a lo largo del periodo es "Sur". Los datos tomados de los anuarios meteorológicos, expuestos en el cuadro Nro. 3.8. nos indican que la velocidad media para Cariamanga es de 2,06 m/seg. y la velocidad máxima 4,80 m/seg.

3.3.6. HELIOFANIA

Prácticamente toda la energía que produce y mantiene los movimientos y variaciones de la atmósfera nos llega del sol en forma de radiación. Lanzada a la velocidad de la luz; casi toda la radiación emitida se disipa en el espacio recibiendo cada planeta tan solo una pequeña parte; la tierra recibe del orden de media billonésima parte de la energía radiada por el sol. Todo lo que ocurre en la atmósfera es un efecto directo o indirecto de la radiación solar.

Existen muchos aparatos los cuales nos dan la medida de radiación solar, pero en nuestro medio se utilizan heliógrafos que son aparatos que miden simplemente el número de horas de insolación en el transcurso de un día.

Para la estación base Cariamanga no se dispone de datos que nos describan el porcentaje de insolación en el transcurso mensual, razón por la cual no se los ha anotado aquí.

3.4. PRECIPITACION

Se conoce con el nombre de precipitación pluvial al fenómeno mediante el cual el agua proveniente de las nubes cae a la superficie de la tierra, en estado sólido (nieve, granizo), o líquido (gotas de agua).

La precipitación se origina por la condensación del vapor de agua contenido en la atmósfera, el cual forma

nubes donde ocurren los fenómenos mediante los cuales se forman gotas de suficiente tamaño y peso (coalescencia) para que lleguen a precipitar, dependiendo de factores meteorológicos como son la humedad del aire, temperatura, presión, etc.

Tipos de Precipitación:

El enfriamiento necesario para la formación de cantidades apreciables de precipitación se alcanzan mediante el ascenso de las masas de aire, denominándose la precipitación de acuerdo al factor causante de este ascenso; de allí que este fenómeno se clasifique en: Precipitación Ciclónica, Precipitación Orográfica y Precipitación Convectiva.

Precipitación Ciclónica:

(O Frontal): Resulta del encuentro de dos masas de aire en la superficie que se ven forzadas a ascender (CONVERGENCIA) y/o el levantamiento de las masas de aire en áreas de baja presión. La masa de aire caliente asciende al chocar con la fría por tener la primera menos densidad.

Precipitación Orográfica:

Es aquella que resulta del ascenso mecánico del aire sobre barrera montañosa.

Precipitación Convectiva:

Se origina por el movimiento natural del aire caliente, más liviano que el aire frío que lo rodea; la diferencia de temperatura puede resultar de un calentamiento desigual de la superficie, o del tope de la capa de aire o de un levantamiento mecánico cuando el aire es obligado a pasar sobre una masa de aire frío o sobre una montaña.

Las precipitaciones Ciclónicas (frontales) y orográfica suceden en extensiones algo grandes y tienden a ser homogéneas, sus duraciones pueden ser de día y como consecuencia las intensidades son bajas, la precipitación convectiva suele desatar tormentas de corta duración y a veces de intensidades muy grandes.

Medición de la lluvia:

La lluvia se mide en base a una altura vertical de agua que se acumularía sobre una superficie horizontal si ésta permaneciera donde cayó, generalmente se expresa en mm. que sería el equivalente a un litro por cada M².

$$\frac{\text{Lts.}}{\text{M}^2} = \text{Altura de agua en mm.}$$

Se puede expresar en cm. o metros (menos común).

Instrumentos de Medición:

Cualquier receptáculo o envase abierto con los lados verticales puede servir como pluviómetro, pero para observaciones más exactas es conveniente tener un pluviómetro con ciertas características de construcción, ó pluviógrafos: que son aparatos registradores, es decir obtienen gráficamente la lluvia caída en forma de una traza de tintas sobre una banda de papel colocada sobre un cilindro metálico o sobre dos rodillos provistos de un mecanismo de relojería, pueden funcionar semanal, o mensual de acuerdo a ajustes que se realicen en el reloj del instrumento.

La función principal de éstos registradores es la de: dar información de hora de comienzo y finalización de la lluvia, intensidad de la misma y como es lógico de la cantidad de lluvia.

3.4.1. ESTACIONES PLUVIOMETRICAS

Para el estudio de las precipitaciones, utilizamos como datos de partida para obtener la precipitación media del proyecto, a las series registradas en los Anuarios Meteorológicos, de las estaciones pluviométricas de: Cariamanga y Gonzanamá, para un período de 21 años, y la estación de apoyo Amaluza, que cuenta con un período de registro de 10 años. Debiendo anotar que la estación de Cariamanga será considerada en el presente estudio como Estación Base, tanto por su similitud: climatológicamente hablando, como por su altitud, con respecto a la zona del proyecto, y además por ser la estación que se encuentra a

escasos minutos del sitio en estudio.

La estación de Gonzanamá ha sido utilizada por encontrarse casi a la misma altura de Cariamanga (base) y por su ubicación geográfica.

La estación de Amaluza ha sido usada principalmente por su ubicación geográfica, y para fines del trazado de las curvas isoyetas, aunque su altura también ha sido considerada para definir su uso.

Los datos de precipitación media mensual y anuales de las estaciones usadas se encuentran tabulados en los cuadros: Nro. 3.9. al Nro. 3.11.

3.4.2. CONSISTENCIA Y BONDAD DE LOS DATOS/CURVAS DE DOBLE MASA

Análisis de doble masa:

La teoría de la curva de doble acumulación se basa en el hecho de que, representando en unos ejes coordenados las parejas de puntos definidos por las acumulaciones sucesivas de dos series de valores en el mismo período, la curva resultante es una línea recta, si los valores de las dos series son proporcionales. La pendiente de la recta representa la constante de proporcionalidad entre las dos series, o sea, que permanece constante sensiblemente la relación: $a_1 / b_1 = K$, sin perjuicio de que la relación de dos valores puntuales

homólogos no guarde, en general, la misma relación.

Si se produce un cambio en la pendiente de la curva de doble acumulación, es que ha ocurrido una variación en la constante de proporcionalidad de las dos variables o que la proporcionalidad no es constante en el proceso acumulativo. Es posible que se desconozca la ley de variación de relación entre las dos cantidades; sin embargo, el quiebre de la recta indica el momento en que ocurrió el cambio de la constante de proporcionalidad. Estos cambios se pueden apreciar con mayor exactitud, si se escogen las escalas de abscisas y ordenadas de tal forma que la recta tenga una pendiente próxima a los 45.

Empleo del método en los estudios pluviométricos:

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

La forma más usual de ajustar los datos es el método denominado curva de doble masa, la misma que es la resultante del ploteo de la acumulada de una estación determinada contra la media acumulada de un grupo de estaciones de la cual forma parte la primera; el cambio que sucede en una determinada estación no tiene mucho efecto sobre la medida acumulada para un grupo de ellas.

La pendiente de la recta correspondiente al período de observación más reciente es lo que indica la correlación que debe efectuarse mediante la ecuación:

$$P_1 = (X_2 / X_1) P_0$$

P_0 = Datos de la precipitación observada.

P_1 = Precipitación ajustada (mm)

X_2 = Pendiente recta para el último período, P_2

X_1 = Pendiente recta período correspondiente a P_1

Mediante este método se puede estimar también por interpolación los datos perdidos.

Para nuestro estudio, se ha realizado el análisis de consistencia de datos, tomando como estación base a la media acumulada de las estaciones de Cariamanga y Gonzanamá (cuadro Nro. 3.12.) que poseen una estadística completa en el período considerado de 21 años, y se ha procedido a realizar la curva doble masa para cada una de las dos estaciones (figura Nro. 3.1. y 3.2.), observando que existe consistencia en los datos recopilados, razón por la cual no se ha realizado el análisis para la estación de Amaluza, ya que su estadística no es completa (10 años) con respecto al período considerado (21 años), razón por la cual a esta estación se la utiliza solamente como una estación de apoyo, para el trazado de isolíneas, aclarándose que la razón por la cual no se hizo extensión de estadística de esta estación, es porque se consideró, que en este caso, es



preferible trabajar con los datos reales de los 10 años, ya realizar una extensión de 10 a 21 años, es decir de más del 100%, ya que según los hidrólogos, se recomienda extender datos en el menor número posible y necesario, por cuanto esta extensión influye considerablemente en el grado de confiabilidad de los datos así obtenidos.

3.4.3. CORRELACION Y EXTENSION DE DATOS

En la hidrología comúnmente se necesita extender las estadísticas hacia años anteriores en base a otra estadística de mayor extensión y de iguales características climáticas.

Existe correlación entre dos variables X e Y cuando entre ellas existe una interdependencia.

Las correlaciones pueden hacerse entre:

- Precipitaciones vs. Precipitaciones
- Caudales vs. Caudales
- Precipitaciones vs. Caudales

Existen dos tipos de correlaciones:

1. Correlación Simple $Y = f(X)$
2. Correlación Múltiple $Y = f(X, Z, V)$

Correlación Simple:

Para determinar la correlación simple entre dos estaciones se pueden utilizar dos métodos: el método

Gráfico y el método Analítico de los Mínimos Cuadrados.

Método Gráfico:

Consiste en dibujar en un papel milimetrado los datos de las dos variables, colocando en el eje de las ordenadas los datos de la estación que se quiere extender y en el eje de las abscisas la estación base.

Se plotean los datos de las dos estaciones y se traza una recta compensada cuya ecuación será:

$$Y = aX + n$$

donde:

a = Tangente de la recta

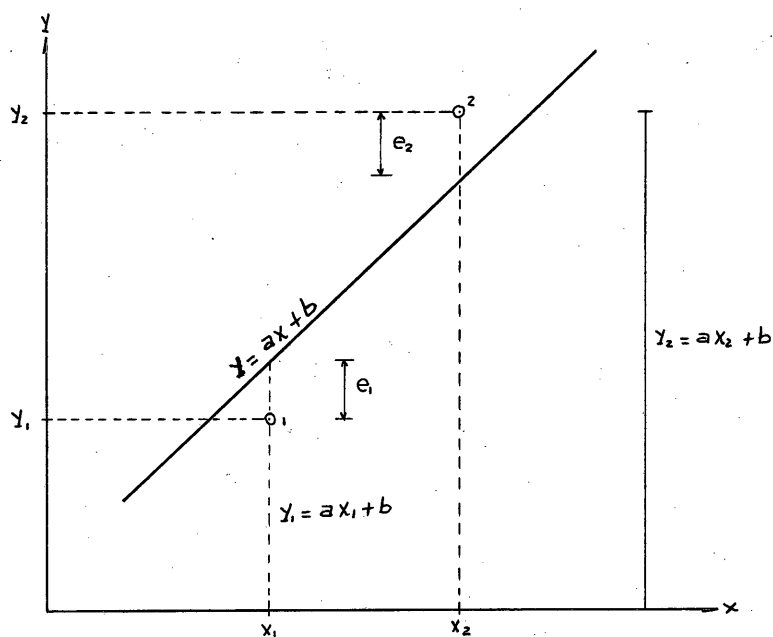
b = Valor de ordenada donde se corta la recta.

Con esta ecuación podemos definir los datos faltantes de la estación Y.

Método de los Mínimos Cuadrados:

Este método trata de encontrar en forma analítica la mejor recta compensada entre los puntos graficados. Esta teoría indica que la suma de las desviaciones al cuadrado de los puntos a la recta es mínimo o igual a cero.

A continuación procederemos a su demostración:



Tendremos que:

$$e_1 = Y_1 - (ax_1 + b)$$

$$e_2 = Y_2 - (ax_2 + b)$$

.

.

.

$$e_n = Y_n - (ax_n + b)$$

Entonces, la recta de mínimos cuadrados es tal, que:

$$S = e_1^2 + e_2^2 + \dots + e_n^2 \quad (\text{es mínimo})$$

$$S = [Y_1 - (ax_1 + b)]^2 + [Y_2 - (ax_2 + b)]^2 + \dots \\ \dots + [Y_n - (ax_n + b)]^2$$

Pero S es mínimo cuando las derivadas parciales de S con respecto a a y b sean cero. Entonces:

- Con respecto a a :

$$\frac{dS}{da} = 2(Y_1 - aX_1 + b)X_1 + 2(Y_2 - aX_2 + b)X_2 + \dots + 2(Y_n - aX_n + b)X_n$$

$$X = X_1 + X_2 + X_3 + \dots + X_n$$

$$Y = Y_1 + Y_2 + Y_3 + \dots + Y_n$$

Luego: $\frac{dS}{da} = 2(a \sum X^2 + b \sum X - \sum XY) = 0$

$$\sum XY = b \sum X + a \sum X^2$$

$$\sum XY = b \sum X + a \sum X^2$$

- Con respecto a b:

$$\frac{dS}{db} = 2(Y_1 - aX_1 + b) + 2(Y_2 - aX_2 + b)X_2 + \dots + 2(Y_n - aX_n + b)$$

$$X = X_1 + X_2 + \dots + X_n$$

$$Y = Y_1 + Y_2 + \dots + Y_n$$

Luego: $\frac{dS}{db} = 2(a \sum X + nb - \sum X) = 0$

$$\sum Y = nb + a \sum X$$

$$\sum Y = nb + a \sum X$$

La medida de la correlación es el COEFICIENTE DE CORRELACION que se lo acepta dentro del siguiente rango de variación:

COEFICIENTE DE

CORRELACION

0,7 - 0,75

0,76 - 0,85

0,86 - 1,00

CORRELACION

Regular

Bueno

Muy bueno

El coeficiente de correlación viene dado por:

$$r = \frac{n \sum XY - (\sum X)(\sum Y)}{n [\sum X^2 - (\sum X)^2] [n \sum Y^2 - (\sum Y)^2]}$$

donde: n = Número de datos

y si hacemos:

$$A = n \sum XY - (\sum X)(\sum Y)$$

$$B = n \sum X^2 - (\sum X)^2$$

$$C = n \sum Y^2 - (\sum Y)^2$$

entonces tenemos que:

$$a = \frac{A}{B}$$

$$b = \frac{\bar{Y} - a \bar{X}}{n}$$

luego:

$$r = \frac{A}{B \times C}$$

En nuestro estudio han sido rellenos algunos datos en el periodo considerado de la siguiente manera:

- Media del periodo
- Estimación
- Correlación lineal (por Mínimos Cuadrados)

Con el advenimiento de las computadoras personales, ya no es necesario, realizar este cálculo manualmente, sino que las máquinas arrojan directamente los coeficientes de correlación (r), y las constantes "a" y "b", razón por la cual se anota ya directamente la ecuación de la recta de Mínimos Cuadrados recalcando que aquí también se ha usado estas máquinas de cálculo, y por tanto no presento los cuadros que se deberían hacer si el cálculo se lo realizara manualmente.

3.4.4. CURVAS ISOYETAS (ISOLINEAS)

Las curvas Isoyetas, son líneas que unen puntos de igual precipitación, estas líneas pueden ser para precipitaciones diarias, mensuales, anuales o de muchos años como en el presente estudio, en el que se ha elaborado las curvas Isoyetas para precipitaciones medias interanuales del periodo considerado. Estas líneas se trazan interpolando los valores o datos puntuales dados por los distintos pluviómetros con una técnica similar a la utilizada en topografía.

3.4.5. PRECIPITACION MEDIA DE LA CUENCA

Para la mayoría de los estudios hidrológicos es necesario conocer el promedio de lluvias sobre una extensión determinada; para ello se debe contar con una serie de datos pluviométricos diarios, plano de ubicación de estaciones, plano de relieve de la cuenca y datos sobre dirección y velocidad del viento, aunque en nuestra cuenca de estudio este dato último no poseemos (es decir los vientos en el sitio del proyecto). Una vez analizadas y corregidas las series pluviométricas (cuando existen) por métodos estadísticos se puede calcular la precipitación media mediante los siguientes métodos:

Método Aritmético:

Es el más sencillo y se basa en la distribución uniforme de la lluvia en regiones planas, en este método mientras más pluviómetros existan se obtendrá una media más exacta, lo que no sucede en nuestro caso.

Método Polígonos de Thiessen:

La distribución de los pluviómetros puede ser desuniforme, ya que se provee un factor de peso a cada estación, o sea una influencia de cada estación en cierta área.

Para construir los polígonos primero se ubican las estaciones de acuerdo al área a estudiar en plano de la cuenca y se unen por medio de rectas, formando triángulos,

luego en el punto medio de cada uno de los planos del triángulo se trazan perpendiculares a las mismas formando polígonos alrededor de cada estación, el área de cada polígono constituye el área de influencia de la estación correspondiente; luego se planimetrizan estas áreas y se expresan como un porcentaje del área total de la cuenca. La precipitación promedio se calcula multiplicando la precipitación de cada estación por el porcentaje del área que le corresponde totalizando estos productos; los resultados de este método son más precisos que los que proporciona el método explicado anteriormente (aritmético).

Este método se debe aplicar solamente en terrenos llanos o ligeramente ondulados donde las ondulaciones no influyan en la circulación del aire; este método es inflexible, es decir cada estación que se agregue o elimine en el área en cuestión, afecta la influencia de las demás estaciones.

Método Isoyético:

Es el método más preciso, consiste en la ubicación de estaciones pluviométricas en un plano de la cuenca y trazar líneas de igual precipitación (Isoyetas) interpolando entre los valores de las estaciones. El plano de las isoyetas se ha elaborado con una variación de 20 mm. de precipitación entre cada isoyeta, observando una variación de 1160 mm en la parte baja de la cuenca a 1200 mm en la parte alta de la misma. Después de elaboradas las Isoyetas (isolíneas) se determinan las áreas encerradas

entre cada dos de ellas, multiplicando éstas por el promedio de la lluvia entre las dos isoyetas, los productos se suman y la sumatoria se divide para el área total de la cuenca, obteniéndose la lluvia media sobre el área en estudio.

La lluvia media de la cuenca de drenaje, se ha determinado en base al método Isoyético por ser el más preciso y además porque los demás métodos sólo sirven para zonas planas, y arrojan resultados bastante buenos siempre y cuando existe un gran número de estaciones, lo cual no sucede en nuestro caso, de esta forma tenemos que la precipitación media en la cuenca es de 1179 mm. (ver gráfico Nro. 3.3).

VALORES MENSUALES DE TEMPERATURA MEDIA (°C)

ESTACION: CARIAMANGA

Cuadro Nº 3.1.

AÑO\Mes	E	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	ANUAL
1964	18,4	18,7	19,0	18,0	18,5	17,1	17,9	17,9	17,8	18,3	18,2	17,5	18,1
65	17,3	17,6	18,1	17,3	18,0	18,4	18,6	18,5	18,7	18,5	18,0	18,3	18,1
66	18,2	18,3	17,8	17,5	18,0	17,8	18,5	19,0	19,3	18,9	18,4	17,5	18,3
67	17,3	15,9	16,2	17,6+	18,8+	17,7+	17,8+	18,1	19,4	17,9	18,0	18,3	17,8
68	17,6	17,5	16,3	17,8	18,0	17,8	18,3	19,0	18,2+	18,2	18,6	18,7	18,0
69	18,3	19,0	19,6	19,0	20,4	18,6	18,6	18,3	18,9	18,5	18,0	17,6+	18,7
70	17,9	18,2	18,1	18,6	18,8+	17,7	18,1	18,2	19,1	18,0	17,9	17,6+	18,2
71	17,3	16,6	16,6	17,3	17,5	17,4	17,6	17,8	17,7	17,4	17,5	17,3	17,3
72	17,5	18,1	17,0	17,9	18,4	18,6	19,0	18,6	19,3	19,1	18,7	19,0	18,4
73	18,7	18,9	18,6	18,2	18,1	18,4	16,9	17,2	17,5	17,9+	14,1	16,3	17,6
74	16,4	15,8	16,2	16,5	17,3	16,5	16,4	17,5	16,9	16,7	16,9	16,9	16,7
75	16,2	15,9	16,5	17,1	16,9	16,6	15,8	16,6	16,4	15,9	16,0	15,9	16,3
76	16,0	15,9	16,8	17,0	17,3	16,9	17,2	17,6	17,8	17,2	17,5	17,4	17,1
77	16,8	17,2	18,2	17,8	17,6	17,2	17,5	17,5	18,3	18,0	17,7	17,7	17,6
78	17,1	17,7	17,4	17,3	16,9	17,1	17,3	18,2	17,9	18,1	17,9	17,5	17,5
79	16,9	17,5	17,0	17,7	17,6	17,3	17,7	17,8	17,2	18,0	17,8	17,8	17,5
80	17,5	16,5	17,5	17,0	17,6	18,2	18,4	18,5	18,9	17,9	17,2	17,3	17,7
81	16,3	17,0	17,0	17,5	17,2	17,2	17,4	17,8	18,2	17,9	17,7	17,6	17,4
82	17,5	17,5	17,6	18,0	18,0	18,2	18,1	18,6	18,2	17,8	18,2	18,3	18,0
83	18,7	18,6	18,9	18,4	18,7	18,9	19,1	18,7	18,5	18,3	18,3	17,7	18,6
1984	17,8	17,3	17,7	17,4	17,7	18,3	18,2	18,5	18,4	18,1	18,0	18,2	18,0
SUMA	365,7	365,7	368,1	370,9	395,3	371,9	374,4	379,9	382,6	376,6	370,6	370,4	
MEDIA	17,4	17,4	17,5	17,6	18,8	17,7	17,8	18,1	18,2	17,9	17,6	17,6	17,80

+ Dato Interpolado con la media del Período

.. Valor Medio - Anual.

VALORES MENSUALES DE TEMPERATURA MAXIMA ABSOLUTA (°C)

ESTACION: CARIAMANBA

Cuadro N° 3.2

Año\Mes	E	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	ANUAL
1964	28,6	26,5	28,5	27,0	27,2	25,5	27,0	27,0	27,5	27,5	27,5	28,2	28,6
65	26,5	26,3	26,5	25,0	26,0	25,5	27,5	27,5	27,5	26,8	26,8	26,5	27,5
66	26,0	26,0	25,3	25,9	26,1	26,0	27,5	27,5	28,0	27,7	27,3	27,0	28,0
67	25,7	23,0	23,9	25,8+	26,2*	27,5	26,0+	26,0+	27,0	29,8	28,0	28,5	28,5
68	27,0	27,0	25,0	27,5	27,0	26,5*	25,5	27,0	27,0+	28,0	28,0	28,5	28,5
69	28,9	27,2	26,2	26,0	26,5	28,0	27,0	28,5	29,0	27,5	27,6	27,6*	29,0
70	25,5	25,2	25,5	26,5	26,1*	26,4*	27,5	26,5	27,5	25,5	27,0	26,4*	27,5
71	25,9+	25,0	25,5	25,8	26,0	26,0	26,0	26,5	26,1	25,5	26,8+	27,5	27,5
72	26,0	25,1+	26,0	26,0	26,2	27,5	26,5	27,5	27,6	28,5	29,8	26,5	29,8
73	27,0	27,5	26,0	26,0	27,0	26,4*	25,0	26,2	26,5	26,7+	25,5	25,5	27,5
74	24,5	22,5	24,0	27,0	24,8*	25,0	24,5	25,5	25,5	26,0	26,5	24,0	27,0
75	25,5	24,5	25,4+	25,0	24,7	25,5*	23,5	29,7	25,0	24,5	25,5	25,5*	29,7
76	24,5	24,5	24,5	25,0	26,5	25,5	25,5	26,0	27,5	26,5	27,0	27,0	27,5
77	25,5	25,5	26,5	27,5	27,0	27,0	25,8	25,8	27,0	26,5	26,8	25,8	27,5
78	25,0	25,6	25,0	24,4	24,8	25,6	25,8	26,0	26,6	27,0	26,8	25,8	25,7
79	24,6	25,2	23,8	25,2	26,2	25,5	26,2	26,8	26,7	27,3	27,0	26,5	27,3
80	26,8	23,8	26,3	25,4	26,0	27,0	26,0	26,2	27,4	25,2	25,9	24,5	27,4
81	25,0	24,2	25,8	24,8	26,4	26,0	26,8	26,7	27,0	26,0	26,8	25,5	27,0
82	24,8	25,0	24,6	26,3	25,4	25,2	25,5	26,5	27,4	25,8	26,0	24,4	27,4
83	25,9	25,2	25,8	25,6	25,6	26,4	26,9	27,3	26,8	26,4	26,9	25,0	27,3
1984	24,6	22,9	23,1	25,0	23,5	25,9	24,6	25,8	26,4	25,8	25,0	26,0	26,4
T. Max	28,9	27,5	28,5	27,5	27,2	28,0	27,5	29,7	29,0	29,8	29,8	29,0	29,8
Año	1969	1973	1964	68/77	1964	68/69	1966	1975	1969	1967	1972	1967	67/72

+ Media del Período

* Proporción Normal

VALORES MENSUALES DE TEMPERATURA MINIMA ABSOLUTA (°C)

ESTACION: CARIAMANGA

Cuadro Nº 3.3

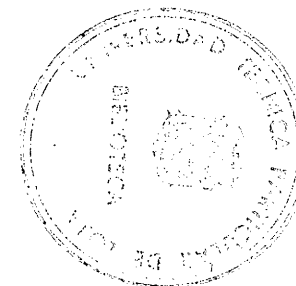
Año\Mes	E	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	ANUAL
1964	10,2	10,0	9,8	10,4	10,0	9,2	8,2+	9,5	9,0	7,5	8,1	9,0	7,5
65	9,5	9,4	10,6	10,5	9,5	9,0	9,5	8,5	10,0	10,5	9,0	9,5	8,5
66	11,5	10,5	10,6	11,5	9,8	7,7	8,5	9,0	9,0	10,0	8,5	9,2	7,7
67	10,0	10,0	10,0	10,3+	10,2*	9,1	8,2+	8,1+	11,0	10,5	8,0	9,5	8,0
68	10,0	11,5	9,5	10,0	9,9	9,3*	10,0	10,0	8,5+	10,5	8,0	8,5	8,0
69	10,2	13,0	12,2	13,2	12,0	10,0	10,0	10,0	9,5	9,2	10,0	10,6*	9,2
70	11,5	11,5	11,0	12,0	11,5*	10,3*	10,0	10,5	10,0	10,5	10,5	10,6*	10,0
71	9,0+	10,0	11,5	10,5	11,0	10,5	8,2	5,0	10,0	10,5	9,5	10,5	8,2
72	10,5	11,4	10,5	11,3	11,7	10,5	9,5	9,5	10,0	10,2	10,0	9,0	9,0
73	10,5	11,0	10,4	12,0	11,0	8,2*	4,9	4,5	7,5	8,7+	8,5	7,0	4,5
74	6,5	8,5	9,0	8,5	8,2*	8,0	8,0	7,0	7,0	6,5	7,5	8,0	6,5
75	7,5	8,0	7,5	7,5	8,0	7,8*	6,5	7,5	8,0	8,5	8,0	4,5	4,5
76	4,5	5,0	5,0	8,0	6,0	6,0	6,0	7,5	5,5	4,5	4,5	7,5	4,5
77	8,0	7,5	10,0+	6,0	8,4*	7,5*	7,2	7,2	7,4	6,8	8,6	10,0	6,0
78	9,4	10,6	10,0	10,0	6,0	5,4	7,2	7,8	7,2	6,4	6,8	8,2	5,4
79	7,0	8,4	10,0	10,2	9,8	8,0	7,0	6,5	6,2	8,0	8,5+	7,9*	6,2
80	9,0+	9,8+	10,0+	10,3+	9,6*	8,6*	8,2+	8,1	8,5+	8,7+	8,5+	8,8*	8,1
81	5,0	6,2	8,4	10,4	7,4	8,3	7,4	7,9	7,0	7,3	9,2	10,0	5,0
82	9,4	10,0	11,0	10,0	10,3	9,2	8,7	9,0	9,4	10,0	10,4	10,0	8,7
83	11,8	12,0	12,8	12,0	12,0	9,4	10,6	9,0	9,9	10,8	9,5	10,0	9,0
1984	9,0	11,0	10,4	11,0	9,0	8,6	9,0	9,0	9,0	7,6	7,8	10,0	7,6
T. Min	4,5	5,0	5,0	6,0	6,0	5,4	4,9	4,5	5,5	4,5	4,5	4,5	4,5
Año	1976	1976	1976	1977	76/78	1978	1973	1973	1976	1976	1976	1975	73/75/76

VALORES MENSUALES DE TEMPERATURA MEDIA (°C)

ESTACION: AMALUZA

Cuadro N° 3.4

Año\Mes	E	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
1976	17,7	18,0	19,8*	19,1	19,6	19,1	20,4	20,4	19,9	19,9	19,8	19,6
1977	19,1	19,3	20,1	19,4	19,4	20,3	20,5	20,7	20,5*	20,3	20,3	19,9*
1978	19,4*	20,4	19,5	19,8	20,2	20,4	20,6	20,9	20,5	21,1	21,2	20,0
1979	19,5	19,4	19,2	20,1	20,2	20,3	21,0	20,9	19,0	20,3*	24,0	20,6
1980	20,5	19,6	20,1	20,2	20,7	20,5	20,9	20,9	20,7	20,3	19,8	20,2
1981	20,5	19,9	19,5	19,7	20,2	21,0	20,9	20,7	21,1	20,4	20,7	19,7
1982	19,4	19,5	19,7	20,4	20,3	20,7	20,5	20,5	20,4	20,0	19,5	18,6
1983	18,6	18,7	20,3	19,4	19,0	20,6	21,1	21,1	20,5*	19,9	20,7	20,3
1984	19,8	20,0	19,8	20,3	19,9	20,1	19,9	20,5	20,7	20,5	20,4	20,3
X	19,40	19,42	19,78	19,82	19,94	20,30	20,60	20,70	20,53	20,30	20,71	19,91



TEMPERATURA MEDIA EN LA ZONA DEL PROYECTO (°C)

Cuadro Nº 3-5

MESES	Cariamanga T Media	Amaluza T Media	Proyecto T Media
Enero	17,40	19,40	19,80
Febrero	17,40	19,42	19,80
Marzo	17,50	19,78	20,00
Abril	17,60	19,82	20,10
Mayo	17,80	19,94	20,30
Junio	17,70	20,30	20,40
Julio	17,80	20,60	20,60
Agosto	18,10	20,70	20,80
Septiembre	18,20	20,53	20,80
Octubre	17,90	20,30	20,00
Noviembre	17,60	20,71	20,60
Diciembre	17,60	19,91	20,20
X	17,80	20,12	20,28

$$t = t_h \pm 0.6 \left(\frac{h}{100} \right)$$

t = Temperatura media mensual del área del Proyecto

t_h = Temperatura media mensual de las dos estaciones

h = Diferencia de altura entre Amaluza y Cariamanga con el
área del Proyecto = h = 1600 m.s.n.m.

Altura estación Cariamanga = h₁ = 1950 m.s.n.m.

Altura estación Amaluza = h₃ = 1720 m.s.n.m.

$$h = \left(\frac{h_2 - h_1}{2} \right) + \left(\frac{h_3 - h_1}{2} \right)$$

VALORES MENSUALES DE EVAPORACION (mm)

ESTACION: CARIAMANGA (Y)

Cuadro N° 3.6

Año\Mes	E	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	ANUAL
1964	49,7	42,0	65,7	44,4	94,8	106,4	183,7	190,3	152,5	127,6	105,6	103,1	1265,8
65	78,1	81,0	59,3	39,0	93,0	204,0	253,0	231,9	160,5	123,1	103,8	119,7	1546,4
66	98,0	83,6	69,4	47,8*	61,0	115,0	189,5	196,0	183,7	101,4	113,6	110,6	1369,6
67	43,1	16,7	27,6	81,1*	102,4*	130,9*	130,3*	157,0*	153,4	87,0	117,6	107,5*	1154,6*
68	93,1*	65,0*	71,9*	80,5*	139,1*	136,5*	191,9*	152,9*	114,6*	95,0*	126,3*	107,7*	1374,5*
69	98,5*	53,6*	54,9*	61,9	110,3*	108,5*	178,0*	129,2*	120,5*	114,8*	95,9*	68,0*	1194,1*
70	76,3*	62,1	56,7	72,1	70,0*	93,3*	84,2*	111,0	196,8	113,4*	87,7	80,4*	1104,0*
71	66,6	40,9	29,0	51,9	84,3	78,4	161,2	135,2*	127,8*	101,6*	93,9*	79,0*	1049,2*
72	79,2*	53,7*	58,5*	63,6*	72,7*	110,2*	154,7*	118,7*	143,6*	126,2*	95,2*	80,5*	1156,8*
73	77,0*	58,7*	58,5*	64,0*	84,2*	81,6*	134,2*	151,7*	119,3*	114,0*	95,9*	85,6*	1114,7*
74	83,4*	84,3*	82,9*	57,6*	101,8*	93,4*	94,0*	157,1+	144,3+	115,0+	104,3+	95,2+	1213,3*
75	64,0.	43,7.	52,4	49,4	63,7	120,0.	57,5	118,4	122,0	78,7	99,4	110,6	979,8
76	42,9	39,5	43,4	64,4	99,9	120,3	263,4	159,8	167,0	160,4	111,9	94,9	1403,8
77	54,9	43,9	65,7	42,2	73,2	96,8	134,2	135,3	151,6	106,7	106,3	84,6	1095,4
78	81,1	58,4	54,8	44,6	38,0	119,7	120,3	186,3	107,7	160,7	107,7*	100,2	1179,5
Media	72,3	55,1	56,7	57,6	85,9	114,3	155,3	157,1	144,3	115,0	104,3	95,2	1213,1

* Valores obtenidos por regresión lineal (Mínimos Cuadrados) con Catacocha(X).

$$Y = 16.25 + 0.888X$$

$$r = 0.764$$

VALORES MENSUALES DE HUMEDAD RELATIVA (%).

ESTACION: CARIAMANGA

Cuadro Nº 3.7.

MES	E	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	ANUAL
AND													
1964	80	80	75	83	74	72	65	66	68	73	81	82	75
65	82	79	83	86	79	77	61	61	68	82	78	76	75
66	77	76	81	84	81	71	62	59	56	68	70	72	71
67	82	92	85	85+	83+	79+	73+	63+	74	74	65	75	78
68	81	80	86	80	74	72	67	72	74+	79	76	86	77
69	88	90	92	95	91	81	62	69	67	75	85	81+	81
70	88	82	84	81	83+	79+	70	83	67	75	78	81+	79
71	88	84	88	87	83	81	73	74	76	80	78	82	81
72	82	83	88	83	81	77	74	78	77	79	80	80	80
73	83	86	85	86	86	83	76	77	79	78+	82	80	82
74	83	87	86	82	82	83	77	70	76	76	78	79	80
75	81	85	86	87	86	81	77	77	79	85	82	80	82
76	85	87	87	84	80	76	66	69	72	73	76	82	78
77	87	86	84	85	82	78	72	72	71	76	75	81	79
78	84	85	84	85	86	87	77	79	76	76	75	79	81
79	87	85	88	86	87	83	80	79	81	77	74	77	82
80	83	87	85	87	85	80	73	65	66	79	80	85	80
81	87	85	85	86	85	85	84	81	80	83	83	86	84
82	86	87	87	85	84	80	79	67	69	83	83	85	83
83	84	83	82	85	84	79	80	80	80	83	83	85	82
1984	83	85	85	87	83	81	81	81	82	83	83	83	83
SUMA													
MEDIA	84	84	81	85	83	79	73	73	74	78	78	81	79

+ MEDIA DEL PERIODO.

VELOCIDAD DEL VIENTO

ESTACION: CARIAMANGA Cuadro No 3.8.

AÑO	VELOCIDAD (M/S)	
	MEDIA	MAXIMA
1964	1,43	2,10
1965	1,47	2,40
1966	1,60	2,30
1967	0,82	1,45
1968	1,07	2,03
1969	2,19	3,02
1970	1,24	1,80
1971	1,37	2,00
1972	0,80	1,80
1973	1,00	2,00
1974	1,90	2,80
1975	2,67	4,00
1976	4,00	6,20
1977	3,60	4,80*
1978	2,53	3,20
1979	2,73	3,90
1980	3,03	4,60
1981	2,83	4,20
1982	2,18	3,80
1983	2,26	3,10
1984	2,48	3,33
MEDIA	2,06	4,80

VALORES MENSUALES DE PRECIPITACION (mm).

ESTACION: SONZANAMA

Cuadro Nº 3.9.

MES	E	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	ANUAL
ANO													
1964	95,1	193,1	66,3	255,4	26,4	20,3	0,8	28,2	25,4	104,0	70,1	103,1	988,2
65	111,2	112,3	99,5	438,6	143,5	0,0	0,0	0,0	80,3	145,8	195,5	140,1	1466,8
66	70,6	124,1	182,0	169,6	58,5	3,5	0,0	0,0	21,7	89,4	55,5	26,5	801,4
67	142,9	331,8	254,4	76,3	65,9	38,2	18,0	0,0	15,6	69,4	13,9	47,7	1074,1
68	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
69	125,0	182,5	157,4	277,2	17,3	35,2	0,0	18,5	100,7	87,5	282,0	216,2	1499,5
70	291,6	266,7	132,7	178,7	162,5	10,2	27,5	38,4	88,2	280,8	233,9	167,6	1878,8
71	330,9	339,9	397,7	218,9	75,6	86,0	32,1	15,1	52,1	131,1	32,5	65,4	1777,3
72	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
73	151,9+	206,8	323,2	310,1	89,9	40,3	17,2	18,2	0,7	38,0	25,9	153,5	1375,7
74	111,2	299,8	110,2	65,2	20,3	89,0	120,5	17,4+	43,9+	110,0+	81,8+	115,7+	1185,0
75	151,9+	196,9+	227,0+	287,8	145,8	51,7	44,8	77,6	0,0	125,7	67,5	35,6	1432,2
76	209,5	321,5	234,9	77,6	36,2	8,1	0,5	12,1	76,3	9,9	73,8	107,7	1168,1
77	182,6	64,3	194,4	167,6	51,3	63,6	0,0	3,9	102,2	102,7	3,2	25,2	961,0
78	82,4	75,0	189,0	241,0	142,7	0,0	22,0	0,0	48,4	4,0	24,8	33,0	852,3
79	145,7	152,7	366,8	106,8	84,1	40,1	1,6	60,9	77,5	11,5	0,0	66,2	1113,9
80	98,0	181,5	155,1	267,7	45,0	23,5	0,0	1,3	17,0	132,9	100,4	112,0	1134,4
81	80,8	122,4	328,2	138,0	27,9	8,4	1,8	15,6	0,0	75,6	42,2	173,5	1014,4
82	216,7	223,4	88,2	182,1	142,8	3,8	0,0	0,0	48,7	277,8	80,1	362,0	1625,6
83	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	108,5	429,0	330,2	247,1	59,2	19,8	11,7	6,5	48,3	138,6	104,0	72,5	1575,4
	3191,3												
MEDIA	151,9	196,9	227,0	201,4	77,3	29,3	17,4	17,4	43,9	110,0	81,8	115,7	1118,1

+ Valor rellenado con la Media del Período.

PRECIPITACION MENSUAL (mm).

ESTACION: CARIAMANGA

Cuadro Nº 3.10.

MES	E	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	ANUAL
ANO													
1964	106,2	190,8	63,5	366,7	30,0	24,0	0,8	37,2	6,6	75,5	101,0	40,5	1042,8
65	94,0	136,8	214,3	429,8	269,9	2,1	0,0	11,2	71,7	67,9	136,1	103,0	1536,8
66	88,5	110,5	222,6	264,0	42,9	4,0	0,0	0,0	5,7	51,6	13,5	94,5	897,8
67	231,4	481,4	356,1	215,3*	84,3*	26,3*	8,9*	13,4*	0,0	79,4	2,8	32,5	1521,6
68	38,1	67,0	324,0	71,6	50,8	3,0	3,8	13,6	26,6*	69,1	0,0	26,7	694,3
69	120,6	152,3	279,5	286,9	9,6	20,5	0,0	1,7	85,6	29,1	140,6	78,0*	1175,3
70	127,0*	370,9	194,3	115,6	60,0*	18,7*	9,3	0,0	0,0	52,5*	39,8	61,1*	922,2
71	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
72	75,1	177,9	447,1	222,8	72,3	10,7	0,0	34,4	0,0	55,4	110,6	123,2	1329,5
73	116,6	193,6	314,8	249,5	54,7	56,3	28,5	11,1	40,5	74,7*	51,1	119,2	1310,6
74	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
75	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
76	259,0	227,2	466,9	133,5	105,6	23,0	0,0	0,5	12,5	4,6	28,5	63,5	1324,8
77	186,5	186,2	327,4	292,1	26,5	37,9	0,0	0,0	39,5	16,9	9,5	6,0	1128,5
78	50,0	80,1	130,0	162,7	85,4	0,0	2,0	0,0	22,3	0,0	12,1	51,2	595,8
79	167,8	149,1	212,8	84,6	45,4	6,8	1,0	61,2	54,3	62,8	1,0	22,2	869,9
80	80,6	133,4	136,8	222,3	74,3	0,0	0,0	1,5	7,5	79,7	58,9	76,6	871,6
81	41,4	161,8	509,3	167,0	69,7	56,7	0,2	11,5	3,6	64,2	15,3	116,6	1217,3
82	125,0	149,5	92,8	130,8	129,4	1,4	0,0	0,0	39,7	172,2	160,1	427,0	1427,9
83	445,6	134,2	410,5	423,3	184,3	47,1	9,3	0,0	34,1	127,1	3,0	213,8	2032,3
1984	104,8	522,8	332,8	276,1	106,2	16,8	43,6	8,4	27,5	89,5	65,6	23,6	1617,7
SUMA	12668,3	14550,9	16136,5	14521,7	11761,2	549,2	186,9	283,0	558,6	11543,4	11154,4	11788,3	125702,4
MEDIA	127,0	216,7	292,2	215,3	93,8	26,1	8,9	13,4	26,6	73,5	54,9	85,1	1223,9

+ Dato rellenado con la Media del Período.

* Método de la Proporción Normal.



VALORES MENSUALES DE PRECIPITACION (mm).

ESTACION: AMALUZA

Cuadro N° 3.11.

MES	E	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	ANUAL
AÑO													
1975	159,8+	183,0+	182,5+	135,5+	36,7	0,0	0,0	0,0	4,8	18,6	93,8	20,7	114,5
76	196,1	262,3	306,6	124,5	35,2	2,5	0,0	12,1	7,1	19,4	60,6	79,7	1106,1
77	197,1	147,7	145,4	207,0	3,5	0,0	0,0	0,0	4,4	25,2	33,8	44,2	774,1
78	159,8	149,6	63,3	39,6	121,4	0,0	0,0	0,0	1,7	11,2	13,3	34,2	434,3
79	97,2	139,9	321,6	156,8	7,5	8,0	0,0	32,6	14,9	16,0	0,3	26,1	811,9
80	9,4	96,6	133,0	127,4	4,3	0,0	0,0	0,0	5,8	7,4	167,5	42,8	594,2
81	43,1	127,3	308,2	93,0	11,1	6,5	0,0	0,0	0,0	51,0	51,3	106,1	746,3
82	180,0	224,4	67,2	145,0	95,0	0,0	0,0	0,0	36,0	93,2	243,9	348,6	1433,3
83	445,6	271,0	132,8	207,8	365,6	0,0	0,0	0,0	4,8+	116,8	29,6	136,6	1710,6
1984	110,5	228,9	173,6	118,1	52,1	19,7	33,8	0,0	65,5	101,4	73,4	72,9	1045,9
SUMA	1598,6	1830,7	1825,2	1354,7	732,4	36,7	33,8	44,7	145	460,2	757,5	911,9	
MEDIA	159,9	183,0	182,5	135,5	73,2	3,7	3,4	4,47	14,5	46,0	75,8	91,2	973,2

+ Dato interpolado con la Media del Periodo.

. Dato estimado de acuerdo a los datos existentes.

CUADRO PARA ANALISIS DE CONSISTENCIA

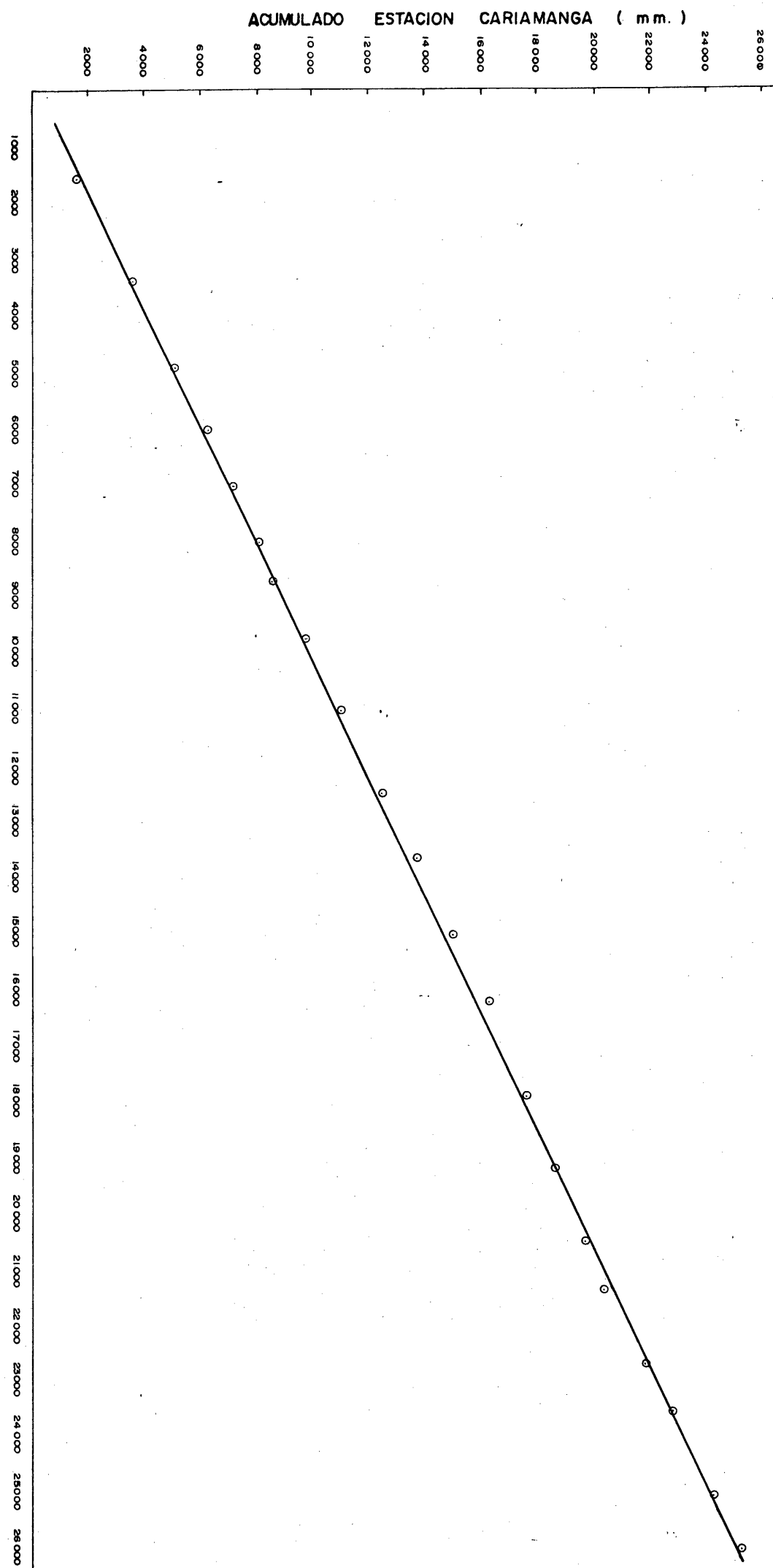
Cuadro Nº 3.12

AÑOS	ANUALES (mm)		ACUMULADOS		MEDIA ACUMULADA GONZANAMA+CARIAMANGA
	CARIAMANGA	GONZANAMA	CARIAMANGA	GONZANAMA	
1984	1617,7	1575,4	1617,7	1575,4	1596,5
1983	2032,3	1641,9	3650,0	3217,3	3433,65
1982	1427,9	1625,6	5077,9	4842,9	4960,40
1981	1217,3	1014,4	6295,2	5857,3	6076,25
1980	871,6	1134,4	7166,8	6991,7	7079,25
1979	868,9	1113,9	8035,7	8105,6	8070,65
1978	595,8	852,3	8631,5	8957,9	8794,7
1977	1128,5	961,0	9760,0	9918,9	9839,45
1976	1324,8	1168,1	11084,0	11087,0	11085,9
1975	1538,8	1432,2	12623,6	12519,2	12571,4
1974	1163,7	1185,0	13787,3	13704,2	13745,75
1973	1310,6	1357,7	15097,9	15079,9	15088,9
1972	1329,5	1127,8	16427,4	16207,7	16317,55
1971	1317,8	1777,3	17745,2	17985,0	17865,1
1970	922,2	1878,8	18667,4	19863,8	19265,6
1969	1175,3	1499,5	19842,7	21363,3	20603,0
1968	694,3	981,0	20537,0	22344,3	21440,65
1967	1521,6	1074,1	22058,6	23418,4	22738,5
1966	897,8	801,4	22956,4	24219,8	23588,1
1965	1536,8	1466,8	24493,2	25686,6	25089,9
1964	1042,8	988,2	25536,0	26674,8	26105,4

CURVA DE DOBLE MASA

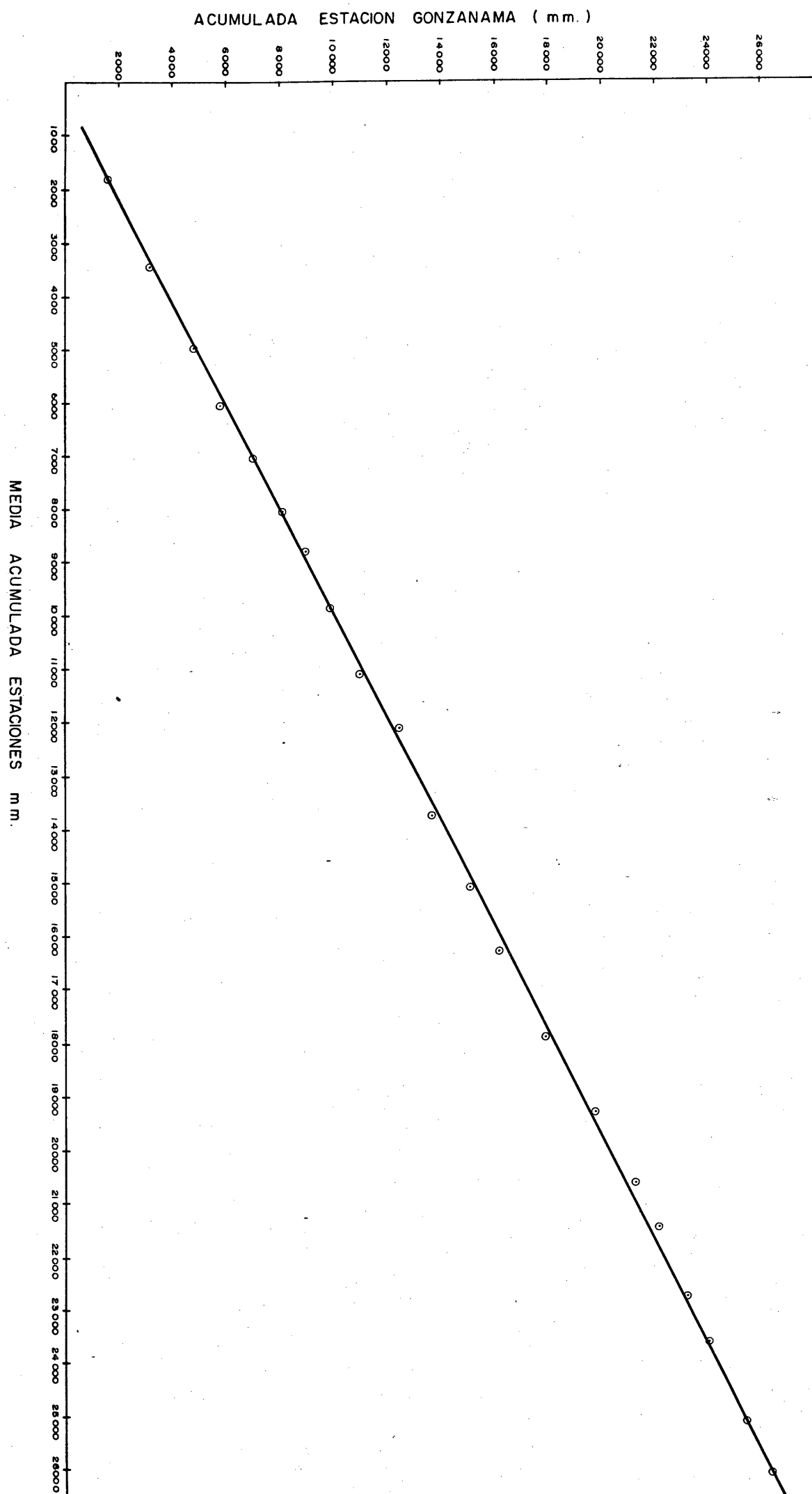
GRÁFICO Nº 3.1

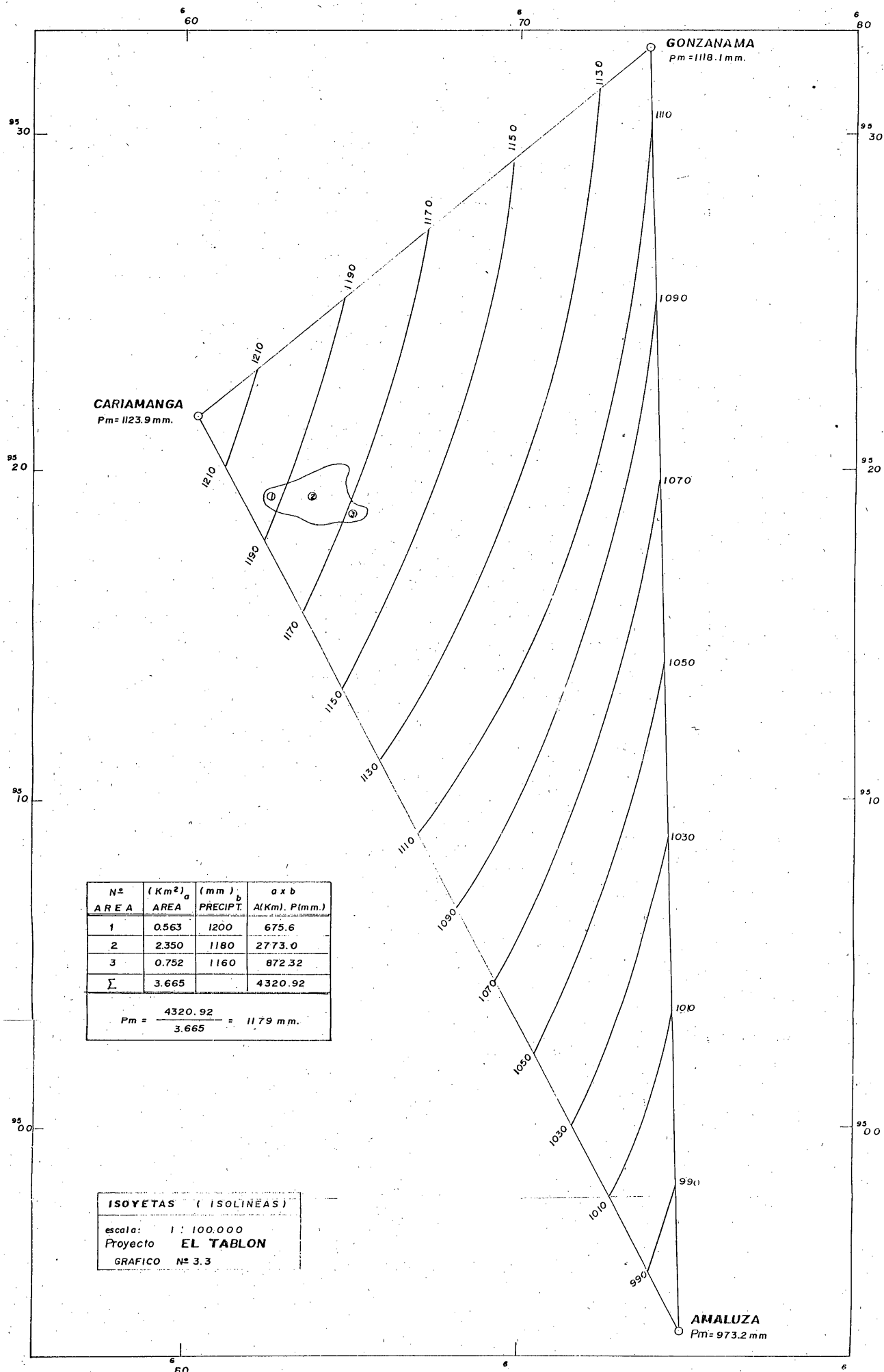
MEDIA ACUMULADA (ESTACIONES m.m.)



CURVA DE DOBLE MASA

GRÁFICO N° 3.2





CAPITULO IV

HIDROLOGIA

4.1. GENERALIDADES:

A la Hidrología la podemos definir como la ciencia que trata sobre las aguas de la tierra, su existencia, circulación y distribución, sus propiedades físicas y químicas y su reacción con el ambiente.

Para fines del presente estudio, en que la realización del proyecto EL TABLON, se basa fundamentalmente en el aprovechamiento de las aguas lluvias para su posterior embalse y utilización, nos referiremos básicamente al estudio del régimen y actividad de las aguas superficiales.

El éxito de todo proyecto que tenga que ver con la explotación de una obra hidráulica depende en gran parte de un adecuado equilibrio que debe existir entre la disponibilidad y la demanda de agua, razón por la cual el presente estudio hidrológico está encaminado a cuantificar los recursos hídricos provenientes de la cuenca de la quebrada Arrayán hasta el sitio donde se va a proceder a su captación, para poder contrastar con los requerimientos hídricos del sistema de riego a construirse en el proyecto El Tablón.

Tomando en cuenta que aparte de las consideraciones clásicas que conlleva todo estudio hidrológico, una de las justificaciones de la construcción del proyecto de riego, es el de determinar que el recurso hídrico proveniente de su cuenca de aportes asegura una alta posibilidad y una dosis suficiente de caudal, que permite la factibilidad y rentabilidad del sistema, con toda la secuela que este tipo de estudios incide sobre las obras civiles, costos, desarrollo, etc.

4.2. ESTACIONES Y DATOS DISPONIBLES

En la zona del proyecto no existen estaciones Hidrológicas razón por la cual se procedió a generar caudales, partiendo únicamente con los datos disponibles de precipitación y de acuerdo a las características de la cuenca en estudio, por lo que nos hemos visto limitados obviamente, en la realización del presente estudio hidrológico.

4.3. CAUDALES MEDIOS GENERADOS

Partiendo de la falta de información fluviométrica, para la quebrada a captarse, y no habiendo como correlacionarse con otras cuencas que presenten similares condiciones climatológicas y que posean información de aforos realizados por varios años, por cuanto se trata de una quebrada vertiente, sin ningún afluente, se procedió a generar caudales usando dos métodos o fórmulas bastante

experimentadas en nuestro país. Estas fórmulas en general utilizan valores de precipitaciones medias mensuales, para la zona del proyecto, determinado por alguno de los métodos existentes.

Así tenemos que en nuestro caso, se procedió a determinar mediante el método Isoyético (Isolíneas), la precipitación total calculada para la cuenca en estudio. Con la precipitación promedio total calculada para la cuenca, dividimos para la precipitación media plurianual de la estación pluviométrica de Cariamanga por ser la estación que se encuentra más cerca a la zona de estudio. Este resultado obtenido es un coeficiente de corrección, el mismo que sirvió para hacer estimación aproximada de la precipitación para el proyecto, multiplicando este factor por cada precipitación media mensual de la estación Cariamanga se obtuvieron las precipitaciones que se buscaban para la zona de la cuenca en estudio. (cuadro Nº 4.1)

Los métodos empleados para el cálculo de caudales fueron: Método de Gómez y Método Racional.

4.3.1. METODO DE GOMEZ:

Se siguieron los siguientes pasos secuenciales:

1. Con los datos disponibles de precipitaciones medias mensuales del proyecto se generó los caudales medios mensuales utilizando el método de Gómez expresado en la fórmula siguiente:

$$Q = \frac{0.54}{5 \times P \times A} ; \text{ en donde:}$$

$$86.4 \times NQ \text{ de días del mes}$$

$$Q = \text{Caudales medios mensuales (m}^3 \text{ / s)}$$

P = Precipitación media mensual (mm)

A = Area de drenaje de la cuenca (Km²)

NQ= Número de días que tiene el mes considerado

2. Se determinó la probabilidad de ocurrencia de los caudales disponibles, empleando el método probabilístico de la Distribución Binomial de Kritsky y Menkel que parte del principio de que todos los fenómenos hidrológicos dan curvas de distribución de frecuencias asimétricas pudiendo ser representados por una curva de Gauss. Se sigue la siguiente secuencia de cálculos:

a. Se toma de la estadística de caudales medios generados los valores máximos y mínimos y los ordenamos en forma descendente, encontrando la frecuencia probable de años de caudales, mediante la expresión de Chedogaiev.

$$P = \frac{m - 0.3}{N + 0.4} ; \text{ en donde:}$$

P = Porcentaje de años durante los cuales el caudal m es igual o mayor al caudal correspondiente al número de orden N.

m = Número de orden de los caudales medios anuales ordenados en forma descendente.

N = Número total de caudales medios anuales.

b. Se determinó la media aritmética de los caudales ($\bar{Q}_c$):

$$\bar{Q}_c = \Sigma Q_c / N ; \text{ en donde:}$$

$\bar{Q}_c$ = Caudal promedio en $m^3 / \text{seg.}$

ΣQ_c = Suma aritmética de caudales ($m^3 / \text{seg.}$)

N = Número total de datos

c. Se obtiene el coeficiente modular (K)

$$K = \bar{Q} / \bar{Q}_c ; \text{ en donde:}$$

K = Coeficiente modular

$\bar{Q}$ = Caudal en m^3 / seg correspondiente a un evento "m"

$\bar{Q}_c$ = Caudal promedio en $m^3 / \text{seg.}$

d. Se calculó la desviación cuadrática Standard o coeficiente de variación, mediante la fórmula:

$$Cv = \frac{(K - 1)^2}{N - 1}$$

e. El coeficiente de asimetría se lo obtiene por la fórmula:

$$Cs = \frac{4 Cv}{1 - K_{min}} ; \text{ en donde:}$$

Cs = Coeficiente de asimetría

Cv = Coeficiente de variación

Kmin = Menor valor del coeficiente modular

Dicha fórmula se ha utilizado en base al criterio de que se trata de un río cuyas crecientes se producen únicamente por aguaceros.

f. Se obtiene los valores de las ordenadas de la curva de duración teórica (T) en (tabla 4-2) en base a los datos de Cs y probabilidad, en %.

g. Se determinó el valor de la integral de la curva teórica de caudales medios usando la fórmula:

$$Q = Q_c (1 + T. C_v)$$

h. La estimación de probabilidad de caudales medios permitió determinar el caudal a utilizar en estiaje, en base a la consideración de que para riego se recomienda un caudal de seguridad a una probabilidad del 80%. (Proyecto de Riego "LA ERA" 1982).

Los resultados para el procedimiento descrito por el método de Gómez se encuentran tabulados en los cuadros N° 4.2 al 4.4

4.3.2. METODO RACIONAL

Para su determinación se siguieron los

siguientes pasos secuenciales:

1. Con los datos disponibles de precipitaciones medias mensuales del proyecto se generó los caudales medios mensuales utilizando el método Racional expresado en la fórmula siguiente:

$$Q = \frac{P \times A \times C}{86.4 \times N_2 \text{ de días}}$$

donde:

$Q =$ Caudal medio mensual (m³ /seg)

$A =$ Area de la cuenca de drenaje en Km²

$P =$ Precipitación media mensual en mm

$C = 0,50$, Coeficiente de escorrentia.

$N_2 =$ Número de días del mes considerado

A continuación se procedió de igual manera que para el método de Gómez, con la única diferencia que ahora para el método Racional se utilizarán los caudales medios mensuales generados por la fórmula Racional, descrita anteriormente.

Los resultados del procedimiento utilizado por el método Racional se encuentran descritos en los cuadros No 4.5 al 4.7.

4.4. CURVA DE DURACION GENERAL

Para los proyectos hidráulicos es necesario conocer el tiempo de duración o permanencia de cierto caudal a través del año, para esto nos valemos de la curva de duración general.

Estadísticamente hablando, 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. Por lo tanto dentro de nuestro estudio hidrológico se considera a la curva de duración general de los gastos medios, como el porcentaje de tiempo o número de días en el año que un determinado valor del caudal sea igualado o superado independientemente de la secuencia del tiempo.

4.4.1. TRAZADO DE LA CURVA DE DURACION GENERAL

Para su obtención se siguió el siguiente método:

- a. Se tomó la estadística de caudales medios generados y se determinaron los valores extremos (máximos y mínimos); luego se determinaron los intervalos de clase y marca de clase respectivos.
- b. Se realizó un conteo año por año de la ocurrencia de dicho intervalo.
- c. Se determinó el número de días de déficit, restando del valor máximo, en este caso 365 días que tiene un año, el número de ocurrencias; el número de días de superavit se obtuvo por la suma acumulada del número de días de ocurrencia.
- d. Se obtuvo el % de tiempo, haciendo una relación entre el número de días superavit (suma total) y cada una de las estaciones con su valor superavit multiplicado por 100 para expresar en porcentaje.

e. Por último, representando gráficamente en las ordenadas la marca de clase o caudal promedio en $m^3 / seg.$, y en las abscisas el % de tiempo, se obtiene la curva de duración general. (González, R. Quito, 1981).

Como en el presente caso se ha procedido a generar caudales por dos métodos, también se ha procedido a realizar dos curvas de Duración General, para luego proceder a trazar una curva media de las dos anteriores.

Los cuadros realizados para la obtención de la curva de duración general son: cuadro Nº 4.8 por el método de Gómez y el cuadro Nº 4.9 por el método Racional.

El trazado de la curva de duración general puede observarse en el gráfico Nº 4.1.

4.5. COEFICIENTE DE ESCORRENTIA

El coeficiente de escorrentía es un número adimensional, que representa la relación entre el caudal y la precipitación, en igualdad de unidades o dimensiones.

Para el diseño de drenes de tormenta y para pequeños proyectos de control de agua, comúnmente se considera que el volumen del escurrimiento es un porcentaje de la lluvia.

Este coeficiente representa el % de precipitación que realmente escurre, no es un factor constante, ya que varía durante el año y, depende de las condiciones de la cuenca y de la precipitación.

Existen diferentes métodos para determinar su valor, de entre los cuales tenemos que elegir de acuerdo a los datos y condiciones de que se dispone en cada caso.

El coeficiente de escurrimiento para la cuenca de la quebrada en estudio, no podemos calcularlo directamente, porque no se dispone de el caudal medio anual real, que fluye por la misma, por lo cual acudimos al uso de ábacos y cuadros en función del conocimiento del terreno.

En el presente estudio vamos a utilizar la tabla de SHAEFFER. Estas tablas nos dan el coeficiente de escurrimiento en función del reconocimiento del terreno, tipo de vegetación, pendiente y tipo de suelo.

Cobertura Vegetal	:	Pastos - Vegetación ligera
Tipo de suelo	:	Semipermeable
Pendiente del terreno	:	22% Alta

T A B L A N°.4-1

		COEFICIENTE DE ESCORRIMENTA C				
COBERTURA VEGETAL	TIPO DE SUELO	PENDIENTE DEL TERRENO				
		PRONUNCIAD	ALTA	MEDIA	SUAVE	DESPEDIAEL
		50 %	20 %	5 %	1 %	
SIN VEGETACION	IMPERMEABL	0.80	0.75	0.70	0.65	0.60
	SEMIERMEAB	0.70	0.65	0.50	0.55	0.50
	PERMEABLE	0.50	0.45	0.40	0.35	0.30
CULTIVOS	IMPERMEABL	0.70	0.65	0.60	0.55	0.50
	SEMIERMEAB	0.60	0.55	0.50	0.45	0.40
	PERMEABLE	0.40	0.33	0.30	0.25	0.20
PASTOS VEGETACION LIGERA.	IMPERMEABL	0.65	0.60	0.55	0.50	0.45
	SEMIERMEAB	0.35	0.50*	0.45	0.40	0.35
	PERMEABLE	0.35	0.30	0.25	0.20	0.15
HIERBA GRAMA	IMPERMEABL	0.60	0.55	0.50	0.45	0.40
	SEMIERMEAB	0.50	0.45	0.40	0.35	0.30
	PERMEABLE	0.30	0.25	0.20	0.15	0.10
BOSQUES DENSE VEGETACION.	IMPERMEABL	0.55	0.50	0.45	0.40	0.35
	SEMIERMEAB	0.45	0.40	0.35	0.30	0.25
	PERMEABLE	0.25	0.20	0.15	0.10	0.05

NOTA: Para zonas que se espera puedan ser quemadas se deben aumentar los coeficientes así:

CULTIVOS: Multiplicar por 1.10

HIERBA: Pastos y vegetación ligera, bosques y densa vegetación: multiplicar por 1.30.

Según estos parámetros y en la tabla (4.1)

Obtenemos el coeficiente de escorrentía $C = 0.50$

$$C = 0.50$$

4.6. ESTIMACION DE CRECIDAS

Se define como creciente o crecida a un caudal del río sumamente alto en comparación con los caudales observados habitualmente. En las crecidas los ríos salen de su cauce normal, invaden terrenos vecinos y causan daños a obras y propiedades.

Las crecientes son causadas principalmente por el escurrimiento de las aguas superficiales formadas como consecuencia de periodos de lluvias intensas, o de lluvias extraordinarias.

Existen muchos métodos para calcular la magnitud aproximada de una creciente, pero que naturalmente están condicionados a la cantidad y tipo de información de la que se disponga en el sitio del proyecto, así como también de acuerdo al grado de importancia de las obras que pretendamos diseñar.

En nuestro proyecto ante la limitación de la información fluviométrica, vamos a determinar las crecidas de las siguientes formas:

1. Por medio de Fórmulas Empíricas
2. Por medio del Hidrograma Unitario Sintético de

Snyder.

4.6.1. POR EL MEDIO DE FORMULAS EMPIRICAS:

El método de determinar las crecientes con fórmulas empíricas es el más antiguo y consiste en establecer una relación funcional entre la magnitud de una creciente y una o más variables de la que depende.

En vista de la cantidad de variables que intervienen en la magnitud de una creciente, es obvio que sólo se obtengan valores muy aproximados.

Tomando en cuenta la gran cantidad de quebradas, ríos, etc., para los cuales no se dispone de ningún dato, a excepción de superficies muchas veces no muy exactas de la cuenca y una ligera idea sobre la precipitación anual o mensual, se explica la difusión que tienen estos métodos. (Krochin, 1978).

a. Fórmula de Gómez:

Emplea una fórmula empírica desarrollada por los ingenieros del INERHI en base al estudio de 42 cuencas hidrográficas del Ecuador, parte del principio de que existe una correlación muy cercana entre el área de la cuenca y la máxima crecida que se produce en ella.

La fórmula que expresa dicha relación es:

$$Q = \frac{25 A K}{A + 57} ; \text{ en donde:}$$

$Q = \text{Caudal de crecida en m}^3 / \text{seg}$

$A = \text{Area de la cuenca de drenaje en Km}^2 \text{ (3,665)}$

$K = \text{Coeficiente que depende del periodo de retorno asumido y está dado por la siguiente tabla:}$

Cuadro A.

VALORES DEL COEFICIENTE DE K, PARA EL METODO DE GOMEZ

RETORNO	TR	1000	500	100	50	25	5	1
COEFIC.	K	1,00	0,856	0,646	0,574	0,507	0,361	0,139

Krochim, 1978.

Para nuestro caso y para un periodo de retorno de 50 años tenemos:

$$Q = 0,574 \times \frac{(25) (3,665)}{3,665 + 57}$$

$$Q = 6,60 \text{ m}^3 / \text{seg}$$

Si adoptamos como pérdidas por infiltración y evaporación el 25%, tendremos:

$$Q = 0,75 (6,60 \text{ m}^3 / \text{s})$$

$$Q = 4,95 \text{ m}^3 / \text{seg.}$$

b. Fórmula de Hoffman:

$$Q = \frac{3 S}{1 + S} \quad 0.29$$

donde:

S = superficie de la cuenca de drenaje en Km² (3,665)

Q = caudal de crecida en m / seg.

$$Q = \frac{3 (3,665)^{0.29}}{1 + 3,665}$$

$$Q = 4,40 \text{ m /seg}$$

Si adoptamos como pérdidas por infiltración y evaporación el 25%, tendremos:

$$Q = 0,75 (4,40 \text{ m /s })$$

$$Q = 3,30 \text{ m / seg.}$$

c. Fórmula de Dickens

$$Q = \alpha \frac{32 S}{50 + S^{\frac{1}{2}}}$$

donde:

S = superficie de la cuenca de drenaje en Km² (3,665)

Q = caudal de crecida en m /seg.

α = coeficiente de Dickens = 2,5

$$Q = \frac{2,50 \times 32 \times 3,665}{50 + 3,665^{\frac{1}{2}}}$$

$$Q = 5,60 \text{ m /seg}$$

adoptando como pérdidas por infiltración y evaporación un 25%, tendremos:

$$Q = 0,75 \left(5,60 \text{ m}^3 / \text{s} \right)$$

$$Q = 4,20 \text{ m}^3 / \text{seg}$$

d. Fórmula de Heras:

El Ing. Rafael Heras en su MANUAL DE HIDROLOGIA, ha propuesto la siguiente fórmula:

$$Q = K S$$

donde:

Q = caudal de crecida en m^3 / seg

S = superficie de la cuenca de drenaje en Km^2 (3,665)

K = coeficiente de Heras = 0,60 (ya considera evaporación e infiltración)

$$Q = 0,60 \left(3,665 \right)$$

$$Q = 2,10 \text{ m}^3 / \text{seg}$$

4.6.2. POR MEDIO DEL HIDROGRAMA UNITARIO SINTETICO DE SNYDER:

Permite obtener en ausencia de los datos de caudales medidos en limnigrafo, caudales muy aproximados. Se basa en las características físicas de la cuenca, utilizando las siguientes relaciones:

$$q_p = \frac{7,47 C_p A}{2,54 t_p} ; \text{ en donde:}$$

q_p = Caudal pico expresado en $m^3 / seg / cm$

A = Area de drenaje en Km^2

C_p = Coeficiente que según Linsley y Kohler varia de 0,56 a 0,69

t_p = tiempo de retardo de la cuenca en horas

El tiempo de retardo de la cuenca se calcula mediante la fórmula:

$$t_p = C_t (L \cdot L_c)^{0,30} ; \text{ en donde:}$$

t_p = tiempo de retardo de la cuenca en horas

C_t = Coeficiente que varia de 1,35 a 1,65, debiendo para pendientes fuertes (>20%) adoptar los valores de C_t menor, y, para pendientes suaves (<20%) adoptar el valor mayor.

El producto $L \cdot L_c$ es una medida del tamaño y forma de la cuenca, siendo:

L = Longitud del cauce principal, desde el punto de desague de la cuenca, hasta la divisoria de aguas (o hasta el sitio más lejano del cauce principal), expresado en Km.

L_c = Distancia desde el desague de la cuenca, hasta el punto sobre la corriente, que sea más próximo al centroide de la cuenca, expresado en Km.

A continuación se calcula el caudal máximo pico:

$$Q_p = \frac{P \times q}{P} ; \text{ en donde:}$$

$$Q_p = \text{Caudal máximo pico en m}^3/\text{seg.}$$

$$P = \text{Precipitación máxima en cm.}$$

$$q = \text{Caudal pico en m}^3/\text{seg.}$$

La precipitación máxima se calcula con la fórmula:

$$P = \text{Intensidad de la lluvia por Tiempo de duración de la lluvia.}$$

El tiempo de duración de la lluvia es igual:

$$t_r = t_p / 5,5 ; \text{ en donde:}$$

$$t_r = \text{tiempo de duración de la lluvia en horas}$$

$$t_p = \text{tiempo de retardo de la cuenca en horas}$$

La intensidad de la lluvia se calculará de la siguiente manera:

Debido a que en el lugar en estudio no existen datos de precipitación instantánea, utilizamos para el cálculo el "ESTUDIO DE INTENSIDADES MAXIMAS EN EL ECUADOR", para el sector Sierra, realizado por el Ing. Alfredo Zurita, que es:

$$\frac{I}{24} = 141,9 t^{-0,58} (0,75 + 0,77 \text{ Log. } t_r)$$

Para un rango de tiempo: $10 \text{ min} \leq t \leq 60 \text{ min.}$ siendo:

$$\frac{I_t}{24} = \text{Intensidad máxima de lluvia de duración } t$$
 para un periodo de retorno Tr producida en un día. (mm/día).

I_t = Tiempo de duración de lluvia (minutos) = t .

Tr = Periodo de retorno. (años).

Las fórmulas del H. U. Sintético de Snyder, han sido utilizadas en otros lugares con éxitos variables, se han encontrado que C_t y C_p varían considerablemente. Según esto se escogerán los valores de los coeficientes C_t , de acuerdo al valor adoptado de C_p .

Con estos antecedentes procedemos al cálculo:

Los datos de la cuenca en estudio son:

$$L = 3,40 \text{ Km} \quad C_t = 1,35$$

$$L_c = 1,64 \text{ Km} \quad C_p = 0,69$$

$$A = 3,665 \text{ Km}^2$$

Tiempo de retardo de la cuenca:

$$t_p = 1,35 (3,40 \times 1,64)^{0,30}$$

$$t_p = 2,26 \text{ horas.}$$

Caudal Fico:

$$q_p = \frac{7 \times 0,69 \times 3,665}{2,54 \times 2,26}$$

$$q_p = 3,08^3 \text{ m}^3/\text{seg/cm}$$

Tiempo de duración de la lluvia:

$$tr = 2,26 / 5,5$$

$$tr = 0,41 \text{ horas} = 24,6 \text{ minutos.}$$

Intensidad de la lluvia:

Para:

$$tr = t = 24,6 \text{ minutos}$$

$$Tr = 25 \text{ años}$$

tenemos:

$$\frac{It, Tr}{I_{24}} = 141,9 (24,6)^{-0,58} (0,75 + 0,77 \log 25)$$

$$\frac{It, Tr}{I_{24}} = 40,44 \text{ mm/hora}$$

Para:

$$t = tr = 24,6 \text{ minutos}$$

$$Tr = 50 \text{ años}$$

tenemos:

$$\frac{It, Tr}{I_{24}} = 141,9 (24,6)^{-0,58} (0,75 + 0,77 \log 50)$$

$$\frac{It, Tr}{I_{24}} = 45,50 \text{ mm/hora}$$

Precipitación total: F (cm)

$$F = I \times tp$$

$$P = 45,5 \times 0,41$$

$$P = 18,60 \text{ mm} = 1,86 \text{ cm.}$$

Caudal máximo pico: Q_p

$$Q_p = P \times q$$

$$Q_p = 1,86 \times 3,08$$

$$Q_p = 5,72 \text{ m}^3 / \text{seg}$$

Si adoptamos como pérdidas producidas por infiltración y evaporación el 25%, tendremos:

$$Q_p = 0,75 \times 5,72 = 4,29 \text{ m}^3 / \text{seg}$$

$$Q_p = 4,29 \text{ m}^3 / \text{seg}$$

Resumen:

Cuadro B.

CRECIENTES MAXIMAS PARA LA QUEBRADA ARRAYAN

Método	P. Retorno (años)	Crecida máxima (M ³ /seg)
Gómez	50	4,95
Hoffman	-	3,30
Dickens	-	4,20
Heras	-	2,10
H. U. Sintético		
Snyder	50	4,29

$$= 5$$

$$= 18,84 \text{ m}^3 / \text{seg}$$

Si optamos por sacar un valor de una creciente media de estos métodos, tendremos el caudal de crecida para la quebrada del proyecto EL TABLON:

$$Q_{\text{máx}} = \frac{18,84 \text{ m}^3/\text{seg}}{5} ; \text{ por lo tanto:}$$

$$Q_{\text{crecida}} \approx 3,5 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$T_r = 50 \text{ años.}$$

4.7. CAUDALES DE ESTIAJE

Los caudales de estiaje son los mínimos registrados en un periodo de tiempo y con cierta probabilidad de ocurrencia.

Debido a que no contamos con información fluviométrica, en la quebrada en estudio, me veo obligado a usar la curva de duración general, determinada anteriormente, puesto que esta curva está determinada a partir de los únicos datos pluviométricos que se posee para el sitio de la cuenca en estudio. a partir de la estación base Cariamanga, lo cual sería mucho más confiable que los aforos realizados a la quebrada (3 en total), ya que, es posible que estos hayan sido registrados en un periodo excepcionalmente seco, o se produzca sólo unos pocos días al año.

Por lo tanto desprendiéndose de la curva de duración general, (curva promedio de las curvas para el método de Gómez, y Racional), tenemos que el caudal 100%, es decir el

caudal que va a ser igualado o superado durante todo el año es igual a:

$$\text{Destiaje} = 0,003 \text{ m}^3 / \text{seg}$$

4.8. CAUDALES DE DISEÑO

El caudal de un río, quebrada, etc., es variable en el tiempo, lo que tiene gran importancia para el diseño. Si la obra se proyecta para un caudal mayor que el que se puede captar, estará sobredimensionada, lo que significa desperdicio de recursos económicos. Por esto es fundamental determinar con la mayor precisión posible el mínimo caudal utilizable y el máximo caudal de creciente que puede producirse.

Por lo general no es económico hacer el diseño para el mínimo caudal de estiaje, ya que en invierno se estaría desaprovechando grandes cantidades de agua.

Es posible disminuir la magnitud de la variación del caudal por medio de reservorios, y mientras más grande es la capacidad de éstos, mayor es la regulación de caudales que se consigue. Pero se debe tomar muy en cuenta que estos reservorios o presas de embalse, son obras bastante costosas, y que al aumentar la capacidad de éstos, aumentará considerablemente el costo de la obra y por tanto puede incluso llegar a que no se justifique económicamente, su realización.

En el presente trabajo los caudales de diseño se obtendrán en base a los caudales medios generados por los métodos de Gómez y Racional, ante la falta total de información pluviométrica en la zona de la cuenca en estudio.

Con la prueba estadística de distribución binominal de Kristsky y Menkel se estimó los caudales medios de diseño, ver cuadro C.

Cuadro C.

PROBABILIDAD DE CAUDALES PARA LA QUEBRADA DEL PROYECTO
EL TABLON

	³ 60% (m /seg)	³ 70% (m /seg)	³ 80% (m /seg)
Gómez	0,005	0,004	0,003
Racional	0,010	0,007	0,006
suma	0,015	0,011	0,009
media	0,008	0,006	0,005

Para tratar de comprobar y hacer una comparación con los datos obtenidos por medio del cuadro anterior, se utilizó la Curva de duración general, la misma que arrojó un caudal de ³0,015 m /seg. para una probabilidad del 80% y ³de 0,010 m /seg para una probabilidad del 90%.

De la comparación de los valores obtenidos mediante los métodos de Gómez y Racional, con los obtenidos con la curva de duración general, vamos a proceder a adoptar como caudal de diseño, a la media de estos valores:

$$Q_{\text{diseño}} = (0,005 + 0,015)/2$$

$$Q_{\text{diseño}} = 0,010 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Los porcentajes de probabilidad usados aquí, están en función de las recomendaciones dadas para riego, que según Krochin, debe usarse entre el 70 - 90%, de la curva de duración. En nuestro estudio hemos usado el 80%, que de acuerdo a nuestro criterio será conveniente, para realizar el embalse motivo del presente proyecto, y considerando que se trata de una quebrada vertiente.

Tabla 4-2

Valores de T según Ribbin

PROBABILIDAD EN PORCENTAJES.														
Cs	0,01	0,1	1	2	5	10	25	50	75	80	90	95	99	99,9
1,0	5,96	4,53	3,02	2,54	1,88	1,34	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	2,71	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	6,09	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	3,83	3,06	2,91	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	2,01	1,23	0,28	-0,37	-0,65	-0,68	-0,74	-0,76	-0,77	-0,78
2,7		6,86	3,91	3,12	2,01	1,21	0,26	-0,38	-0,63	-0,67	-0,72	-0,73	-0,74	-0,74

FUENTE: Krochin, 1978 (pág 362)

$$Q = \bar{Q}_c (1 + TC_v)$$

VALORES MENSUALES DE PRECIPITACION EN EL PROYECTO (mm).

ZONA DEL PROYECTO EL TABLON

Cuadro N° 4.1.

AÑOS	M E S E S												ANUAL
	E	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	
1964	101,9	183,1	60,9	352,0	28,8	23,0	0,7	35,7	6,3	72,4	96,9	38,8	1006,5
65	90,2	131,3	205,7	412,6	259,1	2,0	0,0	10,7	68,8	65,1	130,6	98,8	1474,9
66	84,9	106,0	213,6	253,4	41,1	3,8	0,0	0,0	5,4	49,5	12,9	90,7	861,3
67	222,1	462,1	341,8	206,6	80,9	25,2	8,5	12,8	0,0	76,2	2,6	31,2	1470,0
68	36,5	64,3	311,0	68,7	48,7	2,8	3,6	13,0	25,5	66,3	0,0	25,6	666,0
69	115,7	146,2	268,3	275,4	9,2	19,6	0,0	1,6	82,1	27,9	134,9	74,8	1155,7
70	121,9	356,0	186,5	110,9	57,6	17,9	8,9	0,0	0,0	50,4	38,2	58,6	1006,9
71	80,7	206,9	497,9	87,8	94,6	79,4	8,8	10,7	39,7	100,5	39,7	17,8	1264,5
72	72,1	170,7	429,1	213,8	69,4	10,2	0,0	33,0	0,0	53,1	106,1	118,2	1275,7
73	111,9	185,8	302,2	239,5	52,5	54,0	27,3	10,6	38,8	71,7	49,0	114,4	1257,7
74	52,5	372,9	163,5	127,7	11,7	38,4	12,2	10,1	34,0	87,2	130,0	76,3	1116,5
75	68,4	308,4	395,4	175,2	143,1	68,2	55,2	53,2	3,8	168,5	26,8	10,5	1476,7
76	248,6	218,1	448,2	128,1	101,3	22,0	0,0	0,4	12,0	4,4	27,3	60,9	1271,3
77	179,0	178,7	314,3	280,4	25,4	36,3	0,0	0,0	37,9	16,2	9,1	5,7	1083,0
78	48,0	66,9	124,8	156,1	81,9	0,0	1,9	0,0	21,4	0,0	11,6	49,1	571,7
79	161,1	143,1	204,2	81,1	43,5	6,5	0,9	58,7	52,1	60,2	0,9	21,3	833,6
80	77,4	128,0	131,3	213,4	71,3	0,0	0,0	1,4	7,2	66,5	56,5	73,5	836,5
81	39,7	155,3	488,9	160,3	66,9	54,4	0,2	11,0	3,4	61,6	14,6	111,9	1168,2
82	120,0	143,5	89,0	125,5	124,2	1,3	0,0	0,0	38,1	165,3	153,6	409,9	1370,4
83	427,7	128,8	394,0	406,3	166,9	45,2	8,9	0,0	32,7	122,0	2,8	205,2	1950,5
1984	100,6	501,8	319,4	265,0	101,9	16,1	41,8	8,0	26,4	85,9	62,9	22,6	1552,4
X	121,9	207,9	280,4	206,6	80,4	25,0	8,8	12,9	25,5	70,5	52,7	81,7	1179,0

Fc = 0,96

$$F_c = \frac{P_m \text{ proyecto (ISOYETAS) }}{P_m \text{ base (CARIAMANGA) }} = \frac{1147 \text{ mm}}{1223.9 \text{ mm}} = 0.96$$

CAUDALES MEDIOS GENERADOS POR LA FORMULA DE GOMEZ (m³/Seg).

Cuadrada del Proyecto " EL TABLON ".

Cuadro No 4.2.

MES	E	F	M	A	M	J	J	A	S	D	N	D	X
ANO													
1954	0,080	0,117	0,060	0,150	0,04	0,03	0,006	0,04	0,01	0,07	0,09	0,05	0,06
55	0,080	0,099	0,120	0,190	0,140	0,01	0,000	0,02	0,06	0,06	0,09	0,09	0,07
56	0,070	0,087	0,120	0,140	0,050	0,01	0,00	0,00	0,01	0,05	0,02	0,08	0,05
57	0,130	0,194	0,150	0,120	0,07	0,04	0,02	0,02	0,00	0,07	0,01	0,04	0,07
58	0,040	0,066	0,150	0,050	0,05	0,01	0,01	0,02	0,04	0,06	0,00	0,04	0,04
59	0,090	0,104	0,140	0,140	0,02	0,03	0,00	0,008	0,07	0,04	0,09	0,07	0,06
60	0,090	0,159	0,110	0,080	0,06	0,03	0,02	0,00	0,00	0,05	0,05	0,06	0,05
61	0,070	0,125	0,200	0,070	0,08	0,07	0,02	0,02	0,05	0,08	0,05	0,03	0,07
62	0,070	0,113	0,190	0,120	0,06	0,02	0,00	0,04	0,00	0,06	0,08	0,09	0,06
63	0,090	0,119	0,150	0,130	0,06	0,06	0,04	0,02	0,05	0,07	0,06	0,09	0,07
64	0,060	0,173	0,110	0,090	0,02	0,05	0,02	0,02	0,04	0,07	0,09	0,07	0,06
65	0,060	0,155	0,170	0,110	0,10	0,06	0,06	0,06	0,01	0,11	0,04	0,02	0,07
66	0,130	0,129	0,190	0,090	0,08	0,03	0,00	0,003	0,02	0,01	0,04	0,05	0,06
67	0,110	0,116	0,150	0,140	0,04	0,04	0,00	0,00	0,05	0,03	0,02	0,01	0,05
68	0,050	0,073	0,090	0,100	0,07	0,00	0,01	0,00	0,03	0,00	0,02	0,05	0,04
69	0,100	0,103	0,120	0,070	0,05	0,01	0,006	0,06	0,03	0,06	0,00	0,03	0,05
70	0,070	0,097	0,090	0,120	0,07	0,00	0,00	0,007	0,05	0,07	0,06	0,07	0,05
71	0,050	0,107	0,200	0,100	0,06	0,06	0,002	0,02	0,02	0,06	0,03	0,09	0,06
72	0,090	0,103	0,070	0,090	0,09	0,008	0,00	0,00	0,01	0,11	0,10	0,18	0,07
73	0,180	0,097	0,170	0,190	0,11	0,05	0,02	0,00	0,05	0,09	0,01	0,12	0,08
1954	0,080	0,203	0,150	0,140	0,08	0,03	0,05	0,02	0,04	0,07	0,06	0,03	0,07
X	0,08	0,11	0,13	0,11	0,06	0,03	0,01	0,01	0,03	0,06	0,04	0,06	0,06

* Datos obtenidos utilizando la fórmula de Gómez

PROBABILIDAD DE CAUDALES PARA EL METODO DE GOMEZ

Cuadro No. 4-3

n	P%	Qc (m³/s)	K=Qc/Qc	(K-1)²	P%	T	TCv
1	3,27	0,080	1,333	0,111	1,0	3,70	0,67
2	7,94	0,070	1,167	0,028	5,0	2,01	0,36
3	12,61	0,070	1,167	0,028	10,0	1,28	0,23
4	17,28	0,070	1,167	0,028	15,0	0,97	0,17
5	21,95	0,070	1,167	0,028	20,0	0,66	0,12
6	26,62	0,070	1,167	0,028	25,0	0,35	0,06
7	31,29	0,070	1,167	0,028	30,0	0,214	0,04
8	35,96	0,070	1,167	0,028	35,0	0,078	0,01
9	40,63	0,060	1,000	0,000	40,0	-0,058	-0,01
10	45,30	0,060	1,000	0,000	45,0	-0,194	-0,03
11	49,97	0,060	1,000	0,000	50,0	-0,33	-0,06
12	54,64	0,060	1,000	0,000	55,0	-0,402	-0,07
13	59,31	0,060	1,000	0,000	60,0	-0,474	-0,09
14	63,98	0,060	1,000	0,000	65,0	-0,546	-0,10
15	68,65	0,050	0,833	0,028	70,0	-0,618	-0,11
16	73,32	0,050	0,833	0,028	75,0	-0,69	-0,12
17	77,99	0,050	0,833	0,028	80,0	-0,75	-0,13
18	82,66	0,050	0,833	0,028	85,0	-0,80	-0,14
19	87,33	0,050	0,833	0,028	90,0	-0,85	-0,15
20	92,00	0,040	0,667	0,111	95,0	-0,89	-0,16
21	96,67	0,040	0,667	0,111	99,0	-0,90	-0,16

N = 21 ΣQc = 1,260 Σ = 0,669 (Interpolados)

$$Q_c = \Sigma Q_c / N = 1,260 / 21 = 0,060 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$P_n = (n-0,3)/(N+0,4) ; P_1 = (1 - 0,3)/(21 + 0,4) = 3,27\% ;$$

$$P_2 = (2 - 0,3)/(21 + 0,4) = 7,94\% ; \dots ; P_n$$

$$C_v = [\Sigma(K-1)^2/(n-1)]^{1/2} = [0,669/20]^{1/2} = 0,18$$

$$C_s = 4C_v / (1 - K_{\min}) = 4(0,18) / (1 - 0,667) = 2,16 \approx 2,2$$

(para leer en la tabla 4-2)

$$2C_v = 2(0,18) = 0,36 ; C_s > 2C_v$$

Como $C_s > 2C_v$; quiere decir que el caudal del río nunca baja de cierto valor superior a cero. (Krochin 1982).

$$Q_{p80} = 0,003 \text{ m}^3/\text{seg.} \quad (80\% \text{ Recomendado para riego. Krochin 1982})$$

**CUADRO DE VARIACION ESTACIONAL CON CAUDALES MENSUALES (Probabilidades y cuadro de
caudales or denados de mayor a menor)**

Cuadro Nº 4.4.

m	PROB.	M E S E S											
	%	E	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
1	2,44	0,180	0,200	0,200	0,180	0,14	0,07	0,06	0,06	0,07	0,11	0,10	0,18
2	7,14	0,130	0,190	0,200	0,180	0,11	0,06	0,05	0,06	0,06	0,11	0,09	0,12
3	11,84	0,130	0,170	0,190	0,160	0,10	0,06	0,04	0,04	0,05	0,09	0,09	0,09
4	16,54	0,110	0,160	0,180	0,140	0,09	0,06	0,02	0,04	0,05	0,08	0,09	0,09
5	21,24	0,100	0,150	0,170	0,140	0,08	0,05	0,02	0,02	0,05	0,07	0,08	0,09
6	25,94	0,090	0,120	0,170	0,140	0,08	0,05	0,02	0,02	0,05	0,07	0,08	0,08
7	30,64	0,090	0,120	0,160	0,140	0,08	0,04	0,02	0,02	0,05	0,07	0,06	0,08
8	35,34	0,090	0,110	0,15	0,130	0,07	0,04	0,02	0,02	0,04	0,07	0,06	0,07
9	40,04	0,090	0,110	0,15	0,120	0,07	0,03	0,01	0,02	0,04	0,07	0,06	0,07
10	44,74	0,080	0,110	0,15	0,120	0,07	0,03	0,01	0,02	0,04	0,07	0,05	0,07
11	49,44	0,080	0,110	0,15	0,120	0,06	0,03	0,006	0,02	0,03	0,06	0,05	0,06
12	54,14	0,080	0,100	0,14	0,110	0,06	0,03	0,006	0,020	0,13	0,06	0,04	0,06
13	58,84	0,070	0,100	0,12	0,100	0,06	0,03	0,002	0,008	0,02	0,06	0,04	0,05
14	63,54	0,070	0,100	0,12	0,100	0,06	0,02	0,000	0,007	0,02	0,06	0,03	0,05
15	68,24	0,070	0,100	0,12	0,09	0,05	0,01	0,00	0,003	0,01	0,06	0,02	0,04
16	72,94	0,070	0,090	0,11	0,09	0,05	0,01	0,00	0,00	0,01	0,05	0,02	0,04
17	77,64	0,060	0,090	0,11	0,09	0,05	0,01	0,00	0,00	0,01	0,05	0,02	0,03
18	82,34	0,060	0,090	0,09	0,08	0,04	0,01	0,00	0,00	0,01	0,04	0,01	0,03
19	87,04	0,050	0,080	0,09	0,07	0,04	0,008	0,00	0,00	0,00	0,03	0,01	0,03
20	91,74	0,050	0,070	0,07	0,07	0,02	0,000	0,00	0,00	0,00	0,01	0,00	0,02
21	96,44	0,040	0,060	0,06	0,06	0,02	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,01

(Caudales generados por la fórmula de Gómez)

$$P = \frac{2m - 1}{2n}$$

m = 1,2,3,....21
n = 21 años



CAUDALES MEDIOS GENERADOS POR LA FORMULA RACIONAL (m³/seg)

Quebrada del Proyecto " EL TABLON "

Cuadro N° 4.5.

Año\Mes	E	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	X
1964	0,070	0,12	0,04	0,24	0,02	0,01	0,00	0,02	0,004	0,05	0,06	0,02	0,05
65	0,060	0,09	0,14	0,29	0,18	0,001	0,00	0,007	0,04	0,04	0,09	0,06	0,08
66	0,060	0,07	0,15	0,17	0,02	0,002	0,00	0,00	0,003	0,03	0,009	0,06	0,00
67	0,15	0,32	0,24	0,14	0,05	0,01	0,006	0,009	0,00	0,05	0,001	0,02	0,08
68	0,02	0,04	0,21	0,04	0,03	0,002	0,002	0,009	0,01	0,04	0,00	0,01	0,03
69	0,08	0,10	0,18	0,19	0,006	0,01	0,00	0,001	0,05	0,01	0,09	0,05	0,06
70	0,08	0,25	0,13	0,07	0,04	0,01	0,006	0,00	0,00	0,03	0,02	0,04	0,05
71	0,05	0,14	0,35	0,06	0,06	0,05	0,006	0,007	0,02	0,07	0,02	0,01	0,07
72	0,05	0,12	0,30	0,15	0,04	0,007	0,00	0,02	0,00	0,03	0,07	0,08	0,07
73	0,07	0,13	0,21	0,16	0,03	0,03	0,01	0,007	0,02	0,05	0,03	0,08	0,06
74	0,03	0,26	0,11	0,09	0,008	0,02	0,008	0,007	0,02	0,06	0,09	0,05	0,06
75	0,04	0,21	0,27	0,12	0,10	0,04	0,03	0,03	0,002	0,11	0,01	0,007	0,08
76	0,17	0,15	0,31	0,09	0,07	0,01	0,00	0,00	0,008	0,003	0,01	0,04	0,07
77	0,12	0,12	0,22	0,19	0,01	0,02	0,00	0,00	0,02	0,01	0,006	0,004	0,06
78	0,03	0,05	0,08	0,11	0,05	0,00	0,001	0,00	0,01	0,00	0,008	0,03	0,03
79	0,11	0,10	0,14	0,05	0,03	0,004	0,00	0,04	0,03	0,04	0,000	0,01	0,04
80	0,05	0,09	0,09	0,15	0,05	0,00	0,00	0,001	0,005	0,05	0,03	0,05	0,04
81	0,02	0,10	0,34	0,11	0,04	0,03	0,00	0,007	0,002	0,04	0,01	0,07	0,06
82	0,08	0,10	0,06	0,08	0,08	0,00	0,00	0,00	0,02	0,11	0,10	0,020	0,05
83	0,30	0,09	0,27	0,28	0,12	0,03	0,006	0,00	0,02	0,08	0,002	0,14	0,11
1984	0,07	0,35	0,22	0,18	0,07	0,01	0,02	0,005	0,01	0,06	0,04	0,01	0,08
X	0,08	0,14	0,19	0,14	0,05	0,01	0,004	0,008	0,01	0,04	0,03	0,04	0,06

PROBABILIDAD DE CAUDALES PARA EL METODO RACIONAL

Cuadro No. 4-6

n	P%	Qc (m³/s)	K=Qc/Qc	(K-1)²	P%	T	TCv
1	3,27	0,110	1,883	0,694	1,0	3,87	1,27
2	7,94	0,080	1,333	0,111	5,0	2,01	0,66
3	12,61	0,080	1,333	0,111	10,0	1,23	0,40
4	17,28	0,080	1,333	0,111	15,0	0,91	0,30
5	21,95	0,080	1,333	0,111	20,0	0,60	0,20
6	26,62	0,070	1,167	0,028	25,0	0,28	0,09
7	31,29	0,070	1,167	0,028	30,0	0,15	0,05
8	35,96	0,070	1,167	0,028	35,0	0,02	0,006
9	40,63	0,060	1,000	0,000	40,0	-0,11	-0,04
10	45,30	0,060	1,000	0,000	45,0	-0,24	-0,08
11	49,97	0,060	1,000	0,000	50,0	-0,37	-0,12
12	54,64	0,060	1,000	0,000	55,0	-0,43	-0,14
13	59,31	0,060	1,000	0,000	60,0	-0,48	-0,16
14	63,98	0,050	0,833	0,028	65,0	-0,54	-0,18
15	68,65	0,050	0,833	0,028	70,0	-0,59	-0,19
16	73,32	0,050	0,833	0,028	75,0	-0,65	-0,21
17	77,99	0,040	0,667	0,111	80,0	-0,68	-0,22
18	82,66	0,040	0,667	0,111	85,0	-0,71	-0,23
19	87,33	0,040	0,667	0,111	90,0	-0,74	-0,24
20	92,00	0,030	0,500	0,250	95,0	-0,76	-0,25
21	96,67	0,030	0,500	0,250	99,0	-0,77	-0,25

N = 21 ΣQc = 1,270 Σ=2,139 (Interpolados)

$$Qc = \Sigma Qc / N = 1,270 / 21 = 0,060 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$P_n = (n-0,3)/(N+0,4) ; P_1 = (1 - 0,3)/(21 + 0,4) = 3,27\% ;$$

$$P_n = (2 - 0,3)/(21 + 0,4) = 7,94\% ; \dots ; P_n$$

$$Cv = [\Sigma(K-1)^2/(n-1)]^{1/2} = [2,139/20]^{1/2} = 0,327$$

$$Cs = 4Cv / (1 - K_{min}) = 4(0,327) / (1 - 0,50) = 2,616 \approx 2,6$$

(para leer en la tabla 4-2)

$$2Cv = 2(0,327) = 0,654 ; Cs > 2Cv$$

Como Cs > 2Cv ; quiere decir que el caudal del río nunca baja de cierto valor superior a cero. (Krochin 1982).

$$Q_{pao} = 0,006 \text{ m}^3/\text{seg.} \quad (80\% \text{ Recomendado para riego. Krochin 1982})$$

**CUADRO DE VARIACION ESTACIONAL CON CAUDALES MENSUALES (Probabilidades y cuadro de
caudales ordenados de mayor a menor)**

Cuadro Nº 4.7.

m	PROB.	M E S E S											
	%	E	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
1	2,44	0,30	0,35	0,35	0,29	0,18	0,05	0,03	0,04	0,050	0,110	0,100	0,140
2	7,14	0,17	0,32	0,34	0,28	0,12	0,04	0,02	0,03	0,040	0,110	0,090	0,080
3	11,84	0,15	0,26	0,31	0,24	0,10	0,03	0,01	0,02	0,030	0,080	0,090	0,080
4	16,54	0,12	0,25	0,30	0,19	0,08	0,03	0,008	0,02	0,020	0,070	0,090	0,070
5	21,24	0,11	0,21	0,27	0,19	0,07	0,03	0,006	0,009	0,020	0,060	0,070	0,060
6	25,94	0,08	0,15	0,27	0,18	0,07	0,02	0,006	0,009	0,020	0,060	0,060	0,060
7	30,64	0,08	0,14	0,24	0,17	0,06	0,02	0,006	0,007	0,020	0,050	0,040	0,050
8	35,34	0,08	0,13	0,22	0,16	0,05	0,01	0,006	0,007	0,020	0,050	0,030	0,050
9	40,04	0,07	0,12	0,22	0,15	0,05	0,01	0,002	0,007	0,020	0,050	0,030	0,050
10	44,74	0,07	0,12	0,21	0,15	0,05	0,01	0,001	0,007	0,010	0,050	0,020	0,040
11	49,44	0,07	0,12	0,21	0,14	0,04	0,01	0,000	0,007	0,010	0,040	0,020	0,040
12	54,14	0,06	0,10	0,18	0,12	0,04	0,01	0,00	0,005	0,010	0,040	0,010	0,030
13	58,84	0,06	0,10	0,15	0,11	0,04	0,01	0,00	0,001	0,008	0,040	0,010	0,020
14	63,54	0,05	0,10	0,14	0,11	0,03	0,007	0,00	0,001	0,005	0,040	0,010	0,020
15	68,24	0,05	0,10	0,14	0,09	0,03	0,004	0,00	0,00	0,004	0,030	0,009	0,020
16	72,94	0,05	0,09	0,13	0,09	0,03	0,002	0,00	0,00	0,003	0,030	0,008	0,010
17	77,64	0,04	0,09	0,11	0,08	0,02	0,002	0,00	0,00	0,002	0,030	0,006	0,010
18	82,34	0,03	0,09	0,09	0,07	0,02	0,001	0,00	0,00	0,002	0,010	0,002	0,010
19	87,04	0,03	0,07	0,08	0,06	0,01	0,00	0,00	0,00	0,000	0,010	0,001	0,010
20	91,74	0,02	0,05	0,06	0,05	0,008	0,00	0,00	0,00	0,000	0,003	0,000	0,007
21	96,44	0,02	0,04	0,04	0,04	0,006	0,00	0,00	0,00	0,000	0,000	0,000	0,004

(Caudales generados por la fórmula Racional)

$$P = \frac{2m - 1}{2n}$$

m = 1,2,3,....21
n = 21 años

CAUDALES Y PORCENTAJE DE DIAS DE SUPERAVIT
(Datos que se utilizan para el trazo de
la curva de duración general.)

Cuadro Nº 4.8.

Interv. de clase <Caudal (m ³ /seg)>		Marca de clase	No- de Ocu- rrencia	No- días déficit	No- días Superav	% de tiempo
DESDE	HASTA					
0,205		0	0	365	0	0,00
0,195	0,204	0,20	3	362	3	1,19
0,185	0,194	0,19	2	360	5	1,98
0,175	0,184	0,18	5	355	10	3,96
0,165	0,174	0,17	3	352	13	5,15
0,155	0,164	0,16	3	349	16	6,34
0,145	0,154	0,15	5	344	21	8,33
0,135	0,144	0,14	6	338	27	10,71
0,125	0,134	0,13	3	335	30	11,90
0,115	0,124	0,12	9	326	39	15,47
0,105	0,114	0,11	11	315	50	19,84
0,095	0,104	0,10	9	306	59	23,41
0,085	0,094	0,09	20	386	79	31,34
0,075	0,084	0,08	13	273	92	36,50
0,065	0,074	0,07	22	251	114	45,23
0,055	0,064	0,06	26	225	140	55,55
0,045	0,054	0,05	19	206	159	63,09
0,035	0,044	0,04	16	190	175	69,44
0,025	0,034	0,03	12	178	187	74,20
0,015	0,024	0,02	22	156	209	82,94
0,005	0,014	0,01	19	137	228	90,48
0,000	0,004	0,002	24	113	252	100,00

Caudales tomados del método de Gómez.



CAUDALES Y PORCENTAJE DE DIAS DE SUPERAVIT
 < Datos que se utilizan para el trazo de
 la curva de duración general. >

Cuadro N° 4.9.

Interv. de clase <Caudal (m ³ /seg)>		Marca de clase	No- de Ocu- rrencia	No- días déficit	No- días Superav	% de tiempo
DESDE	HASTA					
0						
0,400		0	0	365	0	0
0,300	0,399	0,350	7	358	7	2,78
0,200	0,299	0,250	13	345	20	7,93
0,100	0,199	0,150	38	307	58	23,02
0,090	0,099	0,095	9	298	67	26,59
0,080	0,089	0,085	9	289	76	30,16
0,070	0,079	0,075	10	279	86	34,13
0,060	0,069	0,065	10	269	96	38,10
0,050	0,059	0,055	17	252	113	44,84
0,040	0,049	0,045	17	235	130	51,59
0,030	0,039	0,035	17	218	147	58,33
0,020	0,029	0,025	20	198	167	66,27
0,010	0,019	0,015	20	178	187	74,21
0,000	0,009	0,005	65	113	252	100,00

Caudales tomados del método Racional.

CURVA DE DURACION GENERAL

FIGURA N° 4.1

① Método Racional

② Método de Gómez

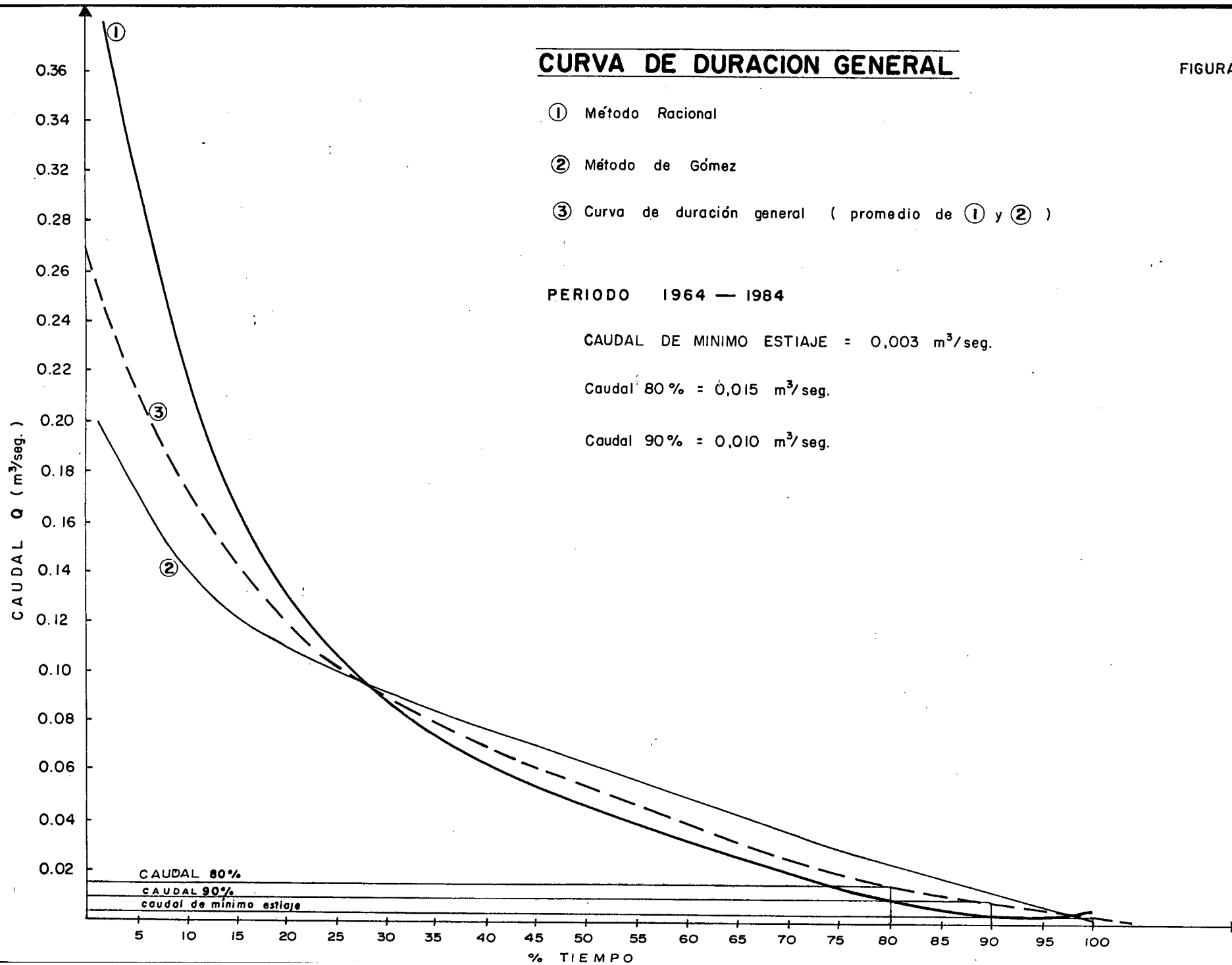
③ Curva de duración general (promedio de ① y ②)

PERIODO 1964 — 1984

CAUDAL DE MINIMO ESTIAJE = $0,003 \text{ m}^3/\text{seg.}$

Caudal 80 % = $0,015 \text{ m}^3/\text{seg.}$

Caudal 90 % = $0,010 \text{ m}^3/\text{seg.}$



CAPITULO V

ESTUDIO DE SEDIMENTOS

5.1. CONSIDERACIONES GENERALES

Para un entendimiento comprensivo del comportamiento de los ríos, el proceso de erosión debería ser analizado y estudiado en todas sus fases, sin embargo en la actualidad el problema básico de los ríos, es el transporte de sedimentos.

Este capítulo de la Hidráulica Fluvial por muchos siglos ha estado sujeto a investigaciones, pero solamente desde hace unos 50 años la Hidráulica moderna ha dado un fondo más científico a los experimentos. Fue durante el año de 1930 que comenzó a crecer el entendimiento de que la formación y deformación del lecho de los ríos no puede ser considerado sin el transporte de sedimentos. Por otro lado, cada intervención del hombre en las condiciones naturales del sistema será seguida por cambios en el transporte de sedimentos y por lo tanto aparecerán cambios en el lecho.

En general los sedimentos son transportados por un fluido, rodando sobre el fondo, saltando o en suspensión.

Las partículas gruesas generalmente ruedan o se

deslizan sobre otras cuando la velocidad del flujo es baja. Pero cuando la velocidad es alta y por ende la turbulencia del escurrimiento, pueden ser transportadas también en suspensión. Finalmente las partículas más finas son transportadas en suspensión.

El conocimiento de la cantidad de sedimentos que transporta una corriente es de utilidad en problemas como los siguientes:

- Determinar la cantidad de sedimentos que entran al vaso de una presa y determinar su capacidad muerta y de azolves.
- Estimar en cuanto tiempo se azolva un vaso, cuando éste tiene poca capacidad.
- Estimar la magnitud de tanques de sedimentación y la frecuencia de su dragado.

El transporte de sedimentos conviene ser dividido en:

5.1.1. TRANSPORTE DE LAVADO O TRANSPORTE EN SOLUCION

Corresponde a las partículas más finas como limos, arcillas que son llevadas al río y permanecen suspendidas hasta que alcanzan el mar o talvez consiguen detenerse en alguna ramificación del río que forma un lago con aguas estancadas. De esta manera el transporte de lavado tiene poca o ninguna influencia en el comportamiento del río aunque esta carga puede ser cuantitativamente la categoría más grande de sedimentos transportada por un río.

Su fuente es principalmente la capa superior del vaso de drenaje, la misma que es secada y ablandada durante la estación seca y fácilmente soplada o lavada por las corrientes en las primeras lluvias. Por esta razón, las cantidades más grandes de material en solución son concentradas en el río durante los periodos más tempranos de la estación lluviosa. Esto implica automáticamente que no hay ninguna correlación entre el transporte de lavado y el caudal líquido. La cantidad acarreada depende de los existentes en la fuente, antes que de la capacidad de transporte de flujo. Debido al bajo peso específico de estas partículas, la fuerza de gravedad es despreciable y su concentración es constante a lo largo de la vertical.

5.1.2. TRANSPORTE EN SUSPENSION

Consiste principalmente de granos de arena fina que están continuamente en el seno del agua y que no precipitan debido a que su peso es compensado por una fuerza dirigida hacia arriba, debido a la turbulencia del flujo. Considerando un tramo corto de río todas las partículas de arena fina pueden ser asumidas en suspensión, tal que este tipo de transporte no tiene ninguna influencia sobre el lecho. Considerando toda la longitud del río, sin embargo, las partículas suspendidas pueden asentarse y otras pueden levantarse del lecho, tal que aparece una relación entre la carga en suspensión y el lecho.

Las fuerzas que mantienen en suspensión a los sólidos consisten de dos componentes:

- La turbulencia del flujo que es la que lo mantiene en suspensión y,
- La velocidad del flujo que es lo que lo transporta.

Como la turbulencia del flujo es una función de la velocidad, la carga en suspensión resulta ser gobernada por la velocidad del flujo en una gran extensión.

De acuerdo a observaciones realizadas se ha determinado que el transporte en suspensión corresponde al 20% del transporte total de sedimento por el fondo.

HJUISTROM ha encontrado una cierta velocidad crítica de flujo de la cual, las partículas de arena siempre estarían en suspensión. Similarmente, con velocidades bajo la velocidad de asentamiento las partículas de arena no podrían ser arrastradas por la turbulencia y únicamente resbalan sobre el lecho. En el área entre las dos velocidades críticas la arena no es levantada, pero la turbulencia es todavía suficiente para mantenerla en suspensión.

Debido a que la velocidad de levante de la partícula, particularmente para tamaños de granos más pequeños, es mucho más alta que la velocidad de asentamiento, el espacio intermedio es bien grande; consecuentemente no existe una correlación única entre la cantidad de sedimentos suspendidas acarreadas y la velocidad del flujo o preferiblemente el Q por otro. Sin embargo, la correlación es más pronunciada que con la carga en solución.

5.1.3. TRANSPORTE DE FONDO

Se refiere a los granos más grandes de material acarreado por el río, saltando o rodando unos sobre otros, pero levantados con gran dificultad desde el fondo. Su movimiento es extendido alguna distancia en el fondo con un intercambio de granos desde diferentes estratos. Aunque el transporte de fondo concierne a las cantidades más pequeñas es para muchos, la categoría más importante. La razón para su movimiento es la fuerza de arrastre del flujo sobre las partículas. Esto origina una determinada correlación entre el caudal líquido y el sólido de fondo, de allí, que tan pronto la fuerza de dragado decrece por alguna razón u otra, también el transporte sólido de fondo decrece, lo que inmediatamente afecta al lecho. De observaciones efectuadas en el sitio, se ha concluido que este tipo de transporte de sedimentos es el más representativo del proyecto, debido a los daños que podría causar sobre la captación.

Algunas veces es distinguido un cuarto tipo de transporte llamado:

5.1.4. TRANSPORTE EN SALTACION

Es un movimiento de sedimentos entre la carga del lecho y la carga en suspensión. Granos de tamaño intermedio son suficientemente pequeños para conseguir estar en fondo ante la presencia de una macroturbulencia y son puestas en suspensión, dan grandes saltos antes que



ellos toquen el fondo nuevamente. A menudo la carga en saltación y la fondo son tomadas como una forma de transporte.

El profesor A. Maza de la Universidad Autónoma de México, divide la forma de transporte de sedimentos, en 6 clases que a continuación se exponen y que están en relación con los grupos anotados anteriormente.

Ellos son:

1. Arrastre en la capa de fondo o arrastre de fondo

Está formado por el material que es arrastrado dentro de una capa adyacente al fondo, cuyo espesor es igual a dos veces el diámetro de la partícula. Se designa como q_B ó g_B

g_B
 B

2. Transporte del fondo en suspensión

Está formado por las partículas del fondo que son transportadas en suspensión, es decir, arriba de la capa del fondo. Se designa como q_{BS} ó g_{BS}

3. Transporte de fondo o transporte total del fondo

Corresponde a la totalidad de las partículas de fondo que son transportadas en suspensión y dentro de la capa del fondo. Se designa como $g_{BT} = g_B + g_{BS}$

4. Transporte de lavado

Está constituido por todas las partículas más finas

transportadas en suspensión, que provienen de aguas arriba y que no están representadas en el material de fondo. Se designa como q_L ó g_L

5. Transporte en suspensión

Lo forman todas las partículas que la corriente transporta en suspensión, ya sea que procedan del fondo o del lavado. Se designa como q_s ó $g_s = g_{BS} + g_L$

6. Transporte total

Está formado por la totalidad de las partículas que pasan por una sección, ya sea en suspensión o en la capa de fondo.

5.1.5. FORMA DEL LECHO

Las formas del lecho son de interés en la práctica por varias razones:

- La forma del lecho determina la rugosidad de una corriente. Un cambio en la forma del lecho produce un cambio en el factor de fricción.
- La forma del lecho y el transporte de sedimentos están íntimamente relacionadas.

La clasificación sobre las formas de lecho está determinada por el tipo de régimen del río.

Se tienen regímenes turbulentos - tranquilos; $Fr < 1$; se tienen: lechos planos sin transportes de sedimentos,

lechos con risos y lechos con dunas.

Cuando el régimen es turbulento - rápido; $Fr > 1$; se forman los lechos planos con transporte de sedimentos para máxima capacidad de transporte antidunas rápidas y pozos.

5.2. CALCULO DE SEDIMENTOS. METODOS EMPIRICOS

Existen muchos métodos para la realización de estudios sedimentológicos, pero todos dependen de la calidad y cantidad de información disponibles, para cada caso.

En el presente estudio se va a proceder de dos maneras:

a. Primeramente, y a nivel informativo solamente, ante la falta de datos disponibles de la quebrada en estudio, se citarán algunos métodos (fórmulas) desarrolladas para la determinación de la capacidad, de transporte sólido de material de fondo de un río, los mismos que suponen normalmente, que el canal o río es muy ancho y por tanto estiman el gasto sólido por unidad de anchura. Todas estas fórmulas esencialmente, parten de un análisis granulométrico realizado en el sitio de interés (ej: captación) y pertenecen a alguno de los siguientes tres tipos:

1. Ecuaciones que consideran una relación de esfuerzos, se conocen como ecuaciones del tipo de DU BOYS.
2. Ecuaciones que consideran una relación de caudales, se conocen como ecuaciones del tipo de Schoklitsch.
3. Ecuaciones del tipo de Einstein que están basados en

consideraciones estadísticas.

b. Finalmente, y tratando de acercarnos a la realidad de nuestro país, vamos a determinar el Volumen de Sedimentos para la quebrada en estudio, "Arrayán", mediante el uso de la fórmula desarrollada por el INERHI para tal efecto.

5.2.1. FORMULA DE DU BOYS

Es una de las relaciones más antiguas (1879) aún en uso; ello se basa en un modelo simple que ha influido sobre muchas de las fórmulas posteriores.

DU BOYS consideró que el fondo está formado por capas de materiales que deslizan unas sobre otras. Si cada uno de estos estratos tiene un espesor, e , y un peso específico, δ , y llamamos ϕ al coeficiente de rozamiento, la fuerza por unidad de anchura que se opone al movimiento del que ocupa el lugar "n" será:

$$\phi n e (\delta - w) \quad ; w = \text{peso específico del agua}$$

la condición para que el estrato "n" se encuentre en reposo, teniendo en cuenta la expresión de la fuerza de arrastre, $F_{arr} = w h i$, será:

$$w h i = \phi n e (\delta - w) \quad (1)$$

Entonces, todos los estratos, desde el primero hasta el (n - 1), estarán en movimiento y DU BOYS suponía que la velocidad de las capas es función lineal de su altura. Si la última capa móvil, la (n - 1), se desplaza con una veloci-

dad " v ", la siguiente se desplazará con una velocidad (n - 1) v. Con estas hipótesis el volumen de arrastre, por unidad de anchura y tiempo, será;

$$V = e [v + 2v + 3v + \dots (n - 1) v] = e \frac{n (n - 1) v}{2} \quad (2)$$

Si $S_0 = \phi e (\delta - w)$ es la fuerza de arrastre que inicia el movimiento del primer estrato, con (1) tendremos:

$$n = \frac{w h i}{\phi e (\delta - w)} = \frac{w h i}{S_0} \quad (3)$$

y sustituyendo este valor en (2), resultará:

$$V = \frac{v e w}{2 S_0} h i (w h i - S_0) \quad (4)$$

Designando por i_0 y h_0 la pendiente y la profundidad que provocan el movimiento de la primera capa, la fuerza de arrastre correspondiente, será:

$$S_0 = w h_0 i_0 \quad (5)$$

que sustituyendo en la ecuación anterior nos da:

$$V = \frac{w^2 e v}{2 S_0^2} h i (h i - h_0 i_0) \quad (6)$$

Como reserva a las hipótesis admitidas por DU BOYS cabe resaltar el haber supuesto que las distintas capas deslizan unas sobre otras lo que elimina, en particular, el fenómeno de saltación, no obstante, tiene si gran mérito ya que la teoría expuesta facilita, de una manera sencilla, la

obtención de una fórmula que ha sido utilizada, con algunas modificaciones, por diversos autores.

5.2.2. FORMULA DE SHIELDS

Shields en 1936, según refiere Brown en 1950, aplicó los modernos conceptos de la mecánica de fluidos y encontró que:

$$\frac{q \frac{s(s-w)}{q I w}}{= 10} \frac{T_o - T_c}{(s-w) D}$$

La ventaja de esta ecuación es, que es dimensionalmente homogénea y puede ser empleada en cualquier sistema de unidades.

$q =$ Caudal unitario $= \frac{m^3}{seg \times m \text{ de circulación}}$

$q_s =$ Caudal sólido arrastre $(\frac{m^3}{seg.m \text{ de anchura de río}})$

$I =$ Pendiente del cauce

$T_c =$ Presión límite de arrastre $(\frac{Kg}{m^2})$; es función del diámetro medio o granulometría media del material de la solera, así como del peso específico del agua y material; se lo puede determinar mediante ábacos. (ver Hidráulica de Schfer)

$T_o =$ Presión de arrastre $(\frac{Kg}{m^2})$; y se la puede determinar mediante la siguiente fórmula: $T_o = 1000 a I$, siendo a = profundidad del río en metros, e I = pendiente de lámina.

$s =$ Peso específico del material = $2600 - 2700 \text{ Kg/m}^3$.

$w =$ Peso específico del agua = 1000 kg/m^3 .

$D =$ Diámetro medio (m); función de la granulometría del material de la solera.

Por lo tanto despejando la incógnita de la ecuación anterior, es decir, el caudal sólido de arrastre o sedimento, q , obtendríamos la cuantía de sedimentos que deseamos determinar, por día, mes o año, según se desee, para lo cual hay que transformar los seg. a dichas unidades de tiempo, así como también multiplicar a este valor por el ancho del río (m), para obtener el Volumen de sedimentos (m^3) en la unidad de tiempo deseada.

5.2.3. FORMULA DE SCHOKLITSCH

Una relación como la ecuación de DU BOYS, en función del caudal, fue presentada por Schoklitsch de la siguiente forma:

$$G = \frac{7000}{D^{1/2}} I^{3/2} (q - q_c)$$

donde:

$G =$ Caudal específico de acarrees en Kg/seg.m de ancho de río.

$D =$ Diámetro característico de los acarrees, en metros.

$I =$ Pendiente de la línea de carga hidrostática.

$q =$ Caudal específico del río, en m^3/seg .

q_c = Caudal límite, en $m^3/seg.$ (Caudal límite = caudal mínimo capaz de poner en movimiento los acarrees); se lo determina de la siguiente manera:

$$q_c = 1,94 \times 10^{-5} \frac{D^3}{I^{4/3}} \quad (m^3/seg - m)$$

Más tarde en 1950 Schoklitsch modificó su primera fórmula y propuso la siguiente relación:

$$G = 2500 I^{3/2} (q - q_c)$$

donde:

$$q_c = 0,26 \left(\frac{s - w}{w} \right)^{5/3} \frac{D^{3/2}}{I^{7/6}}$$

siendo: s , w los pesos específicos del material y del agua respectivamente, y , G , el transporte de material (peso por unidad de ancho y tiempo).

Los demás parámetros ya están definidos anteriormente.

5.2.4. FORMULA DE MEYER - PETER Y MULLER

Meyer-Peter y Muller (1948) basados en experimentos con granos de arena de igual tamaño, tamaño mezclado, grava natural, líquido y barita, desarrollan una fórmula similar a la de Du Boys.

Asumieron que la inclinación de la línea de energía es una característica de la interacción entre el movimiento de

sólido y líquidos de un flujo cargado de sedimento. Una porción de la energía es consumida por el transporte sólido y el resto para el movimiento del líquido.

Una segunda asunción de Meyer-Peter es que parámetros similares gobiernan el transporte de sedimentos y el inicio del movimiento. La fórmula final presentada por Meyer-Peter y Muller para el transporte de sedimentos de fondo fue:

$$(K_s / K_r)^{3/2} Rh \cdot I \cdot w = 0,047 \left(s - w \right)^{2/3} D_m + 0,25 \left(\frac{w^{1/3}}{g} \right)^{2/3} q s$$

donde: K_r y K_s son coeficientes de rugosidades (strickler)

$$K_s = \frac{V}{Rh^{2/3} I^{1/2}}$$

V = Velocidad del flujo (m/seg)

Rh = Radio hidráulico = A / P (m)

I = Pendiente del cauce.

$$K_r = \frac{21}{D^{1/6}}$$

D = diámetro medio (m)

s = peso específico del material = 2600 - 2700 Kg/m³

w = peso específico del agua = 1000 Kg/m³

g = gravedad = 9,81 m/seg²

Si de esta ecuación despejamos, q , obtenemos el Volumen de arrastre, por unidad de anchura y tiempo, (m³/seg-m) que

es lo que se desea determinar. Si deseamos determinar el transporte de material expresado en peso por unidad de anchura y tiempo, basta con multiplicar: q ($m^3/seg-m$) s (Kg/m^3); es decir:

$$G = q \times s \quad (Kg/seg.-m).$$

OBSERVACION: Las fórmulas anteriormente anotadas, utilizadas para el cálculo de sedimentos acarreados por un río, nos representan la capacidad de transporte del río, pero no su transporte real, para que el transporte real coincida con la capacidad de transporte calculado, es necesario que el material suelto esté disponible en el fondo del lecho, ya que se basan en un análisis granulométrico del material disponible en el mismo.

5.2.5. FORMULA DEL INERHI PARA EL CALCULO DE AZOLVES (SEDIMENTOS)

Después de muchos análisis en las cuencas hidrográficas de los ríos de la Sierra Ecuatoriana, el INERHI, ha propuesto una ecuación para la determinación de azolves, ecuación que da resultados aceptables en los lugares donde se carece de datos sedimentológicos, como en el presente caso, y cuya fórmula es:

$$Vs = 152\,000 \left(e^{0.0252 Q} - 1 \right)$$

donde:

V_s = Volumen de sedimentos en m^3 /año.

e = Base de logaritmos neperianos = 2,71828

Q = Caudal medio anual en el sitio de captación (m^3 /seg)

El caudal medio anual lo podemos determinar de la siguiente manera:

$$Q = E \cdot P \cdot A \quad (m^3 /año)$$

siendo:

E = Coeficiente de Escorrentía = 0,50

P = Precipitación media anual = 1179 mm.

$$1 \text{ mm} = 10^{-3} \text{ m} / \text{Ha.}$$

A = Area de la cuenta = 3,665 Km^2 = 366,5 Ha.

$$Q = 0,50 (1179 \times 10^{-3} \text{ m} / \text{Ha}) (366,5 \text{ Ha})$$

$$Q = 2,160 \text{ } 517,5 \text{ } m^3 /año$$

$$Q = \frac{2,160 \text{ } 517,5 \text{ } m^3}{(12) (30) (86400)} \quad m^3 /seg$$

$$Q = 0,069461 \text{ } m^3 /seg$$

luego:

$$V_s = 152 \text{ } 000 (2,71828)^{0,0252 \times 0,069461} - 1)$$

$$V_s = 266,29654 \text{ } m^3 /año.$$

5.3. CONCLUSIONES

En vista de la falta de información sedimentológica de la quebrada "Arrayán del proyecto EL TABLON, me he encontrado completamente limitado en cuanto al análisis y

cuantificación del volumen de sedimentos (acarreos o azolves) que presenta la misma, mediante los diferentes métodos que existen para tal efecto, y que, generalmente se basan en la información recogida en el mismo sitio donde se desea realizar el estudio, mediante la determinación de la granulometría del material que se encuentra en el fondo del cauce, por falta del equipo necesario para realizarlo.

Por lo tanto me he permitido presentar dentro de este capítulo dos partes:

1. A nivel de información, se ha explicado algunos de los métodos más usuales en el cálculo de sedimentos, basados en la granulometría del material de fondo disponible en el cauce, habiéndose expuesto los métodos de: DU BOYS, SHIELDS, SCHOKLITSCH, y, MEYER-PETER Y MULLER. (5.2.1. a 5.2.4.)
2. A continuación, se ha procedido a determinar el volumen de azolves, que presenta la quebrada "Arrayán" del proyecto EL TABLON, para lo cual se ha hecho uso de la fórmula propuesta por el INERHI, la misma que ha sido determinada luego de muchos análisis en las cuencas hidrográficas de los ríos de la Sierra de nuestro país, y que da resultados aceptables en los lugares donde se carece de datos sedimentológicos, como en el presente caso, la misma que nos arroja un volumen de sedimentos de aproximadamente 300 M^3 /año.

Debo anotar que no se ha hecho uso de otro u otros métodos, que han sido deducidos en otras circunstancias,

muy diferentes a las que presentan nuestras cuencas hidrográficas, sino más bien usar la fórmula propuesta por el INERHI, que ha sido deducida, para nuestro medio, y por lo tanto nos dará valores más aproximados a la real.

CAPITULO VI
TOPOGRAFIA Y ESTUDIO DE SUELOS

6.1. TOPOGRAFIA DEL PROYECTO

La topografía de la ingeniería es base fundamental para la elaboración de un proyecto determinado, pues la elaboración de un proyecto se realiza una vez que se tenga los datos y planos topográficos que representan fielmente todos los accidentes del terreno sobre el cual se van a proyectar las obras necesarias para cumplir con el objetivo del mismo.

El procedimiento a seguir para la obtención de la topografía del proyecto de Riego El Tablón, comprende dos etapas:

- El trabajo de campo, consistió en el levantamiento topográfico del sitio de Captación, Conducción, Area de Riego, y, Area de Embalse. Las áreas de Riego y Embalse se realizó mediante la ayuda de poligonales cerradas, la línea de Conducción - Captación mediante poligonales abiertas.

Previo a la ubicación del polígono de la conducción se realizó un reconocimiento del lugar con la finalidad de salvar en lo posible los graves accidentes topográficos, y

lograr que ésta línea sea la más directa entre la captación y el sitio de llegada del embalse, así como para mantener a gravedad la conducción de líquido.

El sitio de embalse se eligió de acuerdo a que presentaba las condiciones más aptas para realizar el almacenaje del agua, así como por cuanto es el sitio que más área de riego domina.

- El trabajo de oficina, comprendió los cálculos y dibujos de los datos obtenidos en la etapa de campo.

La comprobación de las poligonales abiertas se realiza mediante observaciones solares, cada 5 Km., con lo cual se logra determinar el Rumbo verdadero con el que se está trabajando, en el presente trabajo no es necesario realizar esta comprobación por cuanto la longitud de la poligonal usada para la conducción es pequeña (>5 Km). Cuando no se ha realizado el levantamiento de la franja topográfica de la conducción, se realiza la localización directa de la conducción, en base al polígono dibujado y a las estacas de gradiente, que servirán de referencia para localizar en el terreno la alineación aconsejable del eje.

La comprobación de las poligonales cerradas se realiza mediante procedimientos, ya establecidos con ese fin, tomando en cuenta las especificaciones de precisión requeridas, de acuerdo a la clase de terreno a levantarse, y a su ubicación geográfica, en nuestro caso son zonas rurales, y los terrenos son de poco valor, en función de lo cual se indica las especificaciones para este tipo de proyectos de riego:

Cierre Especificado	Clase de levantamiento
1:1000 a 1:1500	Levantamiento de terrenos de poco valor.
1:1500 a 1:2500	Levantamiento de terrenos agrícolas de valor medio. Levantamiento con estadía.

Los cálculos de estos levantamientos constan en los cuadros NQ 6.19 a NQ 6.23.

6.2. ESTUDIO DE SUELOS

6.2.1. GENERALIDADES

La mayoría de los suelos son una acumulación heterogénea de granos minerales no cementados. Sin embargo, el término "suelo" o "tierra" tal como se emplea en ingeniería, incluye virtualmente todo tipo de material orgánico e inorgánico sin cementar o parcialmente cementado que se encuentra sobre el terreno. Solamente se excluye la roca dura que no se descompone con el tiempo. Para el ingeniero encargado del proyecto y construcción de cimentación y obras de tierra, las propiedades físicas de los suelos tales como su peso unitario, permeabilidad, resistencia al corte, compresibilidad e interacción con el agua son de una importancia fundamental.

El conocimiento de la clasificación del suelo y de las propiedades técnicas típicas de los diversos grupos, es

especialmente útil para el encargado de buscar tierras para terraplenes o estudiar las cimentaciones de estructuras, lo cual hace necesario disponer de un método normalizado de identificación y clasificación de suelos, dentro de categorías o grupos, cuyas características nos permitan diferenciarlos.

EL BUREAU OF RECLAMATION, recomienda utilizar el denominado "Sistema Unificado de Clasificación de Suelos", SUCS., especialmente para el proyecto y construcción de presas, el mismo que toma en cuenta las propiedades técnicas de los suelos, es descriptiva y fácil de asociar a los suelos actuales, teniendo además la flexibilidad necesaria para adaptarse a los trabajos de campo y de laboratorio. Razones por las cuales, será usado en el presente estudio.

6.2.2. COMPONENTES DE LOS SUELOS

a) Tamaño.- Las partículas mayores de tres pulg. se excluyen del Sistema Unificado de Suelos. Dentro de la variación de tamaños de este sistema, existen dos divisiones mayores, que son: los granos gruesos y los granos finos. Los granos gruesos son los retenidos en la malla Nº 200 y son de dos tipos: gravas (G) y arenas (S). Los granos finos, o finos simplemente, son los que pasan por la malla Nº 200 y son de dos tipos: limo (M) y arcilla (C). El material orgánico (O) es con frecuencia un componente del suelo, pero no tiene un tamaño de los granos que sea específico, se distingue por la composición de sus

partículas y no por su tamaño.

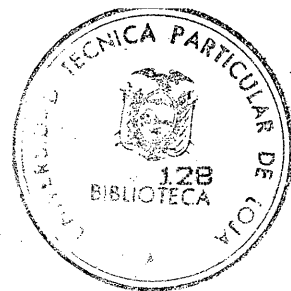
b) Granulometría.- Corresponde a las propiedades de los granos de diferentes tamaños que contiene un suelo, y se puede determinar en el laboratorio por cribado de los granos gruesos y por sedimentación de los granos finos. Las granulometrias típicas de los suelos son:

- Bien graduados (W): cantidades apreciables de partículas de todos los tamaños, de los mayores a los menores.
- Mal graduados (P): uniformes, la mayor parte de las partículas tiene el mismo tamaño; o faltan las partículas de uno o varios tamaños intermedios.

c) Aguas de los Suelos.- Una masa típica de suelos tiene tres elementos: granos, aire y agua. En los suelos que consisten principalmente en granos finos, la cantidad de agua presente en los intersticios tiene un efecto pronunciado en las propiedades de los mismos, llegándose a determinar de acuerdo a su presencia en mayor o menor grado, tres estados principales de consistencia de los suelos: estado líquido, plástico y sólido.

6.2.3. PROPIEDADES DE LOS COMPONENTES DE LOS SUELOS

a) Grava y Arena.- Estos dos componentes gruesos del suelo tiene esencialmente las mismas propiedades ingenieriles, y difieren únicamente en su cuantía. La división entre grava y arena establecida por el tamiz N° 4 es arbitraria y no corresponde a un cambio



acusado de propiedades. Las gravas y arenas compactas y bien graduadas son materiales estables. Los suelos de granos gruesos sin finos, son permeables, fáciles de compactar y poco sensibles a la humedad o a la acción de las heladas. La arena seca no tiene cohesión.

b) Limo y Arcilla.- Aún en pequeñas cantidades los finos pueden afectar de una manera importante las características ingenieriles de los suelos de que formen parte. Los suelos que contienen grandes cantidades de limo y arcilla sufren marcados cambios en sus propiedades físicas según su contenido de agua.

Aún cuando no cambie el contenido de agua, las propiedades de los suelos finos pueden variar notablemente entre su estado natural en el terreno y su estado una vez que han sido alterados. Los limos son finos ligeramente plásticos o no plásticos. Son inherentemente inestables en presencia de agua y tienen tendencia a volverse "movedizos" cuando están saturados. Los limos son relativamente impermeables, difíciles de compactar y son altamente susceptibles a la acción de las heladas. Las arcillas son los finos plásticos, oponen poca resistencia a la deformación cuando están húmedas, pero secas forman masas duras y cohesivas. Las arcillas son prácticamente impermeables, difíciles de compactar cuando están húmedas.

c) Materia Orgánica.- La materia orgánica en forma de vegetación parcialmente descompuesta es el principal componente de los suelos turbosos. La materia orgánica incluso en pequeñas cantidades en forma coloidal pueden

ocasionar un apreciable incremento en el límite líquido (y límite plástico) del material sin que varíe su índice de plasticidad. Los suelos orgánicos son de color oscuro o negro y tienen, generalmente, un olor putrefacto característico. La tendencia de los suelos con alto contenido de materia orgánica a crear oquedades por putrefacción y a cambiar sus características físicas por alteración química, hace que dichos suelos sean generalmente indeseables desde el punto de vista ingenieril.

6.2.4. SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACION DE SUELOS

Aunque algunos suelos como gravas, arenas, limos, arcillas, etc., se dan raramente en la naturaleza separadamente, en general se encuentran mezclados en proporciones variables de estos componentes. El Sistema Unificado de Clasificación de Suelos está basado en la identificación del tipo y componentes predominantes, considerando el tamaño del grano, granulometría, plasticidad y compresibilidad. Dicho sistema divide los suelos en tres divisiones fundamentales: suelos de grano grueso, de grano fino, y suelos orgánicos. Así mismo es de indicar que dicho sistema permite clasificar a los suelos tanto en el campo como en el laboratorio.

En el campo la identificación se hace por medio visual para los suelos.

a) Clasificación del Campo.- En el campo, la

identificación se hace por medio visual para los suelos de grano grueso y por ensayos manuales muy sencillos para los suelos, o fracción de los mismos, de grano fino, tal como se describe en la hoja de clasificación (Fig. Nº 6.1).

b) Clasificación de Laboratorio.- En el laboratorio, además del examen visual, establece el Sistema Unificado, la realización de ensayos de granulometría y de Límites de Atterberg para una delimitación precisa de los grupos de suelos, recomendándose que la muestra ensayada sea representativa del suelo a analizarse (Fig. Nº 6.1 - Nº 6.2).

6.2.5. ANALISIS GRANULOMETRICO

El análisis granulométrico de un suelo, consiste en la determinación de los porcentajes de piedra, grava, arena, limo y arcilla que hay en una cierta masa de suelo. Se emplea generalmente dos métodos para determinar el tamaño de los granos, por tamizado o por sedimentación. Para separar los granos más gruesos se emplea tamices calibrados cuyas aberturas varían desde 10.16 cm (4 pulg.) hasta 0.074 mm (tamiz Nº 200). Las partículas más finas 0.1 mm se pueden medir por sedimentación. Las partículas mayores que 10 cm se miden directamente con un calibrador.

A las muestras analizadas en el presente estudio, se las ha sometido al análisis granulométrico, utilizando el método del cribado o tamizado, según la Norma ASTM D-422.

Debido a la gran variedad de tamaños de los granos de

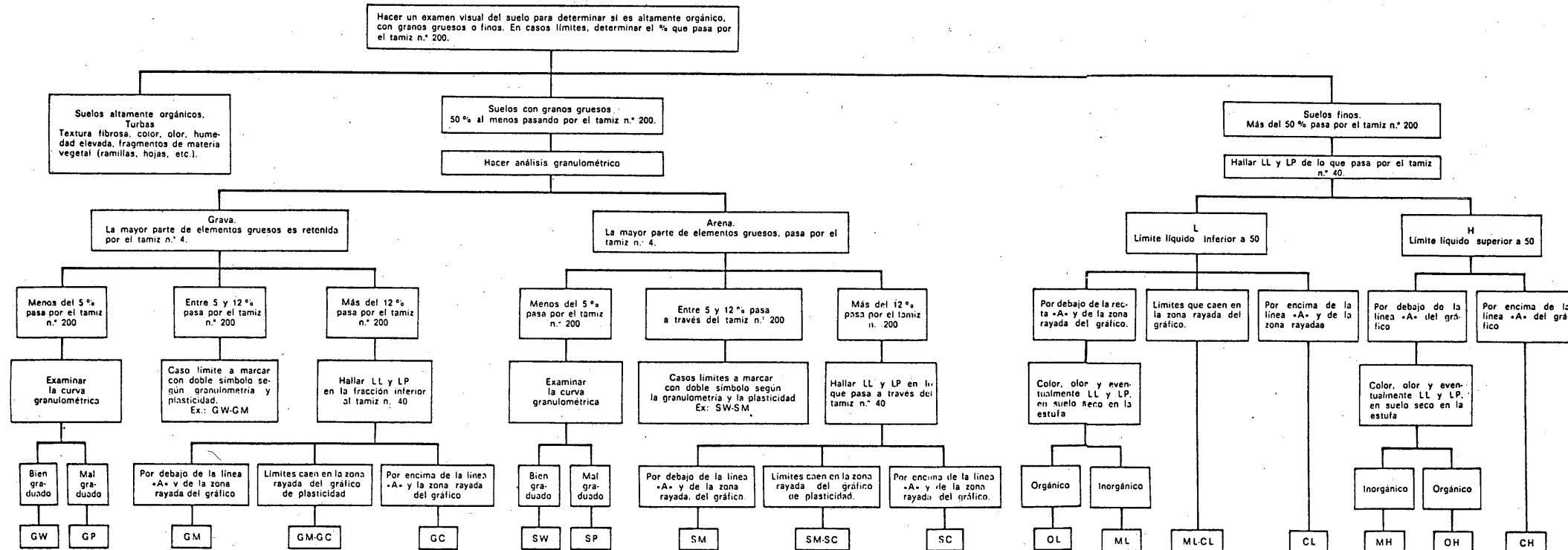
PROCEDIMIENTO DE IDENTIFICACION EN EL CAMPO (Se excluyen las partículas mayores de 7.6 cm (3 plg) y se basan las fracciones en pesos estimados)				SÍMBOLOS DEL GRUPO	NOMBRES TÍPICOS	INFORMACION NECESARIA PARA LA DESCRIPCION DE LOS SUELOS	CRITERIO DE CLASIFICACION EN EL LABORATORIO				
SUELOS DE PARTICULAS GRUESAS Más de la mitad del material es retenido por la malla Nº 200 (º) [malla Nº 200] son las más pequeñas visibles a simple vista)	ARENAS Más de la mitad de la fracción gruesa para la malla Nº 4 (Para clasificación visual puede usarse ¼ cm como equivalente a la abertura de la malla Nº 4)	ARENAS CON FINOS (Cantidad apreciable de partículas finas)	ARENAS LIMPIAS (Pocas o ninguna partículas finas)	GW	Gravas bien graduadas, mezclas de grava y arena, con pocos finos o ninguno	Dese el nombre típico, indiquense los porcentajes aproximados de grava y arena, tamaño máximo, angulosidad, características de la superficie y dureza de las partículas gruesas, nombre local y geológico, cualquier otra información descriptiva pertinente y el símbolo entre paréntesis. Para los suelos inalterados, agréguense información sobre estratificación, compactación, cementación, condiciones de humedad y características de drenaje. EJEMPLO: Arena limosa con grava, con 20 % de grava de partículas duras, angulosas y de 15 cm de tamaño máximo; arena gruesa o fina de partículas redondeadas o subangulosas; alrededor de 15 % de finos no plásticos de baja resistencia en estado seco; compacta y húmeda en el lugar, arena aluvial (SM).	Determinense los porcentajes de grava y arena de la curva granulométrica. Dependiendo del porcentaje de finos (fracción que pasa la malla Nº 200) Los suelos gruesos se clasifican como sigue: Arenas de 5 %: GW, GP, SW, SP. Más de 12 %: GM, GC, SM, SC. 5 a 12 %: Casos de frontera que requieren el uso de símbolos dobles.				
				GP	Gravas mal graduadas, mezclas de grava y arena, con pocos finos o ninguno		Coeficiente de uniformidad (C_u), Coeficiente de curvatura (C_c) $C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$, mayor de 4; $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$, entre 1 y 3				
				No satisfacen todos los requisitos de graduación para GW							
				Límites de plasticidad abajo de la línea A o I_p menor de 4	Arriba de la línea A y con I_p entre 4 y 7 son casos de frontera que requieren el uso de símbolos dobles						
	Límites de plasticidad arriba de la línea A con I_p mayor de 7										
	$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$, mayor de 6; $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$, entre 1 y 3										
	No satisfacen todos los requisitos de graduación para GW										
	Límites de plasticidad abajo de la línea A o I_p menor de 4	Arriba de la línea A y con I_p entre 4 y 7 son casos de frontera que requieren el uso de símbolos dobles									
	Límites de plasticidad abajo de la línea A o I_p mayor de 7										
	SUELOS DE PARTICULAS FINAS Más de la mitad del material pasa la malla Nº 200 (Las partículas de 0.075 mm de diámetro)	PROCEDIMIENTO DE IDENTIFICACION EN LA FRACCION QUE PASA LA MALLA Nº 40							EQUIVALENCIA DE SIMBOLOS G-Grava M-Limo O-Suelos orgánicos W-Bien graduada L-Baja compresibilidad S-Arena C-Arcilla R-Turba P-Mal graduada H-Alta compresibilidad		
LIMOS Y ARCILLAS Límite líquido menor de 50		RESISTENCIA EN ESTADO SECO (característica al rompimiento)	MOVILIDAD DEL AGUA (reacción al agitado)	TENACIDAD (consistencia cerca del límite plástico)			COMPARANDO SUELOS A IGUAL LIMITE LIQUIDO, LA TENACIDAD Y LA RESISTENCIA EN ESTADO SECO AUMENTAN CON EL INDICE PLASTICO CAR T A DE PLASTICIDAD PARA LA CLASIFICACION DE SUELOS DE PARTICULAS FINAS EN EL LABORATORIO				
		Nula o ligera	Rápida a lenta	Nula	ML	Limos inorgánicos, polvo de roca, limos arenosos o arcillosos ligeramente plásticos					
		Media o alta	Nula a muy lenta	Media	CL	Arcillas inorgánicas de baja o media plasticidad, arcillas con grava, arcillas arenosas, arcillas limosas, arcillas pobres					
LIMOS Y ARCILLAS Límite líquido mayor de 50		Ligera a media	Lenta	Ligera	OL	Limos orgánicos y arcillas limosas orgánicas de baja plasticidad					
		Ligera a media	Lenta a nula	Ligera a media	MH	Limos inorgánicos, limos micáceos o diatomáceos, limos elásticos					
		Alta a muy alta	Nula	Alta	CH	Arcillas inorgánicas de alta plasticidad, arcillas francas					
SUELOS ALTAMENTE ORGANICOS		Fácilmente identificables por su color, olor, sensación esponjosa y, frecuentemente, por su textura fibrosa		Pt	Turba y otros suelos altamente orgánicos						

(*) Clasificaciones de frontera — Los suelos que pasen las características de dos grupos se designan combinando dos símbolos. Por ejemplo, GW-GC, mezcla de grava y arena bien graduada con cementante arcilloso.

(º) Todos los tamaños de las mallas son los U.S. Standard.

Figura 6.1

METODO AUXILIAR DE IDENTIFICACION EN LABORATORIOS



NOTA: Las dimensiones de los tamices son las U.S. Standard.

Si los granos finos se oponen al secado natural del suelo, emplean un doble símbolo tal como GW, GM, etc.

R. 112852 - A

EM 1110 - 45 - 302

Figura 6.2

suelos, los científicos e ingenieros han tratado de dividir en secciones toda la escala de tamaños. La escala adoptada por la ASTM (American Society for Testing and Materials) es la siguiente: la Grava incluye todas las partículas mayores que el tamiz N° 4. Las Arenas incluyen todas las partículas menores que el tamiz N° 4 y mayores que el N° 200. Los granos menores que el tamiz N° 200 son los finos.

Los porcentajes de las partículas de suelo de diferentes diámetros, incluyendo los tamaños superiores al tamiz N° 4, deben representarse sobre papel semilogarítmico para obtener una curva granulométrica. El porcentaje que pasa (inferior) debe representarse como ordenadas en la escala aritmética y el tamaño de las partículas en abscisas sobre escala logarítmica.

Los resultados de este análisis, así como de su curva granulométrica se muestran en los cuadros N° 6.1 al N° 6.6.

6.2.6. PLASTICIDAD Y LIMITES DE ATTERBERG

Las propiedades físicas de la mayoría de los suelos finos, y particularmente de los suelos arcillosos, vienen influenciados en gran parte por el contenido de agua. Las propiedades plásticas de los suelos arcillosos o limosos pueden ser estudiados aproximadamente por medio de pruebas simples, las más usuales se denominan límites de Consistencia o de Atterberg, en honor al especialista sueco en suelos, A. Atterberg, quien desarrolló una serie de ensayos manuales para determinar la plasticidad de un suelo. Los límites se basan en el concepto de que un suelo

de grano fino solamente puede existir en cuatro estados de consistencia según su humedad: 1) estado líquido, 2) estado plástico, 3) estado semisólido, y 4) estado sólido. Aunque la transición entre cada uno de los estados es gradual, se ha establecido arbitrariamente ciertas condiciones en los ensayos para determinar el contenido de agua en los puntos precisos de transición entre los cuatro estados de consistencia. Estos contenidos de agua, los cuales se determinan por procedimientos de secado en horno, se llama límite líquido, límite plástico y límite de retracción. Este último límite es de poco interés práctico.

6.2.6.1. Límite Líquido (LL)

El límite líquido es el contenido de agua de un suelo, expresado como un porcentaje del peso seco del suelo, que posee una consistencia tal que, una muestra con una ranura, al sujetarse al impacto de varios golpes fuertes, se cierra sin que el suelo resbale sobre su apoyo. El dispositivo diseñado por A. Casagrande, ha eliminado la influencia del factor personal en dicha prueba, proporcionando un método mecánico para producir un impacto standard y una herramienta para hacer la ranura de dimensiones standard. Así, el LL podría definirse como el contenido de agua que permite cerrar la ranura con 25 golpes. Para llevar a cabo la prueba con este dispositivo, se determina el número de golpes necesarios para cerrar la ranura hecha en la muestra de suelo, con diferentes contenidos de agua. Se ha encontrado empíricamente que la

curva que se obtiene trazando una gráfica en papel semilogarítmico, con el contenido de agua en la escala aritmética y el número de golpes en la logarítmica, es una línea recta. Esta curva, se llama "Curva de Escurrimiento". El contenido de agua que corresponde en esta curva a 25 golpes es el límite líquido.

6.2.6.2. Límite plástico (LP)

Se define como el contenido de agua, expresado en porcentaje del peso seco, para el cual la masa de suelo deja de ser plástica y se vuelve quebradiza, tal como se determina por el procedimiento por moldear, con la masa de suelo sobre una superficie lisa, bastoncillos de aproximadamente un octavo de pulgada (3 mm). El límite plástico siempre se determina por reducción del contenido de agua del suelo.

6.2.6.3. Índice de Plasticidad (IP)

Se define como la diferencia entre los límites líquido y plástico, y representa el tanto por ciento de humedad dentro del cual el suelo es plástico. Los limos tienen pequeños o nulos índices de plasticidad, mientras que las arcillas tienen altos índices. El índice plástico junto con el límite líquido indican la sensibilidad de un suelo a los cambios de humedad.

A continuación se indica las normas que rigen a los ensayos citados anteriormente, y los cuales se siguió aquí:

LL — Norma INEN C009.02 - 312 ; ASTM D - 423.

LP — Norma INEN C009.02 - 312 ; ASTM D - 424.

Los resultados obtenidos de estos ensayos se presentan en los cuadros N° 6.7 al N° 6.12.

6.2.7. PERMEABILIDAD

Los huecos en la masa del suelo constituyen pasajes por los que el agua se puede mover. Estos pasajes son de tamaño variable, y las trayectorias son tortuosas e interconectadas. Si se considera un gran número de dichas trayectorias actuando en conjunto, se puede determinar el caudal medio de una masa de suelo bajo determinadas condiciones, el cual será representativo de los caudales que circulan por una masa mayor de suelo bajo condiciones similares.

El estado de movimiento del agua se llama infiltración; la medida de ésta se llama permeabilidad; y el factor que indica la permeabilidad en determinadas condiciones se denomina coeficiente de permeabilidad.

El coeficiente de permeabilidad, k , se define como:

$$k = \frac{Q L}{A h} = \frac{V}{i}$$

donde:

Q = cantidad de agua en unidad de tiempo

A = área total de la sección transversal a través de

la cual circula Q .

h = pérdida de carga

L = distancia en la que se produce la pérdida de carga.

v = velocidad del agua

i = gradiente hidráulico, esto es, la relación entre la pérdida de carga y la distancia en la que dicha pérdida se produce.

Esta ecuación es conocida normalmente como ley de Darcy. Aunque la temperatura y viscosidad del agua afectan el coeficiente de permeabilidad, estos factores se desprecian normalmente en los estudios de permeabilidad. Existen diversas unidades comúnmente empleadas para expresar el coeficiente de permeabilidad. El Bureau of Reclamation utiliza pies por año o pies cúbicos por pie cuadrado y año para gradiente unidad, y en la mayoría de la literatura técnica se emplea cm/seg. o m/seg.

La determinación del coeficiente de permeabilidad de un suelo se lo puede realizar directamente en el terreno o bien en el laboratorio utilizando muestras representativas de éste.

Para el presente estudio se determinó la permeabilidad en el laboratorio, utilizando cilindros confeccionados para la toma de muestras para la realización de ensayos de permeabilidad en el laboratorio, mediante el uso de permeámetro de cabeza constante, y cuyos resultados expongo a continuación:

Cuadro Nº

SITIO		EL TABLON (ZONA A INUNDARSE)			
POZO	Profundidad (m)	Tipo de suelo	k		
			m/día	m/seg	
Nº 1	0.30	capa vegetal	0.670	7.75×10^{-6}	-6
	0.50	roca meteorizada	3.290	3.80×10^{-5}	-5
		con mat. vegetal			
	1.00 - 1.50	roca meteorizada	1.800	2.08×10^{-5}	-5
Nº 2	0.30	capa vegetal	0.350	4.05×10^{-6}	-6
	0.50	roca meteorizada	1.490	1.72×10^{-5}	-5
		con mat. vegetal			
	1.00 - 2.00	roca meteorizada	5.150	5.96×10^{-5}	-5
Nº 3	0.30	capa vegetal	1.100	1.27×10^{-5}	-5
	0.50	roca meteorizada	1.720	1.99×10^{-5}	-5
		con mat. vegetal			
	1.00 - 1.50	roca meteorizada	14.400	1.67×10^{-4}	-4
Nº 4	0.30	capa vegetal	1.530	1.77×10^{-5}	-5
	0.50 - 0.90	roca meteorizada	0.028	3.24×10^{-7}	-7
		con finos			
Nº 5	1.00 - 1.80	arcillosa	0.00024	2.77×10^{-9}	-9
Nº 6	1.00 - 1.50	limo - arcilla	0.960	1.11×10^{-5}	-5
Nº 7	1.00 - 1.10	arcilla - arenosa	0.004	4.62×10^{-8}	-8
SITIO		TIERRAS COLORADAS (BANCO DE PRESTAMO)			
Nº 1	1.50	arcilla con de limos.	0.032	3.70×10^{-7}	-7

OBSERVACION. La determinación de la permeabilidad en las muestras tomadas para los pozos Nº 1 al Nº 7, se las ha realizado hasta que aflora la roca, se ha puesto mayor énfasis en la zona donde se determinó con las calicatas realizadas anteriormente al ensayo de permeabilidad la presencia de roca en proceso de descomposición o meteorización en una zona del vaso, (apariciencia de cascajo), lo cual es muy perjudicial por las posibles fugas del agua que se producirían por esta zona al realizarse la inundación, luego de determinada la permeabilidad de estos suelos, se procederá a buscar la solución para este tipo de suelo, aconsejándose se proceda en el período de construcción al mejoramiento de este material o a su desalojo. Su ubicación consta en el plano del embalse.

6.2.8. COMPACTACION

Se llama compactación al proceso de aplicación de cargas transitorias de corta duración sobre una masa de suelo y consecuentemente disminución de volumen y aumento de densidad. La compactación permite aumentar la resistencia y reducir la deformabilidad, la permeabilidad y la suceptibilidad a la erosión de los suelos. Un suelo se puede compactar a distintos pesos volumétricos, variando su contenido de agua. Para un método de compactación dado, el contenido de agua para el cual se obtiene el peso volumétrico máximo o el máximo peso unitario seco, se llama "Humedad óptima".

El ensayo de compactación que aquí se describe y se ha



usado, ha sido adoptado por el cuerpo de Ingenieros de Estados Unidos y basado en el método de The American Association of Highway Officials, con el cual se obtiene un máximo peso unitario seco y una humedad óptima muy similar a los que obtienen en terrenos con el equipo de construcción pesado que hoy se usa.

Este método es conocido con el nombre de AASHO Modificado, y cuyo procedimiento está descrito por la Norma AASHO: T - 180; ASTM: D - 1557.

Los resultados de los ensayos de compactación realizados en el presente estudio se los presenta en el cuadro Nº 6.13.

6.2.9. CORTE DIRECTO

Los resultados ingenieriles en relación con la resistencia de un suelo se refiere fundamentalmente a su resistencia al esfuerzo cortante, esto es al deslizamiento de una masa de suelo sobre otra. En 1776 el científico Francés Coulomb observó que la resistencia a un esfuerzo cortante del suelo se compone de dos partes, la primera de ellas dependiendo de la tensión normal que actúa sobre el plano de corte y la segunda que no depende de dicha tensión. Estas dos partes son designadas respectivamente, como rozamiento interno y cohesión. La resistencia al esfuerzo cortante S , se expresa mediante la fórmula: $S = C + \sigma \tan \phi$; en donde C es la cohesión unitaria; $\tan \phi$ es el coeficiente aparente de rozamiento interno; y σ es la tensión normal sobre la superficie de deslizamiento.

Se comprobó muy pronto que muchos suelos eran o muy cohesivos o nada cohesivos. Para cada tipo de suelo, se puede simplificar los cálculos despreciando el término más pequeño con lo que en todo caso la solución está del lado de la seguridad. Una parte de la mecánica práctica de suelos está basada en esta hipótesis y los términos cohesivos y no cohesivos son de uso común al referirse a dichos suelos.

A veces la estructura es tan pesada o el suelo de cimentación es tan débil que no puede usarse esta hipótesis simplificativa, siendo este el caso de las grandes presas de tierras. En estos casos es importante determinar los valores de C y $\tan \phi$ con precisión, en las condiciones más desfavorables tanto para la cimentación como para la estructura, (saturada). Debiendo aclararse que las muestras para la cimentación deben ser inalteradas, y para la estructura compactada a la densidad máxima proctor y a la humedad óptima.

Los ensayos ideales para obtener los parámetros de fricción interna y la cohesión son los denominados triaxiales, pero cuando no es posible realizarlos a éstos, se puede recurrir a los ensayos de corte directo. En el presente estudio utilizaremos el ensayo de corte directo. Para el corte directo se induce la ocurrencia de una falla a través de un corte predeterminado, sobre este plano actúan dos fuerzas, o esfuerzos, uno normal debido a la carga vertical P_v y uno cortante debido a la aplicación de una carga horizontal P_h .

$\sigma = P_v/A$; $S = P_h/A$; siendo A = área de la muestra,

debiendo estos esfuerzos satisfacer la ecuación de Coulomb, anotada anteriormente, para conocer la cohesión y el ángulo de fricción interna. Como el esfuerzo Normal σ y el esfuerzo cortante S tiene el mismo significado dado en la construcción del círculo de Mohr, en lugar de resolver una serie de ecuaciones simultáneas para C y $\tan \phi$, es posible graficar en un plano de ejes coordenados los valores de S y σ , para los diferentes ensayos, dibujar una línea recta a través del lugar geométrico de los puntos, o del promedio, y establecer la pendiente de la línea como el ángulo de fricción interna y a la intercepción con el eje de los esfuerzos cortante S , como la Cohesión C .

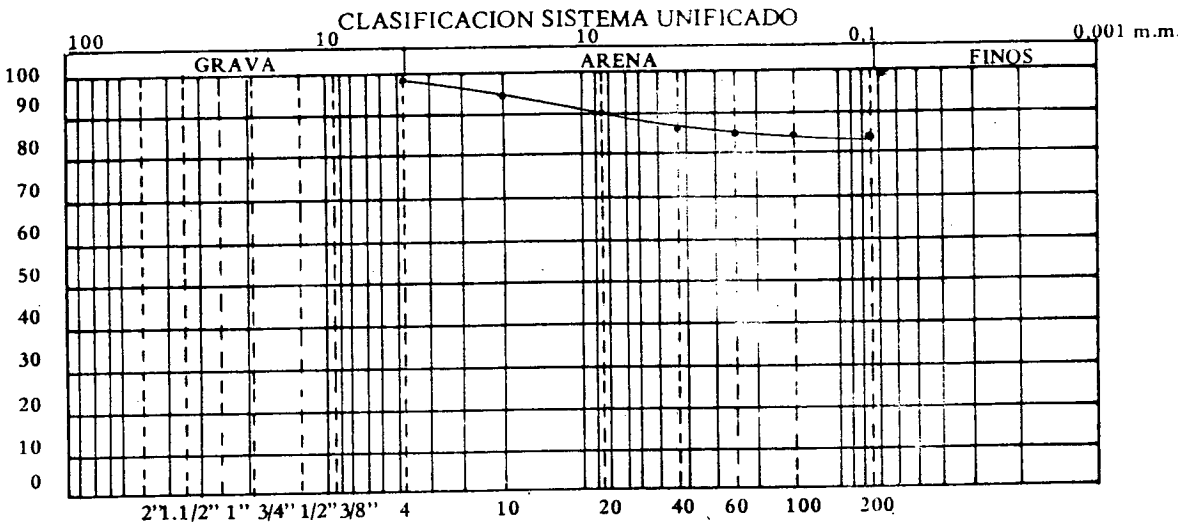
Los resultados de estos ensayos podrán observarse en los cuadros Nº 6.14 al 6.18, y en el gráfico Nº 6.1.

PROYECTO: EL TABLON YACIMIENTO:
SECTOR: EJE CORTINA - EMBALSE FECHA DE RECEPCION:
KILOMETRO: ENSAYADO POR: CARLOS CHUQUIHUANCA REY
MUESTRA No. 1 FECHA: 26-1-87
PROFUNDIDAD: 1.00 m CALCULADO: CARLOS CHUQUIHUANCA REY
USO: CLASIFICACION DEL SUELO DE CIMENTACION

ANALISIS GRANULOMETRICO

Malla No.	Abertura	Peso Suelo Retenido	Porcentaje Retenido	Porcentaje que pasa	Malla No.	Abertura	Peso Suelo Retenido	Porcentaje Retenido	Porcentaje que pasa
	m.m	acumulado gr.	%	%		m.m	acumulado gr.	%	%
3"	76.2				8	2.38			
2 1/2"	73.5				10	2.00	35.87	3.587	95.03
2"	50.8				16	1.19			
1 1/2"	38.1				20	0.84	41.65	4.165	90.928
1"	25.4				30	0.59			
3/4"	19.1				40	0.42	45.43	4.543	86.385
1/2"	12.7				50	0.297			
3/8"	9.52				60	0.246	12.69	1.269	85.116
No. 4	4.76	13.20	1.320	98.68	80	0.177			
Pasa No. 4					100	0.149	10.00	1.000	84.116
SUMA		13.20	1.320		200	0.074	3.32	0.332	83.784
					Pasa 200		2.99		
					SUMA		151.95		
					TOTAL		165.15		

Peso antes del lavado: 1000 gr
Peso después del lavado: 165.15 gr
Módulo de finura:



D10=
D30=
D60=
Cu= $\frac{D60}{D10}$ =
Cc= $\frac{(D30)^2}{D10 \times D60}$ =
G_r= $\frac{1.320 \pm 1}{100}$ %
U_s= $\frac{14.806 \pm 15}{100}$ %
F= $\frac{83.784 \pm 84}{100}$ %

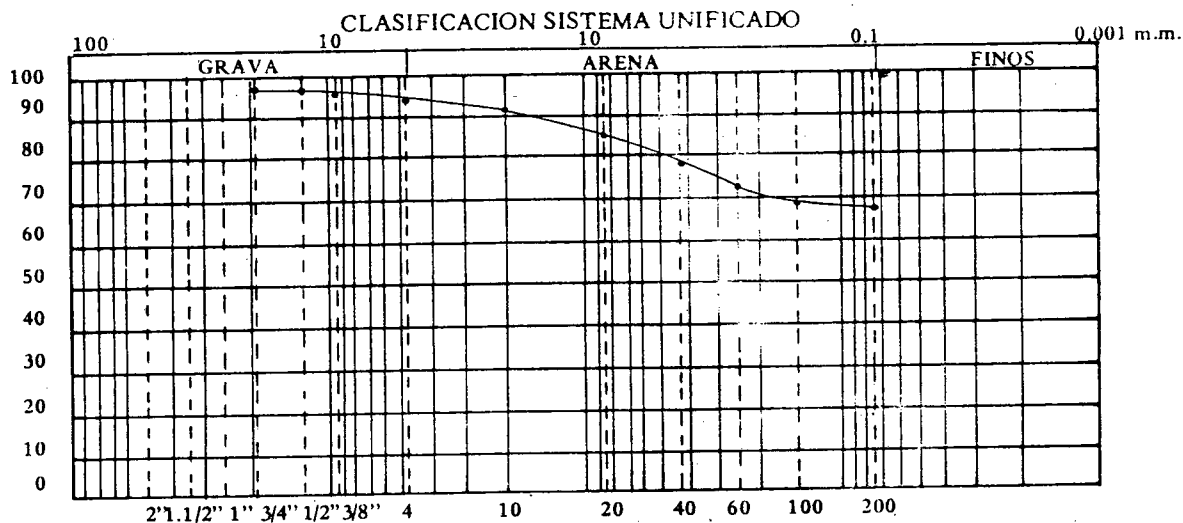
ENSAYO DE ABRASION	CLASIFICACION
Peso original: _____	Límite líquido: 72% (WL)
Peso retenido tamiz No. 12 _____	Índice plástico: 47.60% (Ip)
Peso que pasa tamiz No. 12 _____	Índice de grupo: ≈ 20 Ig máx
Porcentaje de desgaste: _____	Clasificación AASHO (P.R.A.) A-7-6
No. de bolos: _____ Graduación: _____	Clasificación SUCS CH

PROYECTO: EL TABLON YACIMIENTO: _____
SECTOR: EJE CORTINA - EMBALSE FECHA DE RECEPCION: _____
KILOMETRO: _____ ENSAYADO POR: CARLOS CHUQUIHUANCA REY
MUESTRA No. 1 FECHA: 1-1987
PROFUNDIDAD: 1.50 m CALCULADO: CARLOS CHUQUIHUANCA REY
USO: CLASIFICACION DEL SUELO DE CIMENTACION

ANALISIS GRANULOMETRICO

Malla No.	Abertura m.m	Peso Suelo Retenido acumulado gr.	Porcentaje Retenido %	Porcentaje que pasa %	Malla No.	Abertura m.m	Peso Suelo Retenido acumulado gr.	Porcentaje Retenido %	Porcentaje que pasa %
3"	762				8	2.38			
2 1/2"	73.5				10	2.00	63.05	3.153	91.798
2"	50.8				16	1.19			
1 1/2"	38.1				20	0.84	127.61	6.381	85.417
1"	25.4				30	0.59			
3/4"	19.1	59.02	2.951		40	0.42	162.81	8.141	77.276
1/2"	12.7	2.37	0.119		50	0.297			
3/8"	9.52	8.54	0.427		60	0.246	97.54	4.877	72.399
No. 4	4.76	31.04	1.552		80	0.177			
Pasa No. 4					100	0.149	76.39	3.820	68.579
SUMA		100.97	5.049		200	0.074	28.27	1.414	67.165
					Pasa 200		12.50		
					SUMA		568.17		
					TOTAL		669.14		

Peso antes del lavado: 2000 gr
Peso después del lavado: 669.14 gr
Módulo de finura: _____



D10= _____
D30= _____
D60= _____
Cu = $\frac{D60}{D10}$ = _____
Cc = $\frac{(D30)^2}{D10 \times D60}$ = _____
G = 5.049 $\approx$ 5%
S = 27.786 $\approx$ 28%
F = 67.165 $\approx$ 67%

ENSAYO DE ABRASION	CLASIFICACION
Peso original: _____	Límite líquido: 36.80 % (WL)
Peso retenido tamiz No. 12 _____	Índice plástico: 17.26 % (IP)
Peso que pasa tamiz No. 12 _____	Índice de grupo: $\approx$ 10
Porcentaje de desgaste: _____	Clasificación AASHO (P.R.A.) A-6
No. de bolos: _____ Graduación: _____	Clasificación SUCS CL

LAB. DE MECANICA DE SUELOS

LAB. No. 6-3

PROYECTO: EL TABLON

YACIMIENTO: _____

SECTOR: EJE CORTINA-EMBALSE

FECHA DE RECEPCION: _____

KILOMETRO: _____

ENSAYADO POR: CARLOS CHUQUIMUANCA REY

MUESTRA No. 1

FECHA: II-87

PROFUNDIDAD: 2.0 m

CALCULADO: CARLOS CHUQUIHUANCA REY

USO: _____

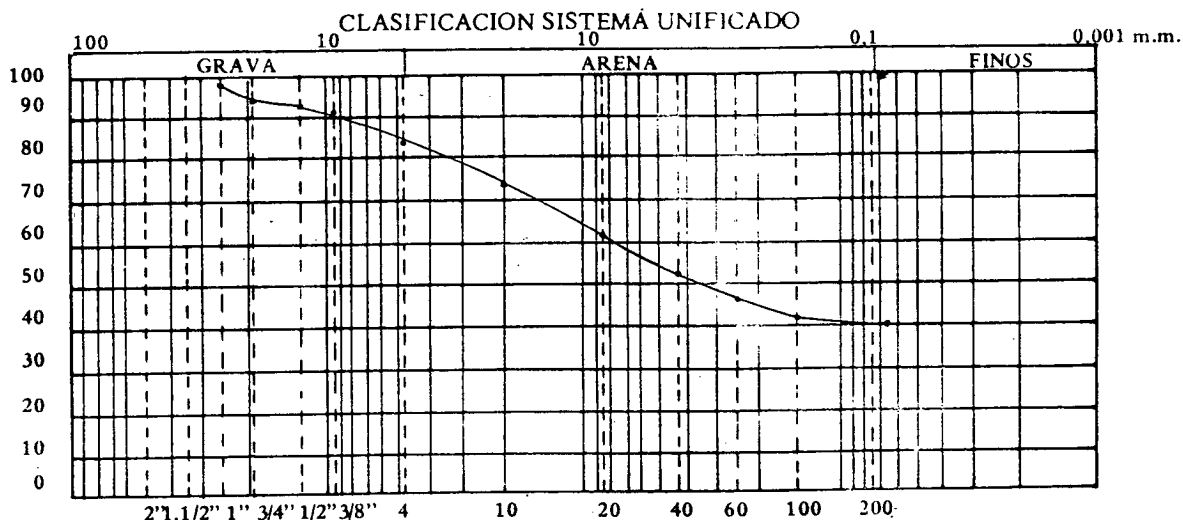
ANALISIS GRANULOMETRICO

Malla No.	Abertura	Peso Suelo Retenido	Porcentaje Retenido	Porcentaje que pasa	Malla No.	Abertura	Peso Suelo Retenido	Porcentaje Retenido	Porcentaje que pasa
	m.m	acumulado gr.	%	%		m.m	acumulado gr.	%	%
3"	76.2				8	2.38			
2 1/2"	73.5				10	2.00	193.26	9.663	73.869
2"	50.8				16	1.19			
1 1/2"	38.1				20	0.84	233.16	11.658	62.211
1"	25.4	32.50	1.625	98.375	30	0.59			
3/4"	19.1	59.24	2.962	95.413	40	0.42	188.22	9.411	52.800
1/2"	12.7	43.75	2.188	93.225	50	0.297			
3/8"	9.52	52.99	2.649	90.576	60	0.246	119.28	5.964	46.836
No. 4	4.76	140.89	7.044	83.532	80	0.177			
Pasa No. 4				83.532	100	0.149	95.08	4.754	42.082
SUMA		329.37	16.468		200	0.074	43.16	2.158	39.924
					Pasa 200		25.20		
					SUMA		897.36		
					TOTAL		1226.73		

Peso antes del lavado: 2000 gr

Peso después del lavado: 1226.73 gr

Módulo de finura: _____



D10=_____

D30~~FF~~_____

D60=_____

$$Cu = \frac{D60}{D10} = \frac{16.468}{43.608} \approx 0.3776 \quad G_x = \frac{16.468}{43.608} \approx 0.3776 \%$$

$$C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}} = \frac{(0.075)^2}{0.02 \times 0.42} = 0.6329 \quad F = 39.924 \times 40 = 1596.96\%$$

ENSAYO DE ABRASION

Peso original: _____

Peso retenido tamiz No. 12 _____

Peso que pasa tamiz No. 12 _____

Porcentaje de desgaste: _____

No. de bolos: _____ Graduac

CLASIFICACION

Límite líquido: 31 %

Índice plástico: 12.6 %

Indice de grupor: 2

Clasificación AASHO (P.R.A.) A-6 (2)

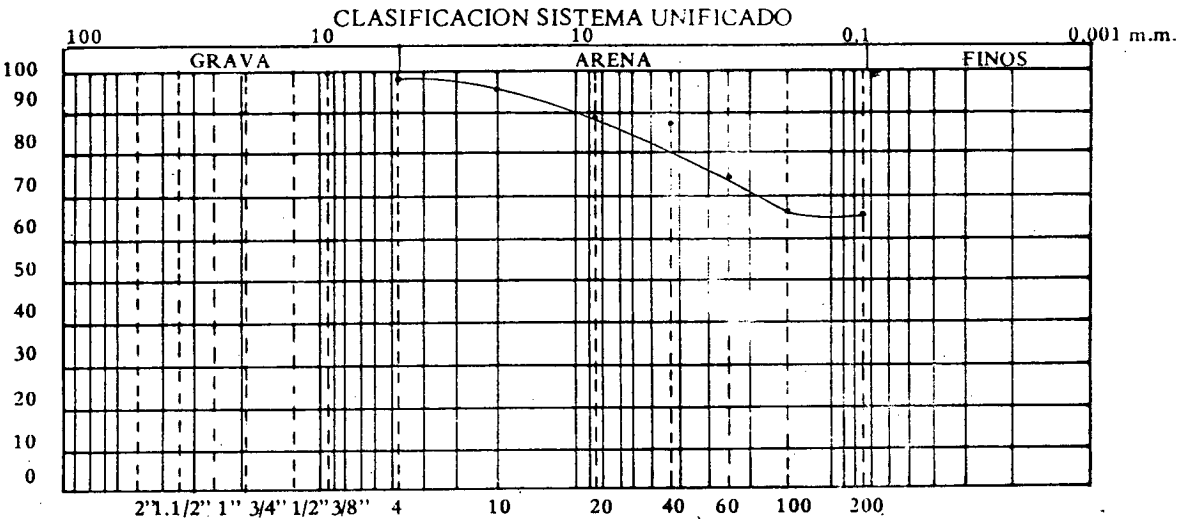
Clasificación SUCS SC

PROYECTO: EL TABLON YACIMIENTO:
SECTOR: ZONA A INUNDARSE FECHA DE RECEPCION:
KILOMETRO: ENSAYADO POR: CARLOS CHUQUIHUANCA REY
MUESTRA No. 4 FECHA: 5-11-87
PROFUNDIDAD: 1.00 m CALCULADO: CARLOS CHUQUIHUANCA REY
USO: CLASIFICACION SUELO (VASO)

ANALISIS GRANULOMETRICO

Malla No.	Abertura m.m	Peso Suelo Retenido acumulado gr.	Porcentaje Retenido %	Porcentaje que pasa %	Malla No.	Abertura m.m	Peso Suelo Retenido acumulado gr.	Porcentaje Retenido %	Porcentaje que pasa %
3"	762				8	2.38			
2 1/2"	73.5				10	2.00	25.26	2.526	96.953
2"	50.8				16	1.19			
1 1/2"	38.1				20	0.84	79.54	7.954	88.999
1"	25.4				30	0.59			
3/4"	19.1				40	0.42	14.72	1.472	87.527
1/2"	12.7				50	0.297			
3/8"	9.52	1.46	0.146	99.854	60	0.246	138.51	13.851	73.676
No. 4	4.76	3.75	0.375	99.479	80	0.177			
Pasa No. 4					100	0.149	62.45	6.245	67.431
SUMA		5.21	0.521		200	0.074	6.99	0.699	66.732
					Pasa 200		43.54		
					SUMA		371.01		
					TOTAL		376.22		

Peso antes del lavado: 1000 gr
Peso después del lavado: 376.22 gr
Módulo de finura:



D10=
D30=
D60=
Cu= $\frac{D60}{D10}$ =
Cc= $\frac{(D30)^2}{D10 \times D60}$ =
G= 0.521 %
S= 32.747 %
F= 66.732 %

ENSAYO DE ABRASION	CLASIFICACION
Peso original: _____	Límite líquido: 47.50 %
Peso retenido tamiz No. 12 _____	Índice plástico: 20.99 %
Peso que pasa tamiz No. 12 _____	Índice de grupo: 14
Porcentaje de desgaste: _____	Clasificación AASHO (P.R.A.) A-7-6
No. de bolos: _____ Graduación: _____	Clasificación SUCS CL

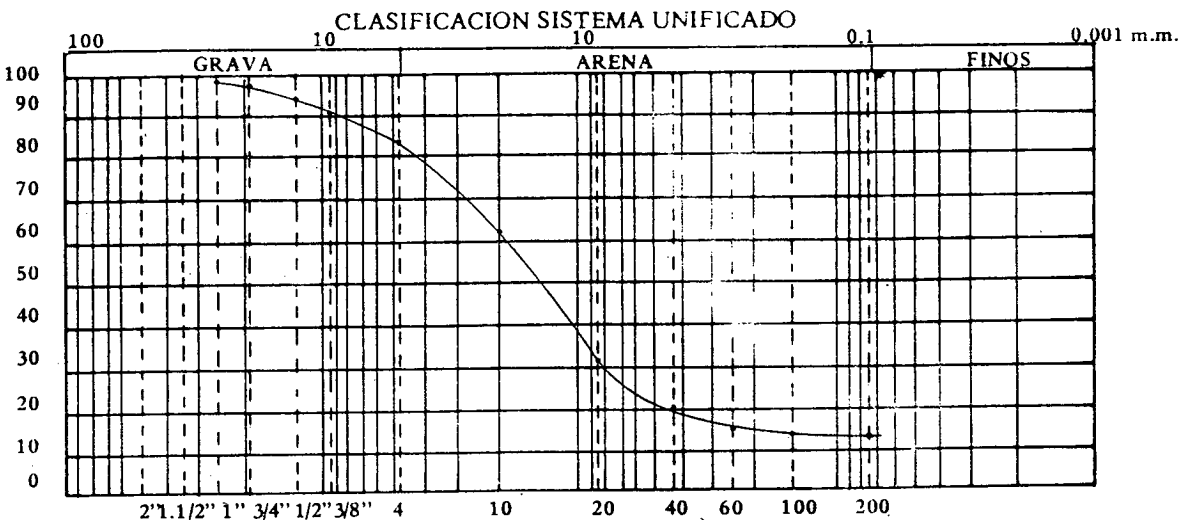
PROYECTO: EL TABLON
SECTOR: ZONA A INUNDARSE
KILOMETRO: _____
MUESTRA No. 5
PROFUNDIDAD: 1.0 m a 2.0 m (mismo material)
USO: CLASIFICACION SUELO (VASO)

YACIMIENTO: _____
FECHA DE RECEPCION: _____
ENSAYADO POR: CARLOS CHUQUÍHUANCA REY
FECHA: II-87
CALCULADO: CARLOS CHUQUÍHUANCA REY

ANALISIS GRANULOMETRICO

Malla No.	Abertura m.m.	Peso Suelo Retenido acumulado gr.	Porcentaje Retenido %	Porcentaje que pasa %	Malla No.	Abertura m.m.	Peso Suelo Retenido acumulado gr.	Porcentaje Retenido %	Porcentaje que pasa %
3"	762				8	2.38			
2 1/2"	73.5				10	2.00	421.60	21.080	62.777
2"	50.8				16	1.19			
1 1/2"	38.1				20	0.84	625.31	31.266	31.511
1"	25.4	27.11	1.356	98.644	30	0.59			
3/4"	19.1	13.17	0.659	97.985	40	0.42	232.18	11.609	19.902
1/2"	12.7	72.44	3.622	94.363	50	0.297			
3/8"	9.52	73.74	3.687	90.676	60	0.246	73.88	3.694	16.208
No. 4	4.76	136.38	6.819	83.857	80	0.177			
Pasa No. 4				83.857	100	0.149	49.03	2.452	13.756
SUMA		322.84	16.143		200	0.074	19.48	0.974	12.782
					Pasa 200		2.68		
					SUMA		1424.16		
					TOTAL		1747.00		

Peso antes del lavado: 2000 gr
Peso después del lavado: 1747.00 gr
Módulo de finura: _____



D10= _____
D30= _____
D60= _____
Cu= $\frac{D60}{D10}$ = _____
Cc= $\frac{(D30)^2}{D10 \times D60}$ = _____
G_s= $\frac{16.143}{2.68} \approx 6$ %
S_u= $\frac{71.075}{12.782} \approx 5.5$ %
F= $\frac{12.782}{100} \approx 12.78$ %

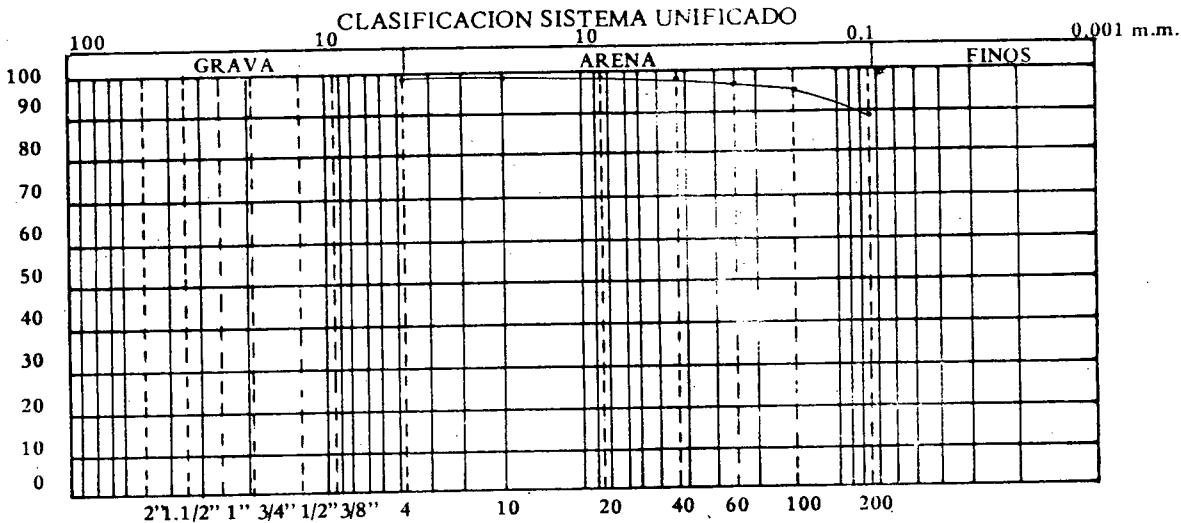
ENSAYO DE ABRASION	CLASIFICACION
Peso original: _____	Límite líquido: <u>30.6 %</u>
Peso retenido tamiz No. 12: _____	Índice plástico: <u>NP</u>
Peso que pasa tamiz No. 12: _____	Índice de grupo: <u>No tiene</u>
Porcentaje de desgaste: _____	Clasificación AASHO (P.R.A.): <u>A-1-b</u>
No. de bolos: _____ Graduación: _____	Clasificación SUCS: <u>SP</u>

PROYECTO: EL TABLON YACIMIENTO: BANCO DE PRESTAMO
SECTOR: TIERRAS COLORADAS FECHA DE RECEPCION:
KILOMETRO: 1 (VIA CARIAMANGA - GOUZANAMA) ENSAYADO POR: CARLOS CHUQUÍHUANCA R
MUESTRA No. FECHA: III- 87
PROFUNDIDAD: 1.50 m CALCULADO: CARLOS CHUQUÍHUANCA R.
USO: NÚCLEO DE LA PRESA

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO

Malla No.	Abertura m.m	Peso Suelo Retenido acumulado gr.	Porcentaje Retenido %	Porcentaje que pasa %	Malla No.	Abertura m.m	Peso Suelo Retenido acumulado gr.	Porcentaje Retenido %	Porcentaje que pasa %
3"	76.2				8	2.38			
2 1/2"	73.5				10	2.00	3.00	0.75	99.25
2"	50.8				16	1.19			
1 1/2"	38.1				20	0.84	3.49	0.87	99.13
1"	25.4				30	0.59			
3/4"	19.1				40	0.42	5.33	1.33	98.67
1/2"	12.7				50	0.297			
3/8"	9.52				60	0.246	9.66	2.42	97.59
No. 4	4.76	2.39	0.60	99.40	80	0.177			
Pasa No. 4					100	0.149	17.40	4.35	95.65
SUMA		2.39	0.60	99.40	200	0.074	46.56	11.64	88.36
					Pasa 200		400.00	100.00	—
					SUMA				
					TOTAL		400.00	100.00	

Peso antes del lavado: 400.00 gr
Peso después del lavado: 46.56 gr
Módulo de finura: _____



D10= _____
D30= _____
D60= _____

$Cu = \frac{D60}{D10} = \frac{0.60}{0.075} = 8.0$
 $Cc = \frac{(D30)^2}{D10 \times D60} = \frac{(0.25)^2}{0.075 \times 0.60} = 0.83$
 $G = 0.60$
 $S = 11.04$
 $F = 88.36$

ENSAYO DE ABRASION	CLASIFICACION
Peso original: _____	Límite líquido: 50.82
Peso retenido tamiz No. 12 _____	Índice plástico: 26.51
Peso que pasa tamiz No. 12 _____	Índice de grupo: 24.31
Porcentaje de desgaste: _____	Clasificación AASHO (P.R.A.) _____
No. de bolos: _____ Graduación: _____	Clasificación SUCS _____

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA
Lab. de Mecánica de Suelos

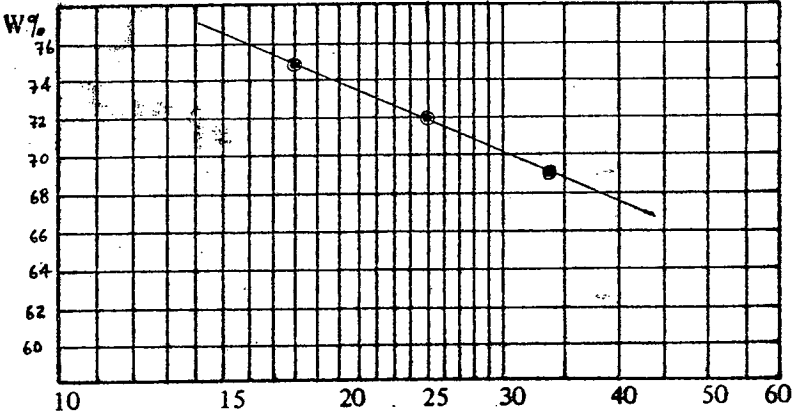
LIMITE DE CONSISTENCIA

FECHA: 9-II-87	Sector: ETE DE LA CORTINA Profundidad de la muestra: 1.00 m.	Perforación N° 1 Muestra N° 1	PROCESO No. 6.7
----------------	---	----------------------------------	-----------------

LIMITE LIQUIDO

NUMERO DE LA CAPSULA		68	22	72	5
A	Peso de la Cápsula (g)	19.62	21.04	21.03	20.47
B	Peso de la Cáps. + Suelo H. (g)	30.78	31.81	30.56	30.44
C	Peso de la Cáps. + Suelo Seco (g)	26.00	27.30	26.57	26.38
D= C-A	Peso del Suelo Seco (g)	6.38	6.26	5.54	5.91
E= B-C	Peso del Agua (g)	4.78	4.51	3.99	4.06
$W = \frac{E}{D} \times 100$	Contenido de Humedad (%)	74.92	72.04	72.02	68.70
NUMERO DE GOLPES		18	25	25	34

DIAGRAMA



LIMITE PLASTICO No. DE GOLPES

NUMERO DE LA CAPSULA		64	79	67	
A	Peso de la Cápsula (g)	20.58	20.94	21.10	
B	Peso de la Cáps. + Suelo Húm. (g)	23.14	27.10	28.84	
C	Peso de la Cáps. + Suelo Seco (g)	22.65	25.88	27.30	
D=C-A	Peso del Suelo Seco (g)	2.07	4.94	6.20	
E=B-C	Peso del Agua (g)	0.49	1.22	1.54	
$W = \frac{E}{D} \times 100$	Contenido de Humedad (%)	23.67	24.69	24.83	
$\bar{W} = \frac{\sum W_i}{n}$	Contenido Medio de Hum. (%)				

LIMITE DE CONTRACCION

L.P. 24.40 %

NUM. DE LA CAPSULA			V	Vol. de cáp. (cm³)		
A	P. de la Cáps. (g)		F	P. del mercurio (g)		
B	Cáp. + Suelo H. (g)		$V_0 = F/13.55$	Vol. del suelo S. (cm³)		
C	Cáp. + Suelo S. (g)		$U = \frac{V - V_0}{D} \times 100$			
D= C-A	P. del Suelo S. (g)		$L_c = W - U$	L. de contracción (%)		
E= B-C	Peso del agua (g)		$R_c = D/V_0$	Raz de Contrac. (%)		
$W = \frac{E}{D} \times 100$	Conten. de H. (g)					

L.R. - %

ENSAYO	CALCULO CARLOS CHUQUIHUARCA	VERIFICO
--------	--------------------------------	----------

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA

Lab. de Mecánica de Suelos

LIMITE DE CONSISTENCIA

FECHA: _____

Sector: EJE DE LA CORTINA
Profundidad de la muestra: 1.50 m.

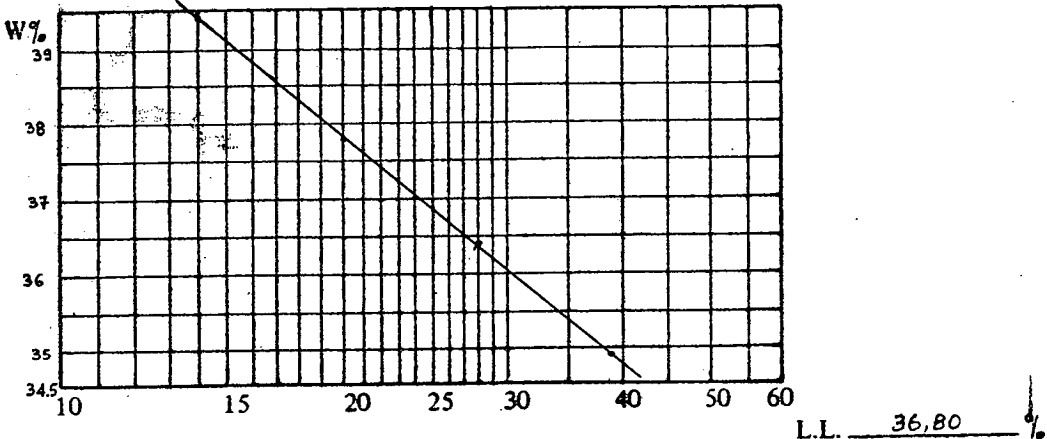
PERFORACION N° 1
MUESTRA N° 2

PROCESO No. 6.8

LIMITE LIQUIDO

NUMERO DE LA CAPSULA		1	14	30	4
A	Peso de la Cápsula (g)	20,92	19,94	20,60	20,73
B	Peso de la Cáps. + Suelo H. (g)	39,53	30,44	30,16	28,54
C	Peso de la Cáps. + Suelo Seco (g)	34,27	27,56	27,61	26,52
D= C-A	Peso del Suelo Seco (g)	13,35	7,62	7,01	5,79
E= B-C	Peso del Agua (g)	5,26	2,88	2,55	2,02
$W = \frac{E}{D} \times 100$	Contenido de Humedad (%)	39,40	37,80	36,38	34,89
NUMERO DE GOLPES		14	20	28	38

DIAGRAMA



LIMITE PLASTICO No. DE GOLPES

NUMERO DE LA CAPSULA		81	15	58	
A	Peso de la Cápsula (g)	20,74	20,30	20,33	
B	Peso de la Cáps. + Suelo Húm. (g)	27,72	29,04	26,21	
C	Peso de la Cáps. + Suelo Seco (g)	26,59	27,64	25,22	
D=C-A	Peso del Suelo Seco (g)	5,85	7,34	4,89	
E=B-C	Peso del Agua (g)	1,13	1,40	0,99	
$W = \frac{E}{D} \times 100$	Contenido de Humedad (%)	19,32	19,07	20,24	
$\bar{W} = \sum W_i / n$	Contenido Medio de Hum. (%)				

LIMITE DE CONTRACCION

L.P. 19,54 %

NUM. DE LA CAPSULA			V	Vol. de cáps. (cm³)		
A	P. de la Cáps. (g)		F	P. del mercurio (g)		
B	Cáps. + Suelo H. (g)		$V_0 = F/13,55$	Vol. del suelo S. (cm³)		
C	Cáps. + Suelo S. (g)		$U = \frac{V - V_0}{D} \times 100$			
D= C-A	P. del Suelo S. (g)					
E= B-C	Peso del agua (g)		$L_c = W - U$	L. de contracción (%)		
$W = \frac{E}{D} \times 100$	Conten. de H. (g)		$R_c = D/V_0$	Raz de Contrac. (%)		

L.R. _____ %

ENSAYO

CALCULO
CARLOS CHUQUIHUANCA REY

VERIFICO

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA
Lab. de Mecánica de Suelos

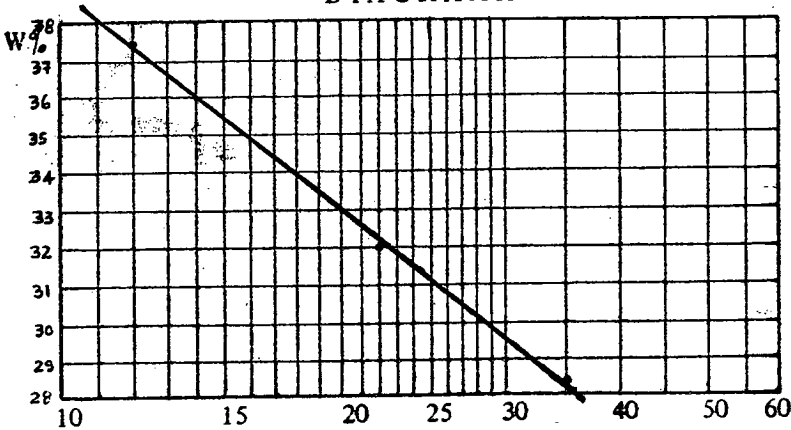
LIMITE DE CONSISTENCIA

FECHA: 10-11-87	Sector: EJE DE LA CORTINA Profundidad de la muestra: 2.00 m.	PERFORACION N° 1 MUESTRA N° 3	PROCESO No. 6.9
-----------------	---	----------------------------------	-----------------

LIMITE LIQUIDO

NUMERO DE LA CAPSULA		45	33	26	
A	Peso de la Cápsula (g)	20,74	20,53	20,43	
B	Peso de la Cáps. + Suelo H. (g)	31,35	30,63	31,16	
C	Peso de la Cáps. + Suelo Seco (g)	28,46	28,18	28,79	
D= C-A	Peso del Suelo Seco (g)	7,72	7,65	8,36	
E= B-C	Peso del Agua (g)	2,89	2,45	2,37	
$W = \frac{E}{D} \times 100$	Contenido de Humedad (%)	37,44	32,03	28,35	
NUMERO DE GOLPES		12	22	35	

DIAGRAMA



L.L. 31 %

LIMITE PLASTICO No. DE GOLPES

NUMERO DE LA CAPSULA		6	74	14	
A	Peso de la Cápsula (g)	20,82	21,23	19,94	
B	Peso de la Cáps. + Suelo Húm.(g)	26,22	24,76	26,83	
C	Peso de la Cáps. + Suelo Seco (g)	25,43	24,21	25,76	
D=C-A	Peso del Suelo Seco (g)	4,61	2,98	5,82	
E=B-C	Peso del Agua (g)	0,79	0,55	1,07	
$W = \frac{E}{D} \times 100$	Contenido de Humedad (%)	17,14 *	18,46	18,38	
$\bar{W} = \sum W_i / n$	Contenido Medio de Hum. (%)				

LIMITE DE CONTRACCION

L.P. 18,4 %

NUM. DE LA CAPSULA			V	Vol. de cáps. (cm ³)		
A	P. de la Cáps. (g)		F	P. del mercurio (g)		
B	Cáps. + Suelo H.(g)		Vo=F/13,55	Vol. del suelo S. (cm ³)		
C	Cáps. + Suelo S. (g)		$U = \frac{V - V_o}{D} \times 100$			
D= C-A	P. del Suelo S. (g)					
E= B-C	Peso del agua (g)		Lc= W-U	L. de contracción (%)		
$W = \frac{E}{D} \times 100$	Conten. de H. (g)		Rc= D/Vo	Raz de Contrac. (%)		

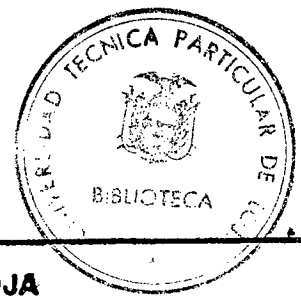
L.R. 7

ENSAYO

CALCULO

CARLOS CHUCUHOANCA

VERIFICO



UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA

Lab. de Mecánica de Suelos

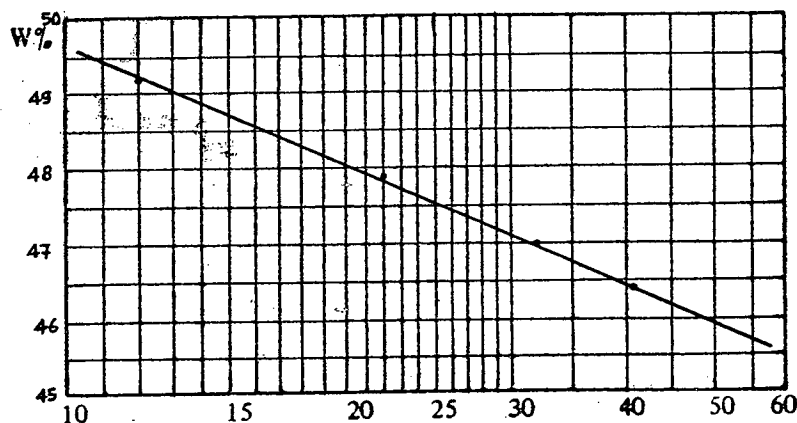
LIMITE DE CONSISTENCIA

FECHA: 5-11-87 Sector: Vaso (ZONA A INUNDARSE) PERFORACION N° 4 PROCESO No. 6.10
Profundidad de la muestra: 1.00 m. MUESTRA N° 1

LIMITE LIQUIDO

NUMERO DE LA CAPSULA		64	5	2	79
A	Peso de la Cápsula (g)	20,55	19,98	21,06	20,92
B	Peso de la Cáp. + Suelo H. (g)	33,76	34,93	32,32	30,29
C	Peso de la Cáp. + Suelo Seco (g)	29,41	30,09	28,72	27,32
D= C-A	Peso del Suelo Seco (g)	8,86	10,11	7,66	6,40
E= B-C	Peso del Agua (g)	4,35	4,84	3,60	2,97
$W = \frac{E}{D} \times 100$	Contenido de Humedad (%)	49,20	47,87	47,00	46,41
NUMERO DE GOLPES		12	22	32	41

DIAGRAMA



L.L. 47,5 %

LIMITE PLASTICO No. DE GOLPES

NUMERO DE LA CAPSULA		58	56		
A	Peso de la Cápsula (g)	20,32	18,84		
B	Peso de la Cáp. + Suelo Húm(g)	26,01	24,32		
C	Peso de la Cáp. + Suelo Seco (g)	24,84	23,15		
D=C-A	Peso del Suelo Seco (g)	4,52	4,31		
E=B-C	Peso del Agua (g)	1,17	1,17		
$W = \frac{E}{D} \times 100$	Contenido de Humedad (%)	25,88	27,15		
$\bar{W} = \frac{\sum W_i}{n}$	Contenido Medio de Hum. (%)				

LIMITE DE CONTRACCION

L.P. 26,51 %

NUM. DE LA CAPSULA			V	Vol. de cáp. (cm ³)		
A	P. de la Cáp. (g)		F	P. del mercurio (g)		
B	Cáp. + Suelo H.(g)		$V_0 = F/13,55$	Vol. del suelo S. (cm ³)		
C	Cáp. + Suelo S. (g)		$U = \frac{V - V_0}{D} \times 100$			
D= C-A	P. del Suelo S. (g)					
E= B-C	Peso del agua (g)		$L_c = W - U$	L. de contracción (%)		
$W = \frac{E}{D} \times 100$	Conten. de H. (g)		$R_c = D/V_0$	Raz de Contrac. (%)		

L.R. - %

ENSAYO

CALCULO

CARLOS CHUQUINCANCA R.

VERIFICO

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA
Lab. de Mecánica de Suelos

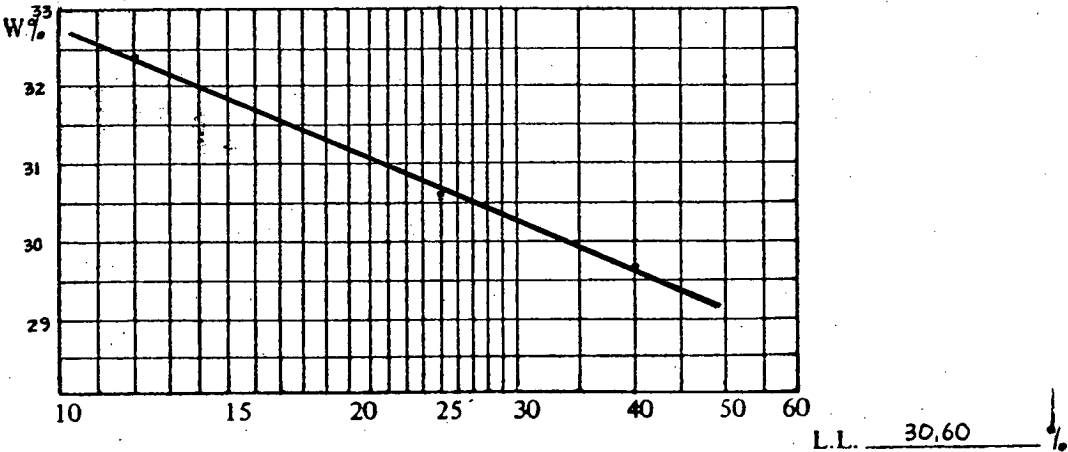
LIMITE DE CONSISTENCIA

FECHA: 5-II-87	Sector: VASO (ZONA A INUNDARSE) Profundidad de la muestra: 1.00 m.	PERFORACION N° 5 MUESTRA N° 1	PROCESO No. 6.11.
----------------	---	----------------------------------	-------------------

LIMITE LIQUIDO

NUMERO DE LA CAPSULA		30	15	72	
A	Peso de la Cápsula (g)	20,59	20,29	20,55	
B	Peso de la Cáps. + Suelo H. (g)	32,72	30,29	31,82	
C	Peso de la Cáps. + Suelo Seco (g)	29,75	27,95	29,24	
D= C-A	Peso del Suelo Seco (g)	9,16	7,66	8,69	
E= B-C	Peso del Agua (g)	2,97	2,34	2,58	
$W = \frac{E}{D} \times 100$	Contenido de Humedad (%)	32,42	30,55	29,69	
NUMERO DE GOLPES		12	25	40	

DIAGRAMA



LIMITE PLASTICO

No. DE GOLPES

L.L. 30,60

NUMERO DE LA CAPSULA					
A	Peso de la Cápsula (g)				
B	Peso de la Cáps. + Suelo Húm(g)				
C	Peso de la Cáps. + Suelo Seco (g)				
D=C-A	Peso del Suelo Seco (g)				
E=B-C	Peso del Agua (g)				
$W = \frac{E}{D} \times 100$	Contenido de Humedad (%)				
$\bar{W} = \frac{\sum W_i}{n}$	Contenido Medio de Hum. (%)				

LIMITE DE CONTRACCION

L.P. NP

NUM. DE LA CAPSULA				V	Vol. de cáp. (cm ³)		
A	P. de la Cáps. (g)			F	P. del mercurio (g)		
B	Cáps. + Suelo H.(g)			$V_0 = F/13,55$	Vol. del suelo S. (cm ³)		
C	Cáps. + Suelo S. (g)			$U = \frac{V - V_0}{D} \times 100$			
D= C-A	P. del Suelo S. (g)						
E= B-C	Peso del agua (g)			$L_c = W - U$	L. de contracción (%)		
$W = \frac{E}{D} \times 100$	Conten. de H. (g)			$R_c = D/V_0$	Raz de Contrac. (%)		

L.R. 7

ENSAYO

CALCULO

CARLOS CHUQUIHUANCA R.

VERIFICO

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA
Lab. de Mecánica de Suelos

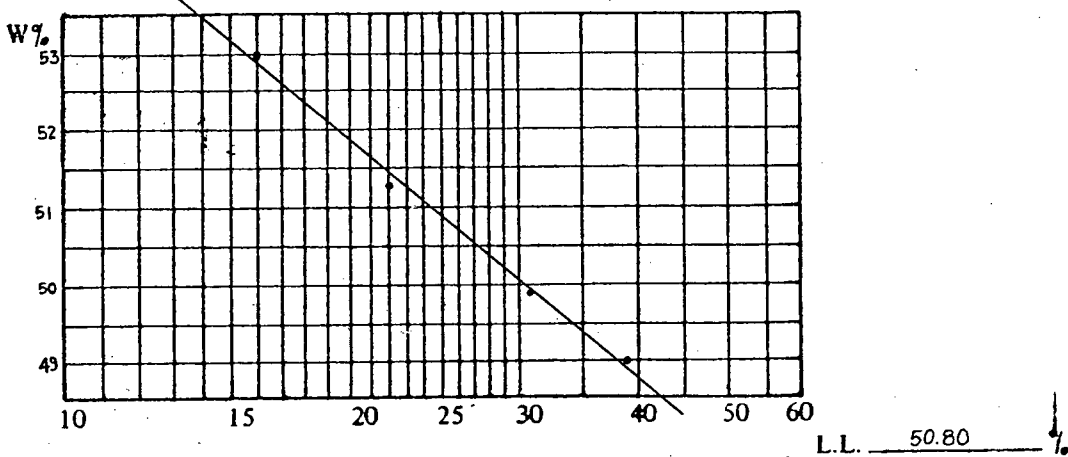
LIMITE DE CONSISTENCIA

FECHA: III-87	Sector: BANCO DE PRESTAMO Profundidad de la muestra: 1.50 m.	PERFORACION N° 6 MUESTRA REPRESENTATIVA	PROCESO No. 6.12
---------------	---	--	------------------

LIMITE LIQUIDO

NUMERO DE LA CAPSULA		11	20	12	10
A	Peso de la Cápsula (g)	20.72	20.85	21.00	20.64
B	Peso de la Cáp. + Suelo H. (g)	42.26	43.49	48.46	48.02
C	Peso de la Cáp. + Suelo Seco (g)	34.96	35.65	39.43	38.91
D= C-A	Peso del Suelo Seco (g)	14.24	14.80	18.43	18.27
E= B-C	Peso del Agua (g)	7.30	7.84	9.03	9.11
$W = \frac{E}{D} \times 100$	Contenido de Humedad (%)	51.26	52.97	49.00	49.86
NUMERO DE GOLPES		22	16	39	31

DIAGRAMA



LIMITE PLASTICO No. DE GOLPES

NUMERO DE LA CAPSULA		23	57	16	
A	Peso de la Cápsula (g)	20.42	20.03	21.19	
B	Peso de la Cáp. + Suelo Húm(g)	33.37	32.36	31.48	
C	Peso de la Cáp. + Suelo Seco (g)	30.65	29.80	29.31	
D=C-A	Peso del Suelo Seco (g)	10.23	9.77	8.12	
E=B-C	Peso del Agua (g)	2.72	2.56	2.17	
$W = \frac{E}{D} \times 100$	Contenido de Humedad (%)	26.59	26.20	26.72	
$\bar{W} = \frac{\sum W_i}{n}$	Contenido Medio de Hum. (%)				

LIMITE DE CONTRACCION

L.P. 26.51

NUM. DE LA CAPSULA		V	Vol. de cáp. (cm ³)		
A	P. de la Cáp. (g)	F	P. del mercurio (g)		
B	Cáp. + Suelo H.(g)	$V_0 = F/13.55$	Vol. del suelo S. (cm ³)		
C	Cáp. + Suelo S. (g)	$U = \frac{V - V_0}{D} \times 100$			
D= C-A	P. del Suelo S. (g)				
E= B-C	Peso del agua (g)	$L_c = W - U$	L. de contracción (%)		
$W = \frac{E}{D} \times 100$	Conten. de H. (g)	$R_c = D/V_0$	Raz de Contrac. (%)		

L.R. _____

ENSAYO	CALCULO CARLOS CHUQUIHUANCA R.	VERIFICO
--------	-----------------------------------	----------

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA

Lab. de Mecánica de Suelos

ENSAYOS DE COMPACTACION

FECHA: MAYO 87

PROC. 6.13

MUESTRA No. _____

OBRA: NUCLEO IMPERMEABLE (PRESA)

LOCALIZACION: TIERRAS COLORADAS

MUESTRA No.: BANCO DE PRESTAMO

PROFUNDIDAD: 1.50 m

METODO DE ENSAYO: PROCTOR MODIFICADO T-180

GOLPES POR CAPA: 56

MOLDE: DIAMETRO: 6"

No. DE CAPAS: 5

VOLUMEN: 2316,67 cc

PESO MARTILLO: 10 lbs

PESO: 4174 gr

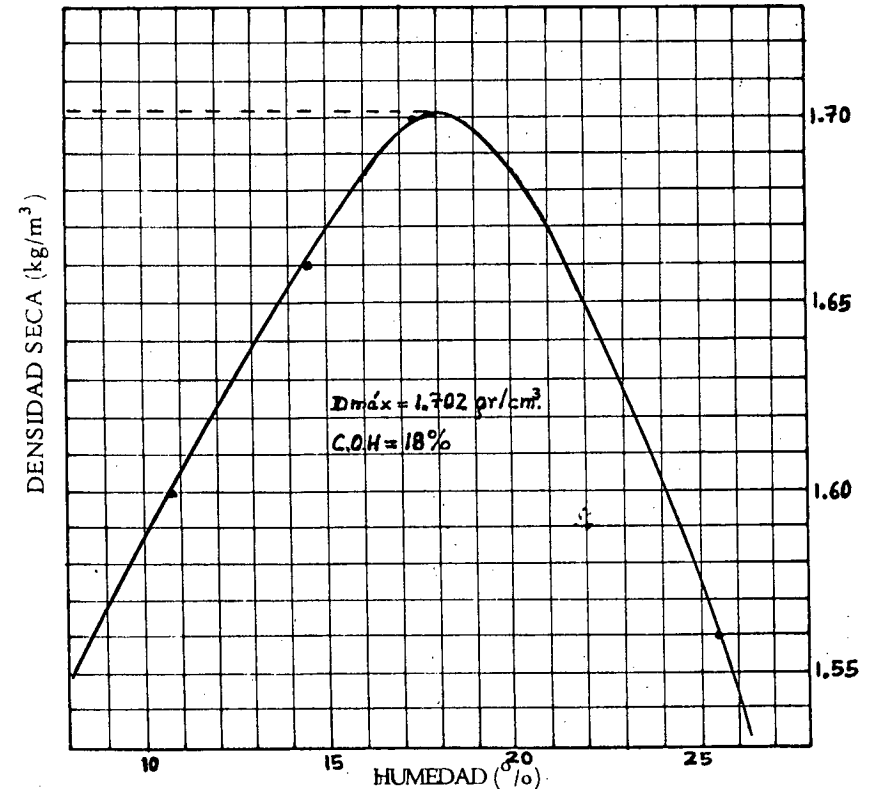
ALTURA CAIDA: 18"

LABORAT.: C.CH.R

FECHA: _____ CALCULO: C.CH.R

DATOS PARA LA CURVA				
MUESTRA No.	1	2	3	4
P. Molde + Suelo (gr.)	8267	8584	8803	8708
Peso Molde (gr.)	4174	4174	4174	4174
Peso Suelo (gr.)	4093	4410	4629	4534
Cont. Prom. Agua %	10,75	14,59	17,41	25,38
Dens. Hume. (gr./cm ³)	1,77	1,90	2,00	1,96
Dens. Seca (gr./cm ³)	1,60	1,66	1,70	1,56

CONTENIDO DE AGUA								
MUESTRA No.	1	2	3	4				
Recipiente No. (tara)	58	79	6	64	10	86	62	35
Tara + Suelo H. (gr.)	59,75	58,66	58,20	60,80	57,80	62,30	65,97	65,83
Tara + Suelo S. (gr.)	55,91	55,01	53,69	55,44	52,32	56,06	56,72	56,80
Peso Tara	20,33	20,92	21,01	20,58	20,55	20,54	20,27	21,20
Conte. de Agua %	10,79	10,71	13,80	15,38	17,25	17,57	25,38	25,37
Conte. Prom. Agua %	10,75	14,59	17,41	25,38				



ENSAYO DE CORTE DIRECTO (Cohesivos, No cohesivos)

Proyecto EL TABLON Trabajo No. 6.14

Localización del proyecto EL TABLON - CARIAMANGA Perforación No. 1 Muestra No. 1

Descripción del suelo ARCILLOSO - (COMPACTADO) Profundidad de la muestra 1.50 m

Realizado por CARLOS CHUQUIHUANCA R. Fecha de la práctica 14-IV-87

Estado del suelo (húmedo, seco). Muestra de suelo (inalterada, alterada).

Datos para obtener la densidad de la muestra si no inalterada

Peso inicial recipiente + suelo = _____
Peso final recipiente + suelo = _____
Peso de suelo usado = 158.820 gr

Datos para el contenido de humedad

Peso suelo húmedo + lata = _____
Peso suelo seco + lata = _____
Peso de la lata = _____
Peso del agua = _____
Peso del suelo seco = _____
Contenido de humedad, $w\%$ = 17.72

Datos de la muestra para corte

Dimensiones de la muestra:

Diám. o lado = 0.6.33 cm
Altura = 02.54 cm
Area = 31.47 cm²
Vol. = 79.93 cm³

Densidad: $\gamma_{húmedo}$ = 1.987.00 gr/cc

γ_{seco} = 1.688 gr/cc

Carga normal = 1 Kg

Esfuerzo normal σ_n = _____

Velocidad de carga = 0.5 mm/min

Constante del anillo de carga = 0.18018018 Kg/div.

	Lectura del deformímet. vertical ()	Desplaza- miento vert. ΔV ()	Lectura del deformímet. horizontal ()	Desplaza- miento hor. ()	Area corregida A'	Deformí- metro de carga	Fuerza de corte horizontal ()	Esfuerzo cortante τ , kPa
			0			0		
			10			15		
			20			25		
			30			38		
			40			53		
			50			70		
			75			89		
			100			115		
			150			126		
			175			119		
			200			105		

Nota: Introducir las unidades necesarias en los encabezamientos.

a Para muestras cuadradas se puede usar como área corregida de la muestra en la falla como $A' = A_0 - b\Delta H$ para calcular σ_n y τ .

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA

Laboratorio de Mecánica de Suelos

ENSAYO DE CORTE DIRECTO (Cohesivos, No cohesivos)

Proyecto EL TABLON Trabajo No. 6.15

Localización del proyecto Perforación No. 1 Muestra No. 1

Descripción del suelo ARCILLOSO (COMPACTADA - SATURADA) Profundidad de la muestra 1.50 m

Realizado por CARLOS CHUQUIHUANCA REY Fecha de la práctica 15-IV-87

Estado del suelo (húmedo, seco). Muestra de suelo (inalterada, alterada).

Datos para obtener la densidad de la muestra si no inalterada

Peso inicial recipiente + suelo = Datos para el contenido de humedad
Peso final recipiente + suelo = Peso suelo húmedo + lata =
Peso de suelo usado = Peso suelo seco + lata =
Peso de la lata =
Peso del agua =
Peso del suelo seco =
Contenido de humedad, w % = SATURADA

Datos de la muestra para corte

Dimensiones de la muestra:
Diám. o lado = 06.33 mm
Altura = 02.54 cm
Area = 31.47 cm²
Vol. = 79.93 cm³

Densidad: $\gamma_{\text{húmedo}}$ = γ_{seco} =

Carga normal = 1 kg Esfuerzo normal σ_n =

Velocidad de carga = 0.5 mm/min Constante del anillo de carga = 0.18018018 kg./div.

	Lectura del deformímetro vertical ()	Desplaza- miento vert. ΔV ()	Lectura del deformímetro horizontal ()	Desplaza- miento hor. ()	Area corregida A'	Deformímetro de carga	Fuerza de corte horizontal ()	Esfuerzo cortante τ , kPa
			0			0		
			10			19		
			20			29		
			30			37		
			40			42		
			50			48		
			75			52.50		
			100			40		
			125			19		

Nota: Introducir las unidades necesarias en los encabezamientos.

a Para muestras cuadradas se puede usar como área corregida de la muestra en la falla como $A' = A_0 - b\Delta H$ para calcular σ_n y τ .

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA

Laboratorio de Mecánica de Suelos

ENSAYO DE CORTE DIRECTO (Cohesivos, No cohesivos)

Proyecto EL TABLON Trabajo No. 6.16

Localización del proyecto Perforación No. 1 Muestra No. 2

Descripción del suelo ARCILLOSO (COMPACTADA) Profundidad de la muestra 1.50 m

Realizado por CARLOS CHUQUIHUANCA REY Fecha de la práctica 14-IV-87

Estado del suelo (húmedo, seco). Muestra de suelo (inalterada, alterada).

Datos para obtener la densidad de la muestra si no inalterada

Peso inicial recipiente + suelo = Datos para el contenido de humedad
Peso final recipiente + suelo = Peso suelo húmedo + lata =
Peso de suelo usado = 159.140 Peso suelo seco + lata =
Peso de la lata =
Peso del agua =
Peso del suelo seco =
Contenido de humedad, w % = 18.16

Datos de la muestra para corte

Dimensiones de la muestra:

Diám. o lado = 6.33 cm
Altura = 2.54 cm
Area = 31.47 cm²
Vol. = 79.93 cm³
Densidad: húmedo = 1.991 gr/cc
γ seco = 1.685 gr/cc

Carga normal = 2 Kg Esfuerzo normal σ_n =

Velocidad de carga = 0.5 mm/min Constante del anillo de carga = 0.18018018 Kg/div.

	Lectura del deformímet. vertical ()	Desplaza- miento vert. ΔV ()	Lectura del deformímet. horizontal ()	Desplaza- miento hor. ()	Area corregida A'	Deformíme- tro de carga	Fuerza de corte horizontal ()	Esfuerzo cortante τ, kPa
			0			0		
			10			21		
			20			42		
			30			67		
			50			90		
			75			104		
			100			112		
			150			120		
			175			130		
			200			146		
			225			138		

Nota: Introducir las unidades necesarias en los encabezamientos.

a Para muestras cuadradas se puede usar como área corregida de la muestra en la falla como A' = A₀ - bΔH para calcular σ_n y τ.

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA
Laboratorio de Mecánica de Suelos

ENSAYO DE CORTE DIRECTO (Cohesivos, No cohesivos)

Proyecto EL TABLON Trabajo No. 6.17
Localización del proyecto _____ Perforación No. 1 Muestra No. 3
Descripción del suelo ARCILLOSO (COMPACTADA) Profundidad de la muestra 1.50 m
Realizado por CARLOS CHUQUIHUANCA REY Fecha de la práctica 14-IV-87

Estado del suelo (húmedo, seco). Muestra de suelo (inalterada, alterada).

Datos para obtener la densidad de la muestra si no inalterada

Peso inicial recipiente + suelo = _____ Datos para el contenido de humedad
Peso final recipiente + suelo = _____ Peso suelo húmedo + lata = _____
Peso de suelo usado = 161.060 gr Peso suelo seco + lata = _____
Peso de la lata = _____

Datos de la muestra para corte

Dimensiones de la muestra:

Diám. o lado = 06.33 cm
Altura = 02.54 cm
Area = 31.47 cm²
Vol. = 79.93 cm³

Peso del agua = _____
Peso del suelo seco = _____
Contenido de humedad, $w\%$ = 18.35

Densidad: $\gamma_{\text{húmedo}}$ = 2.015 gr/cc

γ_{seco} = 1.703 gr/cm³

Carga normal = 4 Kg

Esfuerzo normal σ_n = _____

Velocidad de carga = 0.5 mm/min

Constante del anillo
de carga = 0.18018018 kg²/div.

	Lectura del deformímet. vertical ()	Desplaza- miento vert. ΔV ()	Lectura del deformímet. horizontal ()	Desplaza- miento hor. ()	Area corregida A'	Deformíme- tro de carga	Fuerza de corte horizontal ()	Esfuerzo cortante τ , kPa
			0			0		
			10			40		
			20			58		
			30			81		
			50			115		
			75			127		
			100			135		
			150			154		
			175			160		
			200			171		
			225			182		
			250			189		
			275			177		

Nota: Introducir las unidades necesarias en los encabezamientos.

a Para muestras cuadradas se puede usar como área corregida de la muestra en la falla como $A' = A_0 - b\Delta H$ para calcular σ_n y τ .

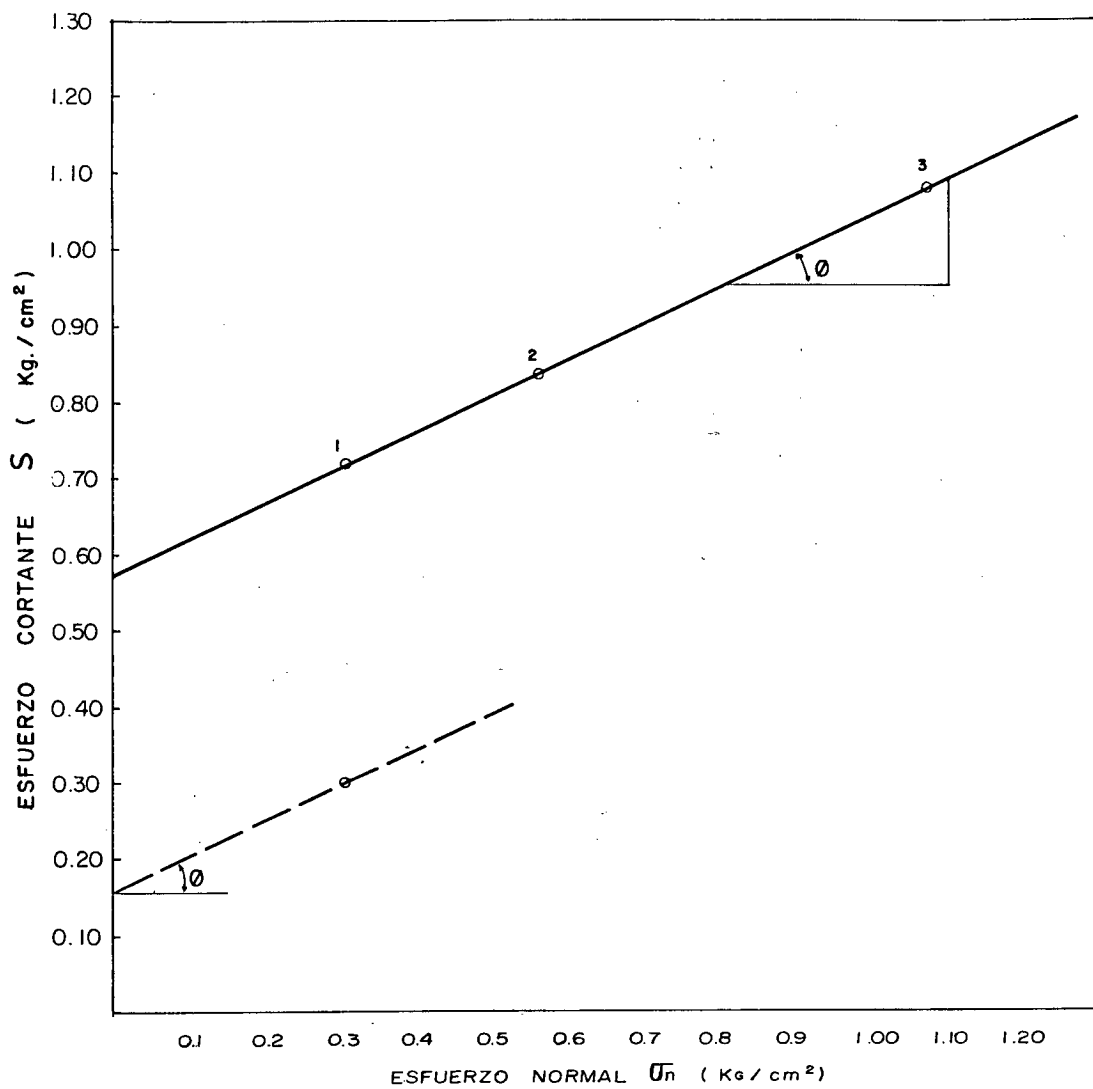
CORTE DIRECTO

Cuadro Nro. 6.18

MUESTRAS COMPACTADAS DEL TERRAPLEN					
Muestras Nro.	Carga Normal Pv (Kg)	Carga Cortante Ph (Kg)	Areas A (cm ²)	Esfuerzo Cortante Phx0.18018018 S=----- A (Kg/cm ²)	Esfuerzo Normal Pv σ _n = ---- A (Kg/cm ²)
1	9.61	126	31.47	0.721	0.305
2	17.63	146	31.471	0.836	0.560
3	33.69	189	31.47	1.082	1.070
MUESTRA COMPACTADA Y SATURADA DEL TERRAPLEN					
1	9.61	52.5	31.47	0.300	0.305

GRAFICO ESFUERZO CORTANTE Vs. ESFUERZO NORMAL

MUESTRAS COMPACTADAS DEL TERRAPLEN



ANGULO DE FRICCION INTERNA : $\phi = 25^\circ$

COHESION $C = 0.575$ Kg./cm²

COHESION SATURADA $C_{sat} = 0.158$ Kg./cm²

CALCULO DE COORDENADAS

Hoja N° 1-2

PROYECTO EL TABLON

Trabajo de campo por: PREDESUR

SECTOR CONDUCCIÓN DE ESTACION 1 A ESTACION 20

Calculado por: CARLOS CHUQUIHUANCA REY

fecha XII-86

ESTACION	PUNTO	RUMBO CALCULADO	AZIMUT	DISTANCIA H.	COORDENADAS PARCIALES				COORD. PARCIALES CORREGIDAS				COORD. ACUMULADAS		DEFLEXIONES		OBSERVACIONES
					+ N	- S	+ E	- W	N	S	E	W	LATITUD	LONGITUD	IZQUIERDA	DERECHA	
P ₀																	
P ₁		N 24°32'W		102.66	93.39			42.63					9°517.817,04	666.405,80			
P ₂		N 26°32'W		31.09	27.82			13.89					517.960,43	666.363,17			
P ₃		N 36°40'W		90.15	72.31			53.83					517.988,25	666.349,28			
P ₄		N 35°14'W		51.33	41.93			29.61					518.060,56	666.296,45			
P ₅		N 03°46'E		39.22	39.14		2.58						518.102,49	666.265,84			
P ₆		N 17°24'W		39.02	37.23			11.67					518.141,63	666.268,42			
P ₇		N 22°49'W		46.53	42.81			18.04					518.178,86	666.256,75			
P ₈		N 11°25'W		20.32	19.92			4.02					518.221,67	666.238,71			
P ₉		N 31°55'W		25.28	21.46			13.37					518.241,59	666.234,69			
P ₁₀		N 40°11'W		26.87	20.53			17.34					518.263,05	666.221,32			
P ₁₁		N 61°11'W		26.82	12.93			23.50					518.283,58	666.203,98			
P ₁₂		N 59°33'W		32.28	16.36			27.83					518.296,51	666.180,48			
P ₁₃		N 15°27'W		38.01	36.64			10.13					518.312,87	666.152,65			
P ₁₄		N 12°50'W		14.08	13.73			3.13					518.349,51	666.142,52			
P ₁₅		S 85°35'W		56.14		4.32		55.97					518.363,24	666.139,39			
P ₁₆		S 32°55'W		16.38		13.75		8.90					518.358,92	666.083,42			
P ₁₇		N 59°57'W		33.84	16.95			29.29					518.345,17	666.074,52			
P ₁₈		S 83°31'W		9.76		1.10		9.70					518.362,12	666.045,23			
P ₁₉		N 63°51'W		20.96	9.24			18.81					518.361,02	666.035,53			
P ₂₀		N 19°39'E		30.87	29.10		10.38						518.370,26	666.016,72			
													9° 518.399,36	666.027,10			

SUMAN:

COMPROBACION.

CALCULO DE COORDENADAS

Hoja Nº 2-2

PROYECTO EL TABLON

Trabajo de campo por: PREDESUR

SECTOR CONDUCCION DE ESTACION 20 A ESTACION 39

Calculado por: CARLOS CHUQUIMANCA REY

fecha XII-86

ESTACION	PUNTO	RUMBO CALCULADO	AZIMUT	DISTANCIA H.	COORDENADAS PARCIALES				COORD. PARCIALES CORREGIDAS				COORD. ACUMULADAS		DEFLEXIONES		OBSERVACIONES
					+ N	- S	+ E	- W	N	S	E	W	LATITUD	LONGITUD	IZQUIERDA	DERECHA	
P20																	
P21		N 70° 07' W		30.96	10.53			29.11					9° 518.399,36	666.027,10			
P22		N 01° 17' W		14.57	14.57			0.33					518.409,89	665.997,99			
P23		N 38° 07' W		15.36	12.08			9.48					518.424,46	665.997,66			
P24		N 20° 17' W		45.44	42.62			15.75					518.436,54	665.988,18			
P25		N 00° 26' W		36.93	36.93			0.28					518.479,16	665.972,43			
P26		N 46° 26' W		33.66	23.20			24.39					518.516,09	665.972,15			
P27		N 25° 26' W		19.10	17.25			8.20					518.539,29	665.947,76			
P28		N 56° 22' E		33.12	18.34		27.58						518.556,54	665.939,56			
P29		N 44° 08' W		39.50	28.35			27.57					518.574,88	665.967,14			
P30		N 54° 18' W		51.17	29.86			41.55					518.603,23	665.939,63			
P31		N 66° 52' W		39.80	15.64			36.60					518.633,09	665.898,08			
P32		S 82° 58' W		64.80		7.93		64.31					518.648,73	665.861,48			
P33		S 64° 12' W		45.38		19.75		40.86					518.640,80	665.797,17			
P34		S 61° 47' W		34.93		16.52		30.78					518.621,05	665.756,31			
P35		N 66° 45' W		29.04	11.46			26.68					518.604,53	665.725,53			
P36		N 38° 45' W		16.51	0.36			16.51					518.615,99	665.698,85			
P37		S 58° 55' W		21.51		11.11		18.42					518.616,35	665.682,34			
P38		S 66° 07' W		13.03		5.28		11.91					518.605,24	665.663,92			
P39		S 39° 19' W		28.53		14.56		24.54					518.599,96	665.652,01			
													518.585,40	665.627,47			

SUMAN:

COMPROBACION.

CALCULO DE COORDENADAS

Hoja Nº 1-1

PROYECTO "EL TABLON"

Trabajo de campo por: PREDESUR

Calculado por: CARLOS CHUQUIHUANCA REY.

fecha XI-86

SECTOR EMBALSE DE ESTACION 1 A ESTACION 8[illegible]

SUMAN:

COMPROBACION.

CALCULO DE COORDENADAS

Hoja N° 1.2

PROYECTO EL TABLON

Trabajo de campo por: SUBCOMISION ECOATORIANA

SECTOR AREA RIEGO DE ESTACION 2 A ESTACION 21

Calculado por: CARLOS CHUQUIHUANCA REY

fecha XI-86

ESTACION	PUNTO	RUMBO CALCULADO	AZIMUT	DISTANCIA H.	COORDENADAS PARCIALES				COORD. PARCIALES CORREGIDAS				COORD. ACUMULADAS		DEFLEXIONES		OBSERVACIONES
					+ N	- S	+ E	- W	N	S	E	W	LATITUD	LONGITUD	IZQUIERDA	DERECHA	
PI # 2		S 25° 42' E		29.10		26.22	12.62			26.21	12.63		9° 51' 7.800	666.400			
PI # 3																	
PI # 4		S 28° 58' W		27.48		24.04		13.31		24.03		13.30	9° 51' 7.773.79	666.412.63			
PI # 5		S 39° 11' W		51.80		40.15		32.73		40.13		32.72	9° 51' 7.749.76	666.399.33			
PI # 6		S 31° 41' W		62.97		53.59		33.07		53.57		33.06	9° 51' 7.709.63	666.336.6			
PI # 7		S 04° 01' E		68.53		68.36	4.80			68.34	4.81		9° 51' 7.656.06	666.333.55			
PI # 8		S 15° 42' E		93.90		90.39	25.44			90.36	25.46		9° 51' 7.587.32	666.338.36			
PI # 9		S 48° 32' E		56.91		37.68	42.65			37.66	42.66		9° 51' 7.497.36	666.363.82			
PI # 10		S 11° 56' E		148.00		144.80	30.60			144.75	30.63		9° 51' 7.459.70	666.406.48			
PI # 11		N 48° 29' E		96.77	64.14		72.46		64.17		72.48		9° 51' 7.314.95	666.437.11			
PI # 12		N 46° 34' E		40.60	27.91		29.48		27.92		29.49		9° 51' 7.379.12	666.509.59			
PI # 13		N 75° 56' E		39.95	9.71		38.75		9.72		38.76		9° 51' 7.407.04	666.539.08			
PI # 14		S 35° 27' E		74.55		60.73	43.24			60.71	43.25		9° 51' 7.416.76	666.577.84			
PI # 15		N 73° 53' E		124.40	34.53		119.51		34.57		119.53		9° 51' 7.356.05	666.621.09			
PI # 16		N 22° 08' E		78.30	72.53		29.50		72.55		29.51		9° 51' 7.390.62	666.740.62			
PI # 17		N 11° 46' W		101.80	99.66			20.76	99.69			20.74	9° 51' 7.463.17	666.770.13			
PI # 18		N 45° 35' E		59.30	41.50		42.36		41.52		42.37		9° 51' 7.562.86	666.749.39			
PI # 19		N 30° 00' W		66.68	57.75			33.34	57.77			33.33	9° 51' 7.604.38	666.791.36			
PI # 20		N 17° 09' W		49.00	46.82			14.45	46.84			14.44	9° 51' 7.662.15	666.758.43			
PI # 21		N 39° 51' W		117.92	90.53			75.56	90.57			75.54	9° 51' 7.708.99	666.743.99			
			Σ =	1387.96	545.08	545.96	491.41	223.22	545.32	545.76	491.58	223.13	9° 51' 7.799.56	666.668.45			

SUMAN:

COMPROBACION.

CALCULO DE COORDENADAS

Hoja N° 2-2

PROYECTO EL "TABLON"

Trabajo de campo por: PREDESUR

SECTOR AREA DE RIEGO DE ESTACION 21 A ESTACION 2

Calculado por: CARLOS CHUQUIHUANCA REY

fecha XI-86

STACION	PUNTO	RUMBO CALCULADO	AZIMUT	DISTANCIA H.	COORDENADAS PARCIALES				COORD. PARCIALES CORREGIDAS				COORD. ACUMULADAS		DEFLEXIONES		OBSERVACIONES
					+ N	- S	+ E	- W	N	S	E	W	LATITUD	LONGITUD	IZQUIERDA	DERECHA	
PI # 21																	
PI # 22		N 58° 04' W		88.45	46.78			75.06	46.81			75.04	9° 517.799,56	666.668,45			
PI # 1	(Po)	N 83° 44' W		188.78	20.61			187.65	20.67			187.61	9° 517.846,37	666.593,41			
PI # 2		S 04° 57' W		67.31		67.06		5.81		67.04		5.80	9° 517.867,04	666.405,80			
													9° 517.800,00	666.400,00			
				$\Sigma =$	344.54	67.39	67.06	—	268.52	67.48	67.04	—	268.45				
				$\Sigma_{TOTAL} =$	1732.50	612.47	613.02	491.41	491.74	612.80	612.80	491.58	491.58				
					$\Delta NS =$	0.55	$\Delta EW =$	0.33									
					$\Sigma NS =$	1225.49	$\Sigma EW =$	983.15									
					FACTOR DE CORRECCION:												
					$\overline{NS} :$	$\delta = \Delta NS / \Sigma D =$			3.1746×10^{-4}								
					$\overline{EW} :$	$\delta = \Delta EW / \Sigma D =$			0.000190476								

SUMAN:

COMPROBACION.

$$Q = \sqrt{\Delta NS^2 + \Delta EW^2}$$

$$0.6414 \quad \text{---} \quad 1732.50$$

$$Q = \sqrt{0.55^2 + 0.33^2}$$

$$1 \quad \text{---} \quad X$$

$$Q = 0.6414$$

$$X = 2702$$

$$\therefore \text{CIERRE} = 1:2702 \quad \text{OK} \quad \text{ESPECIFICADO : 1:1500}$$



CAPITULO VII

REQUERIMIENTOS DE AGUA

7.1. INTRODUCCION

El riego tiene por fin la aplicación artificial de agua al terreno para suministrar a las especies vegetales la humedad necesaria para su desarrollo. El cumplimiento de tal objetivo exige reponer periódicamente a la profundidad del suelo que exploran las raíces, el agua que consumen las plantas. Ello implica que la reposición debe realizarse antes de que los cultivos sufran por falta de agua y en cantidad suficiente para satisfacer la capacidad de retención del agua al suelo.

Pero dado que el sistema suelo-planta es tridimensional, el agua que escurre por la superficie humedece al suelo en tres dimensiones y direcciones largo, ancho y profundidad, de modo tal, con un determinado caudal aplicado durante un tiempo dado, debe humedecer completamente, el volumen de tierra que resulta del área y profundidad de raíces de la parcela, ello sin que se produzcan pérdidas por percolación, debajo de la capa radical; ni por escurrimiento al pie de la misma.

El diseño adecuado de los métodos de riego, puede reducir significativamente las pérdidas de agua, pero no eliminarlas completamente.

El punto de partida para estimar los requerimientos de riego, es la necesidad del agua que resulta del balance hídrico del suelo en equilibrio con el clima, donde la precipitación y la reserva de humedad en el suelo constituyen las entradas (Haber) y la evapotranspiración

las salidas (Débito).

La expresión más simple de los requerimientos de riego de este proyecto durante determinado período de tiempo es:

$$\text{Requerimientos del proyecto} = \frac{\text{evapotranspiración real} - \text{Aportes hidricos}}{\text{Eficiencia del Proyecto}}$$

Cabe anotar, que para nuestro cálculo de los requerimientos de agua del presente proyecto, utilizaremos los datos de la temperatura (°C) y de la precipitación media mensual y anual calculados para la zona del proyecto.

7.2. CALIDAD DEL AGUA

Del análisis de agua para el riego se ha obtenido los siguientes resultados:

Cationes:

Calcio (Ca++) : 0.40 me/l
Magnesio (Mg++) : 0.30 me/l
Sodio (Na+) : 0.20 me/l
Potasio (K+) : 0.09 me/l
Total : 0.99 me/l

Aniones:

Cloruros (CL-) : 0.19 me/l
Sulfatos (SO=) : 0.10 me/l
Carbonatos (CO3=) : 0.00 me/l
Bicarbonatos (HCO3=) : 0.43 me/l
Total : 0.72 me/l

Conductividad eléctrica (CE >: 106) : 18 micromhos/cm

Sólidos disueltos: 17 mg/l

RAS: 0.38 (Relación de Absorción de Sodio)

Entonces tenemos que por conductividad y RAS, se clasifica esta agua como la de clase C1S1, lo que indica que no posee peligro de concentración de sodio ni de salinidad, por lo

tanto se la puede utilizar con fines de riego en la generalidad de los suelos.

La muestra del agua usada en el presente análisis, consistió de un galón, tomada en el sitio donde se va a proceder a captarla.

7.3. PATRON DE CULTIVOS

Como es lógico el primer paso en la planeación para un proyecto de riego consiste en la determinación de la capacidad de la tierra a regarse, para producir cosechas que proporcionen ingresos o ganancias adecuadas, en relación a la inversión que se realice para construir las obras del proyecto, pero debiéndose tomar en cuenta que: el agua disponible en la naturaleza, constituye un factor hidrológico que limita grandemente el número de hectáreas a regarse si es que ésta no se presenta en forma suficiente en los periodos de invierno, fuente de abastecimiento del presente proyecto.

Además es necesario hacer un balance del real uso que el agricultor le va a dar a los terrenos de su propiedad, ya que acostumbra a sembrar determinados productos, que van a ser los que en última instancia serán cultivados, si no existe un asesoramiento técnico de parte de las instituciones llamadas a hacerlo.

Con lo expuesto anteriormente, y tratando principalmente de apegarme a la realidad, es decir al uso costumbrista y de acuerdo al clima de la zona, he procedido

a elaborar el patrón de cultivos para el presente proyecto, el mismo que lo podemos apreciar en el cuadro Nº 7.1.

7.4. USO CONSUNTIVO. LLUVIAS EFECTIVAS

7.4.1. GENERALIDADES

Al conocerse la adaptabilidad y posibilidades de una zona para riego, la etapa siguiente es la determinación de las necesidades o demandas de agua, es la necesitada por la planta, aumentada por las pérdidas asociadas con la entrega y aplicación de la misma.

Como no es posible determinar en forma directa la demanda total de agua puede hacerse una estimación, si primero se determina el uso consuntivo y después ajustamos el valor considerando las pérdidas de agua.

El uso consuntivo depende de la cosecha, de la fertilidad del suelo, de la humedad aprovechable, del clima y de los métodos para hacer el riego, por lo tanto es muy necesario en este punto hacer mención del método de riego a emplearse, como factor que modifica el uso consuntivo.

7.4.2. METODO DE RIEGO A EMPLEARSE

Hay cuatro métodos básicos de aplicación del agua de riego a los campos o parcelas de cultivo: Inundación o aniego, riego por surcos, riego por aspersión y subirrigación o riego subterráneo. Para cada uno de

estos métodos básicos hay numerosas subdivisiones.

A la puerta en marcha de los cultivos de regadío deberemos proceder siempre al establecimiento del correspondiente plan que provea las obras precisas para la conducción del agua al terreno.

Antes de trazar este plan hay que elegir el sistema de riego más adecuado a las características naturales. De esta elección dependerá el éxito del proyecto, que no deberá nunca hacerse al azar. Esto nos obliga a examinar los factores fundamentales que tienen un papel esencial en los gastos de transformación y de funcionamiento, facilidad de las labores, eficiencia de los riegos, etc.

Por lo tanto para proyectar el procedimiento de riego para cualesquier campo se deben determinar: 1. Las características del suelo; 2. La profundidad de las raíces de las plantas, el suelo y el agua que requieren las plantas, y los hábitos de desarrollo de las plantas; 3. El gasto corriente que se dispone y la calidad de agua y; 4. Las condiciones climáticas.

Hablando de las características del suelo, el factor más importante es la topografía, que incluye el estudio de la dirección, grado y uniformidad de la pendiente. Cuando la pendiente es irregular los terrenos sólo se pueden cubrir inundándolos desde los canales por medio de surcos hechos en línea de nivel, o por aspersión.

Las pendientes largas y uniformes se riegan fácilmente por surcos o con bordes. Las tierras a nivel se adaptan al

riego por tablares. La rapidez de infiltración del agua en el suelo es importante; los suelos que absorben el agua lentamente deben regarse por un método que permita al agua permanecer en la superficie del suelo durante largos periodos de tiempo sin que se produzca un desperdicio excesivo por el escurrimiento.

Los suelos que contienen mucho limo y arcilla pueden presentar la tendencia a absorber despacio el agua de la superficie después que se han remojado por primera vez. La rapidez del movimiento del agua a través del suelo depende principalmente del tamaño y distribución de los poros.

Por todo lo anteriormente expuesto y tomando en consideración que de acuerdo a la topografía del Área de riego poseemos pendientes largas y más o menos uniformes, así como también de acuerdo al grado costumbrista de los agricultores, y considerando el factor limitante que es el alto costo de los demás métodos anotados anteriormente, por ejemplo: el método de aspersión que requiere un elevado gasto de implantación por la necesidad de la instalación de tuberías, bombas, aspersores, etc., lo cual no está de acuerdo con la situación económica del agricultor; se adoptará en el presente proyecto el sistema de riego por surcos.

Los surcos usualmente se construyen en el sentido de la inclinación del terreno, cuando las pendientes no son excesivas, para evitar el desbordamiento lateral del agua y ejercer un mayor control sobre éstos.

Cuando las pendientes son muy pronunciadas, se emplean los surcos en contorno para evitar el peligro de erosión del suelo. La longitud de los surcos de riego depende del coeficiente de infiltración del suelo y del gasto máximo permisible. Mientras menor sea el grado de infiltración y mayor el caudal de agua permisible, mayor podrá ser la longitud del surco.

El caudal de agua máximo que puede aplicarse en cada surco; está en función de la pendiente del terreno y del grado de rodabilidad del suelo. El gasto promedio máximo para todos los suelos puede estimarse en función de la pendiente, por medio de la siguiente fórmula: $Q = 30 / S$; siendo Q, el gasto para cada surco en lit/min., y S, la pendiente del terreno en %. Los suelos pesados admiten mayores gastos y viceversa.

El agua es aplicada a los surcos desde la reguera o directamente desde la acequia de cabecera, por medio de sifones, montados sobre el banco de la acequia, o por medio de canaletas de aplicación, o simplemente rompiendo con una pala las regueras, en la dirección de cada surco, procedimiento este, utilizado por los agricultores de nuestra provincia de Loja.

7.4.3. EVAPOTRANSPIRACION

La evaporación es el proceso mediante el cual, se produce el cambio de estado del agua, del líquido a vapor. En la naturaleza cabe distinguir dos casos (1)

evaporación de superficies libres de agua, y (2) evaporación cubierta de vegetación. En el segundo caso dicho proceso tiene una denominación especial: Evapotranspiración.

La evapotranspiración de una superficie de terreno cubierta por vegetación (evapotranspiración) requiere: energía para cambiar el estado líquido a vapor; disponibilidad de agua en el suelo y un mecanismo de transmisión de agua desde el suelo a la atmósfera.

La radiación solar provee la fuente de energía; la precipitación fluvial y/o el riego artificial, la periódica reposición del agua del suelo; y las diferencias de potencial creadas en diferentes partes del sistema suelo-planta, la circulación de agua hacia la superficie evaporante.

7.4.4. EVAPOTRANSPIRACION POTENCIAL

En el caso de una vegetación de escasa altura en activo crecimiento; que cubre integralmente el terreno y sin restricciones de humedad edáfica la evapotranspiración potencial, depende fundamentalmente de las condiciones climáticas existentes, dadas por las características físicas de la atmósfera vecina al suelo.

7.4.5. EVAPORACION ACTUAL O USO CONSUNTIVO

Es la evapotranspiración que se produce en condiciones reales de la naturaleza, teniendo en cuenta que

la cobertura vegetal y los niveles de humedad en el suelo varían a través del tiempo. El menor valor de la evapotranspiración real con relación a la potencial depende del estado de energía del agua en el suelo y de factores anatómicos y fisiológicos de la planta.

El uso consuntivo de agua por los cultivos, comprende la cantidad de agua por unidad de tiempo usada en: transpiración, formación de los tejidos, evaporación del suelo adyacente y precipitación interceptada por la vegetación. Dado que la proporción usada de agua en la formación de tejidos es muy pequeña en relación a la evapotranspiración total, el uso consuntivo se considera generalmente igual a la evapotranspiración.

7.4.6. PROCEDIMIENTOS PARA ESTIMAR LA EVAPOTRANSPIRACION

No obstante, a los procedimientos que se han desarrollado para estimar la evapotranspiración los podemos clasificar en tres grandes grupos:

1. Métodos racionales con fundamento físico.
2. Métodos semiempíricos.
3. Métodos empíricos.

En el presente estudio utilizaremos los métodos semiempíricos para la determinación del uso consuntivo.

7.4.6.1. Métodos Semi-empíricos

Son métodos desarrollados y deducidos en base a la experimentación y cálculo respectivo.

a) En base a la radiación neta

FORMULA DE PENMAN

b) En base a medidas de radiación solar

FORMULA DE JENSEN Y HAISE

c) En base a la evaporación del tanque A

d) En base a datos climatológicos

FORMULA DE BLANEY CRIDDLE

FORMULA DE THORNTWAITE

FORMULA DE GRASSI CHRISTIANSEN

FORMULA DE HARGREAVES

FORMULA DE LOWRY Y JHONSON

FORMULA DE CHRISTIANSEN - YEPEZ

7.4.7. ELECCION DE FORMULAS

La relación de la elección del método para determinar los requerimientos de agua de los cultivos, depende esencialmente del tipo de información climática disponible para cada proyecto así como también las condiciones climáticas para las que han sido desarrolladas cada una de las fórmulas. En función de esto en nuestro estudio vamos a aplicar el método de BLANEY - CRIDDLE con la corrección efectuada por PHELAN.

7.4.8. DETERMINACION DE LA EVAPOTRANSPIRACION CON LA FORMULA DE BLANEY - CRIDDLE CON LA CORRECCION DE PHELAN

Este método presenta la ventaja de haber sido desarrollado en base a datos obtenidos en experiencias de riego en condiciones similares a las de nuestro proyecto, es decir para zonas bastante calurosas, semiáridas y áridas, además por no contar con datos de evaporación confiables.

Este método relaciona valores reales (actuales) de evapotranspiración con la temperatura media mensual T , y el porcentaje mensual de las horas anuales del brillo solar, P .

7.4.8.1. Descripción

Para realizar una descripción clara del procedimiento para el cálculo de la evapotranspiración por el método de BLANEY - CRIDDLE con la modificación introducida por PHELAN, utilizamos el cuadro Nº 7.2, del cual describimos las columnas.

Columnas:

1. Valores de las temperaturas medias mensuales plurianuales en $^{\circ}\text{C.}$, determinadas para la zona del proyecto.
2. Valores de P , correspondiente a la latitud en la que se halla la zona del proyecto o estación meteorológica base, se encuentran en el cuadro Nº 7.9 calculada por autores, o se establece en base a la misma por

interpolación.

3. Valores de factor de luminosidad y temperatura expresados en mm obtenidos con la fórmula:

$$f = P(8,12 + 0,457 T)$$

4. Valores del coeficiente de temperatura, calculados en base a la fórmula $K_t = 0,24 + 0,0312 T$, donde T corresponde a los valores de la columna 1.
5. Valores correspondientes a los productos de los datos de las columnas 3 y 4.
6. Valores de los productos ($f \times K_t$) en % respecto a la sumatoria de dichos productos mensuales, se establecen con la relación ($f \times K_t$) multiplicando cada valor de la columna 5 por 100 y luego se divide por la sumatoria de los valores de dicha columna.
7. Valores de evapotranspiración diaria expresados en mm de agua evaporada, se establecen dividiendo los valores de la columna 5 por el número de días de cada mes.

7.4.9. LLUVIAS EFECTIVAS

7.4.9.1. Precipitación

En la generalidad de los casos, la precipitación representa la casi totalidad del aporte hídrico al suelo. Del agua que cae sobre la superficie del terreno, parte es interceptada por la vegetación

(Intercepción Foliar), parte infiltra y se incorpora a la capa radical, parte percola debajo de las raíces del cultivo y parte escurre sobre la superficie del terreno.

La proporción de agua retenida en la capa radical con relación a la lluvia, depende de las características del terreno para recibir agua; como: condiciones físicas y grado de humedad, cobertura, pendiente; y las características de la lluvia como: altura, intensidad, duración y frecuencia.

7.4.9.2. Precipitación normal o total

Es aquella precipitación que se ha presentado cada mes, y ha sido registrada mediante un pluviómetro de la estación respectiva. En el presente trabajo hemos utilizado datos de las precipitaciones estimadas para la zona del proyecto.

7.4.9.3. Precipitación probable del agua

El uso consuntivo mensual varía muy poco de año en año. En cambio la precipitación varía enormemente. El requerimiento neto de riego puede definirse como la porción del uso consuntivo no suministrado por la lluvia y por lo tanto varía junto con ésta. Por lo expuesto, los requerimientos de riego no deben calcularse a base de la lluvia mensual pues sólo satisfacería las necesidades del cultivo la mitad del tiempo. Debido a esto es práctica común estimar la lluvia,

y por lo tanto los requerimientos de riego, a base de consideraciones de probabilidad siendo el porcentaje establecido en función de consideraciones económicas.

Se efectuó un análisis de la frecuencia probable de lluvias o grado de sequedad, tomando los datos de precipitación estimada para la zona del proyecto en el período considerado y ordenándolos en forma descendente (cuadro N° 7.3), se empleó la siguiente fórmula:

$$F.A = 100 (N - 0.5) / m; \text{ en donde:}$$

F.A% = Frecuencia probable o porcentaje de años durante los cuales la precipitación es mayor o igual a la precipitación correspondiente a la del número de orden m.

N = Número de orden de las precipitaciones medias anuales ordenadas en forma descendente.

m = Número total de precipitaciones (21 años).

Posteriormente los datos de F.A (frecuencia probable), denominada X, y precipitación media anual, denominada y, fueron sometidos a la prueba estadística de ajuste por mínimos cuadrados, para lo cual usamos un programa para tal efecto, en la calculadora CASSIO 3600, llegándose a determinar los coeficientes de correlación y regresión con los cuales se obtuvo la ecuación de tendencia lineal y cuyos valores son:

$$a = 1704,966$$

$$b = -10,6087 \text{ (coeficiente de regresión)}$$

$$r = -0,966 \text{ (coeficiente de correlación)}$$

$$Y = 1704,966 - 10,6089 X \text{ (ec. de tendencia lineal)}$$

siendo:

Y = precipitación anual

X = Grado de sequedad (%) o frecuencia probable de lluvia

Con dicha ecuación de tendencia lineal se determinó la frecuencia 80% de ocurrencia de lluvia:

$$Y = 1704,966 - 10,6089 X$$

$$80\% P = 1704,966 - 10,6089 (80)$$

$$80\% P = 856,254 \text{ mm}$$

Valor con el cual se obtuvo el coeficiente de ajuste (C)

C = 80% P / Y ; en donde:

Y = lluvia media plurianual del proyecto = 1179 mm.

$$80\% P = 856,254 \text{ mm}$$

$$C = 856,255 \text{ mm} / 1179 \text{ mm} = 0.726; C = 0.726$$

Este coeficiente de ajuste C se multiplicó por los valores medios mensuales de precipitación, obteniéndose así la lluvia mensual para el proyecto con la probabilidad del 80%, valores que constan en el cuadro Nº 7.4.

7.4.9.4. Determinación de la lluvia efectiva.

La precipitación que se destina a recargar el suelo más lo que es interceptable por el follaje de la vegetación se conoce como lluvia efectiva, es decir es la cantidad o porcentaje de lluvia total que puede

ser aprovechada por la planta. Este porcentaje está en función de las características físicas del suelo: pendiente, grado de humedad al momento de iniciarse la lluvia, además de la intensidad, frecuencia y duración de la precipitación.

Calculamos la lluvia efectiva mediante el ábaco de la BUREAU OF RECLAMATION (ABACO Nº 7.1) que tiene como parámetros de entrada el uso consuntivo y el valor de la lluvia 80% mensual.

Los valores de la lluvia efectiva, se encuentran tabulados en los cuadros Nº 7.5 al 7.7.

7.5. BALANCE HIDRICO

El proceso inverso al agotamiento edáfico por evapotranspiración, lo constituye el aporte hidrico por diversos conceptos: precipitación, ascenso del agua por capilaridad, condensación del vapor acuoso.

El movimiento del agua en estado de vapor producido por diferencias de potencial y la condensación del vapor acuoso en la capa del suelo que exploran las raíces, es generalmente de escasa importancia práctica. El ascenso de agua por capilaridad tiene significación en condiciones muy especiales de conductividad capilar de los suelos, distancia a la superficie freática y calidad del agua y en tal caso debe considerarse como un aporte hidrico de alguna importancia.

El aporte hidrico de mayor significación en nuestra

zona del proyecto, lo constituye la precipitación resultando de esta manera que el resto de factores tales como: ascenso de agua por capilaridad, condensación del vapor acuoso sean despreciables.

Adicionalmente, consideraremos como aporte hídrico la cantidad de agua necesaria para el óptimo aprovechamiento de los cultivos suministrada por el embalse a realizarse. Tomando especial atención además a las pérdidas y eficiencias que en un sistema de riego se produce.

7.5.1. FACTORES DE EFICIENCIA

En todo sistema de riego, se producen pérdidas y desperdicios de agua, que deben ser evaluados a fin de determinar la factibilidad técnica, económica y social del proyecto.

La eficiencia de uso del agua en un proyecto de riego, dependen no sólo de las condiciones edafoclimáticas del área de diseño, construcción y operación de la obra, sino de los factores de orden agrícola, económico y social que juegan un rol preponderante.

Si bien en los tópicos que a continuación se discuten se incluyen datos de pérdidas y desperdicios, conforme a experiencias probadas que nos brindan los actuales sistemas de riego, nosotros adoptaremos eficiencias razonables para alcanzar buenos beneficios sociales y económicos con respecto al costo de la obra.

Por lo tanto llegamos a darnos cuenta que la



estimación de la eficiencia es una de las decisiones más importantes a la vez que difíciles dentro de un proyecto de riego:

- Si se asume un valor demasiado bajo se encarece el proyecto, se reduce la superficie beneficiada y se origina problemas adicionales para el drenaje.
- En cambio una eficiencia muy alta, genera la consiguiente falta de agua para los cultivos y significaría una reducción de los beneficios esperados del proyecto.

En suma la eficiencia de un sistema de riego depende de las pérdidas que se produzcan en las diferentes etapas por las cuales pasa el agua hasta llegar a ser usado por la planta, así tenemos:

- Pérdidas por conducción
- Pérdidas en el sistema de distribución
- Pérdidas por el tipo de suelo a irrigarse.

Debiendo indicarse que además de las pérdidas anteriormente anotadas, en el presente proyecto, se presentarán y se considerarán las pérdidas a producirse en el embalse debido principalmente a la temperatura (evaporación) y a la infiltración.

7.5.2. VALOR DE EFICIENCIA ADOPTADO

Según experiencias obtenidas en los sistemas de riego contruidos por el INERHI, hemos considerado dos

tipos de eficiencia para determinar la eficiencia total del sistema, estas son:

1. Eficiencia de conducción
2. Eficiencia de riego o aplicación

1. La eficiencia por conducción, la vamos a adoptar, para el proyecto del orden del 90%, dado que la conducción se la realizará por conducto cerrado, (tubería).
2. La eficiencia de riego o aplicación, debido al sistema de riego adoptado, y, al tipo de suelo, lo asumimos para el presente proyecto del orden del 55%, debido a las pendientes del terreno ya que el agricultor no tiene todavía la experiencia técnica en el uso racional del agua.

Por lo tanto la eficiencia del sistema de riego será:

$E_{fr} = 0,90 \times 0,55 \approx 0,50$, redondeando, tendremos:

$E_{fr} = 50\%$

7.6. REQUERIMIENTOS DEL SISTEMA

7.6.1. GENERALIDADES

La necesidad o requerimientos de riego, durante un periodo, de un determinado cultivo en particular, que aparece con un posible déficit en el balance hídrico, resulta de restar a la evapotranspiración actual, la precipitación efectiva P_e , el aporte de humedad del perfil d_1 , que es igual a la diferencia de la lámina

inicial y final del periodo, y el eventual aporte de un nivel freático alto d_2 ; por lo tanto tenemos:

$$R_r = ETr - (P_e + d_1 + d_2)$$

Dado que el balance hídrico general de nuestro proyecto, y el cálculo de las necesidades individuales de riego, lo hemos realizado para diferentes intervalos de tiempo, es posible a través de este análisis, detectar necesidades permanentes: riego integral a implementarse en la zona del proyecto.

El riego integral se justifica por que aparece un déficit marcado de varios meses durante los cuales no se puede realizar cultivos sin riego artificial. El balance hídrico calculado con valores climáticos mensuales nos determina con claridad este tipo de riego.

7.6.2. REQUERIMIENTOS NETOS

Tomando en consideración que en la zona del proyecto los aportes que se generan a nivel freático son nulos d_2 , y el aporte de humedad del perfil (d_1) son mínimos, los requerimientos de riego netos (R_n) quedan determinados por la siguiente expresión:

$$R_n = ETr - P_e$$

$$ETr = \text{uso consuntivo}$$

Los requerimientos netos de este proyecto se encuentran tabulados en los cuadros Nº 7.5 al 7.7.

7.6.3. REQUERIMIENTOS BRUTOS

Toda una vez que se ha determinado los requerimientos netos (R_n) y la eficiencia total del sistema de riego, podemos entonces calcular los requerimientos brutos de riego del proyecto.

Los requerimientos brutos (R_b) se expresan como la relación entre los requerimientos netos (R_n) y la eficiencia del sistema (E_{fr}), por tanto tenemos:

$$R_b = R_n / E_{fr} \quad (\text{cuadros N}^\circ 7.5 - 7.7)$$

7.6.4. USO CONSUNTIVO Y NECESIDAD DE RIEGO

Para cada cultivo se utiliza un cuadro de 10 columnas.

Columnas:

1. Valores de la evapotranspiración potencial mensual expresados en mm (calculados por el método de Blaney Criddle modificado por Phelan).
2. U_c , valores del porcentaje mensual acumulados del ciclo del cultivo (ejemplo: si tenemos un cultivo cuyo ciclo vegetativo es de 5 meses, el porcentaje mensual para el primer mes es de $100 / 5$ y esto es igual a 20, para el segundo es igual a 40 y, así sucesivamente hasta que para el último mes es igual a 100).
3. U_c , valores promedios entre los datos (U_c) consecutivos de la columna anterior (ejemplo: para el primer mes

$U_c = 0$, entonces: $(0 + 20) / 2 = 10$, para el segundo mes $(20 + 40) / 2 = 30$ y, así sucesivamente).

4. Valores del coeficiente periódico (K_c) de uso consecutivo en función del ciclo vegetativo (c.v). Para ellos se determina primeramente el coeficiente global de evapotranspiración estacional (K_G) para cada cultivo (cuadro Nº 7.10). Con los valores de K_G y $U_c\%$ se determinó el coeficiente K_c (cuadro Nº 7.11). En caso de no encontrarse dichos valores en la tabla deberá interpolarse.
5. Valores de la evapotranspiración real, obtenidos por la multiplicación de la evapotranspiración potencial (ETP) con el coeficiente periódico (K_c) de uso consecutivo.
6. Valores de la precipitación 80% probable en mm/mes para los meses del ciclo vegetativo considerado.
7. Valores de la lluvia efectiva en mm/mes. Se utiliza el Abaco número 7.1 que relaciona evapotranspiración real y precipitación 80% probable.
8. Requerimiento neto del cultivo o uso consuntivo en mm/mes, que se obtienen por la diferencia entre la evapotranspiración real (ETR) y la lluvia efectiva.
9. Requerimiento bruto del cultivo en mm/mes, que se obtiene dividiendo el requerimiento neto para la eficiencia.
10. Requerimiento bruto del cultivo en mm/día que se obtiene dividiendo la columna 9 por el número de días

del mes considerado.

11. Los valores de la columna 10 multiplicando por el factor $(10000) / 86.400$ permite transformar a Lit/seg/Hr.

Los cálculos se presentan en los cuadros Nº 7.5 al 7.7.

7.7. CAUDAL CARACTERISTICO

Si expresamos los valores de los requerimientos brutos en metros cúbicos que hay que suministrar por hectárea y luego transformamos en caudal, expresando en Lit/s/Ha. Obtenemos los caudales ficticios continuos variables en cada mes.

Los valores de los caudales ficticios continuos (Q) los podemos observar en los cuadros 7.5 al 7.7, columna (11).

Si entre estos caudales ficticios continuos mensuales (Q), se considera el caudal máximo en el momento del período seco, entonces obtenemos el caudal característico propio para cada cultivo:

CULTIVO	CAUDAL CARACTERISTICO (Q) (L/s/Ha.)
Maíz	0.641
Fréjol	0.058
Yuca	0.776

A continuación determinamos el caudal característico de diseño modular para lo cual se calcula el caudal

expresado en Lit/seg (q):

$$q = Q \times \#Ha. \text{ (Lit/s)}$$

Y luego, realizamos la sumatoria de q (Eq) por cada mes del año.

Calculamos el caudal característico para cada uno:

$$qc = Eq / E \text{ Has. cultivadas} \quad (L/s/Ha)$$

A estos cálculos los podemos apreciar en el cuadro Nº 7.8.

El caudal característico de diseño modular es el mayor caudal característico calculado (qc) para cada mes del año, por lo tanto y del cálculo efectuado tenemos que el caudal característico para nuestro proyecto es de 0.776 l/s/Ha. tal como lo podemos apreciar en el cuadro Nº 7.8 y señalado con un asterisco (*).

7.7.1. DOSIS MAXIMA DE RIEGO

La abosorción del agua por las plantas varía, según la profundidad y densidad del sistema radicular y las propiedades hidráulicas del suelo.

La dosis de riego no debe sobrepasar la dosis máxima (Dm), porque se correría el riesgo de asfixiar a la planta o perder inútilmente el recurso agua.

Procedemos por lo tanto a determinar la dosis máxima (Dm) (mm) o lámina de aplicación para los diferentes

cultivos mediante la siguiente fórmula:

$$\text{Lámina} = (\text{Cc} - \text{Pm}) \text{ Da} \times \text{Pr};$$

en donde:

Cc = Capacidad de campo

Pm = Punto de marchitez

Da = Densidad aparente

Pr = Profundidad radicular, para cada cultivo (cuadro N° 7.12).

Los parámetros Cc, Pm y Da fueron determinados en base a una clasificación visual del suelo que existe en el área de riego; en vista de que no se posee un estudio edafológico del proyecto, para lo cual usamos el cuadro N° 7.13: del cual clasificamos al suelo de nuestro proyecto como del tipo franco, es decir de una textura media entre arenas muy finas y franco-limoso, en el cual lo hemos denotado por un asterisco (*).

Con esta clasificación, en función de la textura, entramos en el cuadro N° 7.14 y determinamos los parámetros necesarios para determinar la Lámina de aplicación:

Da = 1.40

Cc = 22%

Pm = 10

Por lo tanto, y para los cultivos propuestos tenemos:

CULTIVO	LAMINA DE APLICACION (mm)
Maíz	16.8 x 5 = 84

$$\text{Fréjol} \quad 16.8 \times 5 = 84$$

$$\text{Yuca} \quad 16.8 \times 7.5 = 126$$

$$D_m = (84 + 84 + 126)/3 = 98 \text{ mm}$$

En la práctica se acostumbra a tomar una dosis igual a las 2/3 de la dosis máxima denominada dosis práctica (Dp):

$$D_m = 98 \text{ mm} = 980 \text{ m}^3/\text{Ha.} \quad 1 \text{ mm} = 10 \text{ m}^3/\text{Ha.}$$

$$D_p = 2/3 \times 980 = 653 \text{ m}^3/\text{Ha.}$$

7.7.2. ESPACIAMIENTO DE LOS RIEGOS

$N = Q/D_p$; siendo: N = número de riegos al mes.

D_p = dosis práctica ($653 \text{ m}^3/\text{Ha}$) ; Q = requerimiento total de riego.

$$Q = 0.776 \text{ l/s/Ha.} = 67.05 \text{ m}^3/\text{día/Ha.} = 2.011,40 \text{ m}^3/\text{mes/Ha.}$$

$$N = 2.011,40/653 = 3 \text{ (3 riegos al mes; cada 10 días)}$$

Entonces la dosis real (Dr) será:

$$D_r = Q/N = 2.011,40/3 = 670,50 \text{ m}^3/\text{Ha. (cada 10 días)}$$

7.7.3. REQUERIMIENTO DE LOS MODULOS (m)

El área neta de riego se ha dividido en 3 módulos (m); así:

Módulo	1		2		3		Total
Cultivo	Ha	%	Ha	%	Ha	%	Has.
Maíz	1.88	40	2.00	40	2.12	40	6.00
Fréjol	1.88	40	2.00	40	2.12	40	6.00
Yuca	0.94	20	1.00	20	1.06	20	3.00
Total	4.70	100	5.00	100	5.30	100	15.00

qc = caudal característico de diseño = 0.776 l/s/Ha

Luego el caudal requerido por cada uno de estos módulos (m) es:

$$Q_m = S_m \times q_c$$

$$m_1 : Q_m = 4.70 \text{ Ha} \times 0.776 \text{ l/s/Ha} = 3.647 \text{ lit/seg.}$$

$$m_2 : Q_m = 5.00 \text{ Ha} \times 0.776 \text{ l/s/Ha} = 3.880 \text{ lit/seg.}$$

$$m_3 : Q_m = 5.30 \text{ Ha} \times 0.776 \text{ l/s/Ha} = 4.113 \text{ lit/seg.}$$

$$\overline{Q_m} = 4.00 \text{ lit/seg.}$$

7.7.4. DURACION DEL RIEGO (Tr)

La duración del riego por hectárea al aplicar la dosis real será:

$$Tr = Dr/Q_m = 670.5 \text{ m}^3/\text{Ha} / 0.004 \text{ m}^3/\text{seg} = 167.625 \text{ seg/Ha}$$

$$Tr = 46 \text{ h } 34 \text{ min.} / \text{Ha.} ;$$

duración que será adoptada para todos los módulos.

CALCULO DE LA EVAPOTRANSPIRACION POR EL METODO DE BLANCY-CRIDDLE MODIFICADO
POR PHELAN

Cuadro No. 7.2

MESES	T°C Media	P	f	Kt	fKt	%fKt	fKt
	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)
Enero	19,80	8,64	148,34	0,85	127,57	8,42	4,25
Febrero	19,80	7,76	133,23	0,86	114,57	7,56	4,09
Marzo	20,00	8,50	146,71	0,86	126,17	8,32	4,20
Abril	20,10	8,16	141,21	0,87	122,85	8,11	4,09
Mayo	20,30	8,37	145,61	0,87	126,68	8,36	4,22
Junio	20,40	8,07	140,76	0,88	123,86	8,17	4,12
Julio	20,60	8,20	143,78	0,88	126,52	8,35	4,21
Agosto	20,80	8,40	148,06	0,89	131,77	8,70	4,39
Septiembre	20,80	8,19	144,35	0,89	128,47	8,48	4,28
Octubre	20,00	8,56	147,75	0,86	127,06	8,38	4,23
Noviembre	20,60	8,33	146,06	0,88	128,53	8,48	4,28
Diciembre	20,20	8,66	150,26	0,87	130,72	8,63	4,35

$$f = P (8,12 + 0,457)$$

$$\Sigma fKt = 1514,77$$

$$Kt = 0,24 + 0,0312 T$$

CALCULO DE LA LLUVIA PROBABLE

Cuadro No. 7.3

N	AÑOS	(Y) PRECIPITACION	F. A. %
1	1983	1950,5	2,38
2	1984	1552,4	7,14
3	1975	1476,7	11,90
4	1965	1474,9	16,66
5	1967	1470,0	21,42
6	1982	1370,4	26,18
7	1972	1275,7	30,94
8	1976	1271,3	35,70
9	1971	1264,5	40,46
10	1973	1257,7	45,22
11	1981	1168,2	49,98
12	1969	1155,7	54,74
13	1974	1116,5	59,50
14	1977	1083,0	64,26
15	1970	1006,9	69,02
16	1964	1006,5	73,78
17	1966	861,3	78,54
18	1980	836,5	83,30
19	1979	833,6	88,06
20	1968	666,0	92,82
21	1978	571,7	97,58
Σ		24756,00	1049,58
x̄		1179,00	50,00

LLUVIA 80 % PROBABLE

Cuadro No. 7.4

Mes	Precip media mensual del periodo (mm)	Precipitación al 80%	
		Mensual (mm)	Diaria (mm)
Enero	121,9	88,53	2,95
Febre	207,9	150,98	5,39
Marzo	280,4	203,64	6,79
Abril	206,6	150,04	5,00
Mayo	80,4	58,39	1,94
Junio	25,0	18,16	0,60
Julio	8,8	6,39	0,21
Agost	12,9	9,36	0,31
Septi	25,5	18,51	0,62
Octub	70,5	51,20	1,65
Novie	52,7	38,27	1,27
Dicie	81,7	59,33	1,98
SUMA	1174,3	852,80	28,71

USO CONSUNTIVO Y NECESIDAD DE RIEGO PARA EL MAIZ (Kg = 0,85)

Siembra: Enero

Cosecha: Mayo

Eficiencia= 0,50

Cuadro No. 7.5

MESES	ETP mm/mes	U c %	U c %	Kc	ETR mm/mes	Lluvia mensual 80%	Lluvia Efectiva	Req Neto	Requerim Bruto		Q lit/s/Ha
								mm/mes	mm/mes	mm/día	
	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)
Enero	127,57	20	10	0,385	49,114	88,53	49,114	—	—	—	—
Febrero	114,57	40	30	0,809	92,687	150,98	92,687	—	—	—	—
Marzo	126,17	60	50	1,045	131,848	203,64	131,848	—	—	—	—
Abril	122,85	80	70	1,094	134,398	150,04	103,000	31,398	62,796	2,093	0,242
Mayo	126,68	100	90	0,956	121,106	58,39	38,000	83,106	166,212	5,540	0,641

USO CONSUNTIVO Y NECESIDAD DE RIEGO PARA EL FREJOL (Kg = 0,70)

Siembra: Enero

Cosecha: Abril

Eficiencia= 0,50

Cuadro No. 7.6

Enero	127,57	25	12,5	0,36	45,925	88,53	45,925	—	—	—	—
Febrero	114,57	50	37,5	0,75	85,928	150,98	85,928	—	—	—	—
Marzo	126,17	75	62,5	0,90	113,553	203,64	113,553	—	—	—	—
Abril	122,85	100	87,5	0,81	99,509	150,04	92,000	7,509	15,018	0,500	0.058



USO CONSUNTIVO Y NECESIDAD DE RIEGO PARA EL CULTIVO DE YUCA (Kg = 0,60)

Siembra: Enero

Cosecha: Diciembre

Eficiencia= 0,50

Cuadro No. 7.7

MESES	ETP mm/mes	U c %	U c %	Kc	ETR mm/mes	Lluvia mensual 80%	Lluvia Efectiva	Req Neto mm/mes	Requerim mm/mes	Bruto mm/día	Q lit/s/Ha
	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)
Enero	127,57	8,33	4,16	0,113	14,415	88,53	14,415	—	—	—	—
Febrero	114,57	16,66	12,50	0,313	35,860	150,98	35,860	—	—	—	—
Marzo	126,17	25,00	20,83	0,449	56,650	203,64	56,650	—	—	—	—
Abril	122,85	33,33	29,16	0,560	68,796	150,04	68,796	—	—	—	—
Mayo	126,68	41,66	37,49	0,646	81,835	58,39	38,500	43,335	86,670	2,889	0,384
Junio	123,86	50,00	45,83	0,710	87,940	18,16	7,000	80,940	161,880	5,396	0,624
Julio	126,52	58,33	54,16	0,752	95,143	6,39	0,000	95,143	190,286	6,343	0,734
Agosto	131,77	66,66	62,49	0,771	101,595	9,36	1,000	100,595	201,190	6,706	0,776
Septiem	128,47	75,00	70,83	0,769	98,793	18,51	7,000	91,793	183,586	6,120	0,708
Octubre	127,06	83,33	79,16	0,743	94,405	51,20	30,000	64,405	128,810	4,294	0,497
Noviemb	128,53	91,66	87,66	0,843	108,350	38,27	22,000	86,350	172,700	5,757	0,666
Diciemb	130,72	100,0	95,83	0,700	91,504	59,33	38,000	53,504	107,008	3,567	0,413

CAUDAL CARACTERISTICO DE DISEÑO MODULAR (qc)

Cuadro No. 7.8

NESES	Maíz	q (lit/seg)		Eq (l/s)	qc (l/s)
		Fréjol	Yuca		
	6 Ha	6 Ha	3 Ha		
E	-	-	-	-	-
F	-	-	-	-	-
N	-	-	-	-	-
A	1,452	0,348	-	1,800	0,150
N	3,846	-	1,872	4,848	0,539
J	-	-	1,872	1,872	0,624
J	-	-	2,202	2,202	0,734
A	-	-	2,328	2,328	0,776
S	-	-	2,124	2,124	0,708
O	-	-	1,491	1,491	0,497
N	-	-	1,998	1,998	0,666
D	-	-	1,239	1,239	0,413

$q \text{ (l/s)} = Q \text{ (l/s/Ha)} \times \# \text{ Ha.}$ Q tomada de los cuadros
No. 7.5 al 7.7 en (l/s/Ha)

$qc \text{ (l/s/Ha)} = Eq / E \text{ Has. cultivadas en el mes considerado.}$

REQUERIMIENTOS TOTALES DE AGUA

PROYECTO "EL TABLON"

CULTIVOS	MAIZ		FREJOL		YUCA		REQUERIMIENTOS
No. hás	6.00		6.00		3.00		TOTALES
MESES	Requer Brutos		Requer Brutos		Requer Brutos		M3
	m3/Há	m3	m3/Há	m3	m3/Há	m3	
Enero	—	—	—	—	—	—	—
Febrero	—	—	—	—	—	—	—
Marzo	—	—	—	—	—	—	—
Abril	627,96	3768	150,18	901	—	—	4669
Mayo	1662,12	9973	—	—	866,70	2600	12573
Junio	—	—	—	—	1618,80	4856	4856
Julio	—	—	—	—	1902,86	5709	5709
Agosto	—	—	—	—	2011,90	6036	6036
Septiembre	—	—	—	—	1835,86	5508	5508
Octubre	—	—	—	—	1288,10	3864	3864
Noviembre	—	—	—	—	1727,00	5181	5181
Diciembre	—	—	—	—	1070,08	3210	3210

Quadro No 7.9 Insolación o resplandor solar valores P, para grados de latitud sur

! Latitud	E	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	!
! 0	8.49	7.67	8.49	8.22	8.49	8.49	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	8.24	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	8.83	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	8.53	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	7.98	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	7.93	7.90	7.50	7.88	8.10	8.14	8.80	8.80	9.24	!
! 20	9.25	8.09	8.58	7.92	7.83	7.41	7.78	8.05	8.13	8.83	8.85	9.32	!
! 22	9.36	8.12	8.58	7.89	7.74	7.30	7.75	8.03	8.13	8.86	8.90	9.38	!
! 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	!

FUENTE: EL INGENIO 2da. parte

INERHI - UNL

Cuadro No. 7-10 : Coeficientes globales de evapotranspiración estacional (kg) para diversos cultivos: en donde los valores máximos corresponden a las zonas de clima árido y semiárido y los valores mínimos a zonas húmedas y semihúmedas.

Cultivo	Período	Coeficiente global kg
	Vegetativo	
Aguacate	Perenne	0,50 - 0,55
Alfalfa	6 -7 meses	0,60 - 0,65
Arroz	3 - 5 meses	1,00 - 1,20
Cacao	perenne	0,75 - 0,80
Café	perenne	0,75 - 0,80
Camote	5 - 6 meses	0,60
Caña de azúcar	perenne	0,75 - 0,90
Cereales de grano pequeño		
Avena, Centeno,		
Cebada, trigo	3 - 6 meses	0,75 - 0,85
Cítricos	7 - 8 meses	0,50 - 0,65
Pera	perenne	0,54 - 0,60
Fréjol	3 - 4 meses	0,60 - 0,70
Maíz	5 - 6 m	0,75 - 0,85
Yuca	perenne	0,50 -0,60

FUENTE: Facultad de Ciencias Agrícolas. UNL

Agreda y otros, 1981.

Quadro No 7.11 Coeficientes periodicos (Kc) de uso consuntivo en función del ciclo vegetativo,
deacurdo con Grassi y Christiansen

!		KG =0.35	KG=0.40	KG=0.45	KG=0.50	KG=0.55	KG=0.60	KG=0.65	KG=0.70	KG=0.75	KG=0.80	KG=0.85	KG=0.90	KG=0.95	!
!		<u>Kc</u>	<u>Kc</u>	<u>Kc</u>	<u>Kc</u>	<u>Kc</u>	<u>Kc</u>	<u>Kc</u>	<u>Kc</u>	<u>Kc</u>	<u>Kc</u>	<u>Kc</u>	<u>Kc</u>	<u>Kc</u>	!
!	10	0.158	0.181	0.204	0.226	0.249	0.272	0.295	0.317	0.340	0.362	0.385	0.407	0.430	!
!	20	0.255	0.292	0.328	0.365	0.401	0.438	0.474	0.511	0.547	0.583	0.620	0.657	0.693	!
!	30	0.333	0.380	0.428	0.475	0.523	0.571	0.618	0.666	0.713	0.761	0.809	0.856	0.904	!
!	40	0.391	0.477	0.503	0.559	0.615	0.671	0.727	0.783	0.839	0.895	0.951	1.006	1.063	!
!	50	0.430	0.492	0.553	0.615	0.676	0.738	0.799	0.861	0.922	0.984	1.045	1.107	1.168	!
!	60	0.450	0.514	0.578	0.643	0.707	0.771	0.836	0.900	0.964	1.028	1.093	1.157	1.221	!
!	70	0.450	0.515	0.579	0.643	0.708	0.772	0.837	0.901	0.965	1.030	1.094	1.158	1.222	!
!	80	0.432	0.493	0.555	0.616	0.678	0.740	0.801	0.863	0.925	0.986	1.048	1.109	1.171	!
!	90	0.393	0.450	0.406	0.562	0.618	0.674	0.731	0.787	0.843	0.899	0.956	1.012	1.068	!
!	100	0.336	0.488	0.432	0.480	0.528	0.576	0.624	0.672	0.720	0.768	0.816	0.864	0.912	!

Fuente: Maldonado, 1983

PROFUNDIDAD EN METROS DE ENRAIZAMIENTO

CUADRO NO 7.12

CULTIVOS	VARIACION SEGUN TIPO DE SUELO		
	LIGEROS	MEDIANOS	PESADOS
Aguacate	1.00	0.70	0.80
Alcachofa	1.20	0.80	0.60
Alfalfa	1.40	1.00	0.60
Algodón	0.70	0.50	0.40
Ají y otras semejantes	0.40	0.30	0.25
Berenjena	0.70	0.60	0.50
Caa de azucar	0.70	0.50	0.40
Calabaza	0.70	0.60	0.50
Cebolla	0.40	0.30	0.20
Cereales	0.50	0.40	0.30
Col	0.50	0.40	0.30
Curcubitáceas	0.40	0.30	0.20
Citricos (según pie)	0.80	0.60	0.50
Espinaca	0.50	0.40	0.30
Espárragos	1.20	0.80	0.55
Frutales hoja caduca (melocotón)	0.90	0.70	0.60
Frutales hoja caduca(tipo manzano)	0.95	0.75	0.60
Higuera	1.00	0.70	0.50
Judía, guisante, poroto, frejol	0.60	0.50*	0.40
Maíz sorgo	0.70	0.50*	0.35
Melón	1.00	0.90	0.80
Olivo	1.00	0.80	0.70
Patata	0.50	0.30	0.25
Pastos regados	1.00	0.75	0.50
Remolacha	1.00	0.85	0.75
Tomate	0.50	0.40	0.30
Vid	0.75	0.60	0.45
Vña	1.10	0.90	0.80
Zanahoria	0.90	0.70	0.60
Yuca	0.90	0.75*	0.70

FUENTE: TECNICA DEL RIEGO MAG - INERHI - IRYDA

Antonio Beltrán Osuna. Quito 1979.

GUIA PARA CONOCER LA HUMEDAD FACILMENTE APROBECHABLE DE LOS SUELOS SEGUN SU TEXTURA AL TACTO:

Cuadro Nº 7.13

Humedad del suelo fácilmente aprovechable.	Suelos arenosos francos y Franco-arenosos (Tex. gruesa).	Suelos franco arenosos muy finos y franco-limoso (textura media)	Suelos franco arcillosos, limosos y franco arcillosos (textura fina).
0 - 25 %	Secos, sueltos, se escurren entre los dedos.	Deleznables; a veces ligeramente costrosos pero se deshacen fácilmente en polvo.	
25 - 50 %	Tienen aspecto seco; no forman bola de comprimirlos.	Algo migajosos pero se mantienen compactos al comprimirlos.	Algo dóciles; se apelotan al comprimirlos.
50 - 75 %	Tienen a formar una bola al comprimirlos, que apenas se mantienen compacta cuando se la hace rebotar en la mano.	Forman una bola; algo plásticos; se alisan ligeramente al comprimirlos.	Forman una bola, se estiran al apretarlos entre el pulgar y el índice; son suaves al tacto.
75 - 100 %	Forman una bola floja, que se rompe fácilmente cuando se la hace rebotar en la mano, no se alisan.	Forman una bola; muy dóciles; se alisan fácilmente.*	Se estiran fácilmente al apretarlos entre el pulgar y el índice; son suaves al tacto.
100 % (Capacidad de campo)	Al apretarlos no desprenden agua, pero dejan una huella de humedad en la mano; se adhieren al pulgar cuando se los comprimen entre éste y el índice.	Lo mismo que los franco arenosos.	Lo mismo que los franco arenosos.
Saturado	Desprenden agua al apretarlos.	Lo mismo que los franco arenosos.	Lo mismo que los franco arenosos.

CUADRO NO 7.14

PROPIEDADES FÍSICAS DEL SUELO

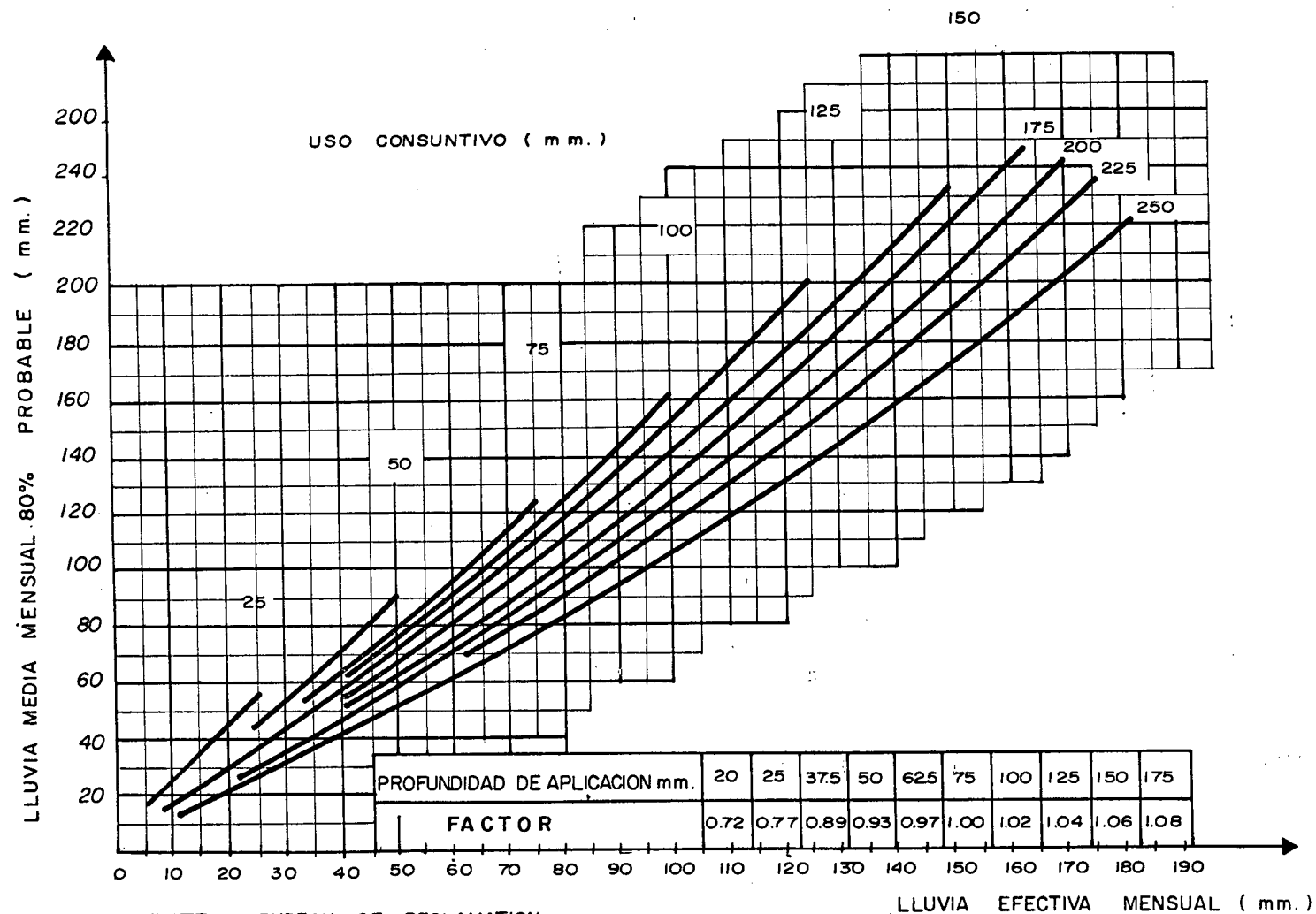
TEXTURA DEL SUELO	INFILTRACION BASICA mm/hora	ESPACIO POROSO %	PESO ESPECIFICO (1) APARENTE	CAPACIDAD DE CAMPO (2) %	COEFICIENTE DE MARCHITEZ (3) %	HUMEDAD DISPONIBLE		
						peso seco % (4)=(2-3)	Volumen %(5)=(4x1)	m.m agua cada 10cm. suelo
ARENOSO	50 (25-250)	38 (32-42)	1.65 1.55-1.80	9 (6-12)	4 (2-6)	5 (4-6)	8 (6-10)	8.2 (6.2-10.8)
FRANCO ARENOSO	25 (13-75)	43 (40-47)	1.50 1.40-1.60	14 (10-18)	6 (4-8)	8 (6-10)	12 (9-15)	12 (8.4-16)
FRANCO	12.5 (7.5-20)	47 (43-49)	1.40* 1.35-1.50	22* (18-26)	10* (8-12)	12 (10-14)	17 (14-20)	16.8* (13.5-21)
FRANCO ARCILLOSO	7 (2-15)	49 (47-51)	1.35 1.30-1.40	27 (23-31)	13 (11-15)	14 (12-16)	19 (16-22)	18.9 (15.6-22.4)
ARCILLOSO LIMOSO	2 (0.2-5.0)	51 (49-53)	1.30 1.25-1.35	31 (27-35)	15 (13-17)	16 (14-18)	21 (18-23)	20.8 (17.5-24.3)
ARCILLOSO	0.5 (0.1-1.0)	53 (51-55)	1.25 1.20-1.30	35 (31-39)	17 (15-19)	18 (16-20)	23 (20-25)	22.5 (19.2-26)

NOTA: Los valores entre paréntesis representan el normal rango de variación.

FUENTE: LA TÉCNICA DE RIEGO (INERHI-IRYDA-MAG)

Antonio Beltran Osuna. Quito 1979.

LLUVIA EFECTIVA RELACIONADA CON LA LLUVIA 80% y el U.C.



CAPITULO VIII
ALTERNATIVAS Y DISEÑO DE LAS
OBRAS HIDRAULICAS

8.1. ANTECEDENTES

El proyecto de Riego "EL TABLON", para cumplir con el objetivo que persigue, necesita de la realización de Obras de Captación, Conducción, Embalse y Distribución del agua, así como también de obras accesorias que son necesarias y complementarias para el buen funcionamiento de las anteriores y del conjunto en general.

Por esta razón en el presente capítulo, vamos a proceder al análisis y diseño de cada una de estas obras.

8.2. OBRAS DE CAPTACION

Las obras de captación variarán de acuerdo a la naturaleza de la fuente de abastecimiento que se ha seleccionado, debiendo anotarse que pueden ser utilizadas como fuentes de abastecimiento las aguas superficiales así como también las aguas subterráneas. En función de la naturaleza de la fuente seleccionada y de las condiciones topográficas donde se localicen estas fuentes con respecto al sitio de aprovechamiento, se determina si la captación se la realiza por gravedad o por bombeo. Así mismo se debe

tener en cuenta que para realizar una obra de captación, el líquido debe existir en una cantidad suficiente y disponible para los fines previstos, que la inversión sea lo mínimo posible, dependiendo lógicamente de la magnitud y localización del proyecto.

En el presente proyecto, se usará como fuente de abastecimiento, superficial, las aguas de la quebrada ARRAYAN, la misma que luego de los estudios hidrológicos, realizados anteriormente, nos permitirá disponer de los siguientes caudales para el diseño:

Caudal de máxima crecida	³ = 3.5 m /seg.
Caudal de estiaje	= 3.0 lit/seg.
Caudal de diseño	= 10.0 lit/seg.

Para nuestro proyecto, dadas las condiciones de la fuente de abastecimiento, así como de tipo topográfico, nos interesan las captaciones por gravedad, es decir aquellas situadas a suficiente altura sobre el sitio de aprovechamiento para que el agua corra por su propio peso.

8.2.1. ANALISIS DE ALTERNATIVAS Y SELECCION DE LA OBRA DE TOMA

Dentro de las obras de captación existen muchos tipos diferentes pero básicamente se las puede clasificar en: obras de toma por derivación directa y obras de almacenamiento. Dentro de estos dos tipos, las que nos interesan, son las obras de toma por derivación directa, de acuerdo a la función que necesitamos que realice esta obra,



así como también de acuerdo a la topografía y geología, del sitio donde se desea implantar estas obras.

Las obras de toma por derivación directa deben cumplir con las siguientes condiciones:

1. Con cualquier calado en la quebrada o río deben captar una cantidad de agua prácticamente constante.
2. Deben impedir hasta donde sea posible la entrada a la conducción de material sólido y flotante.
3. Satisfacer las condiciones de seguridad necesarias.

La captación puede realizarse directamente sin ninguna obra en el cauce aunque es más común y conveniente construir una pequeña presa cerrando éste.

El primer caso, es decir, cuando el agua se lleva directamente mediante un canal lateral, es mucho más barato, especialmente tratándose de ríos relativamente grandes, pues se evita la necesidad del dique costoso y en general la construcción es sencilla. Sin embargo para que el funcionamiento de estas obras sea satisfactorio, el río debe reunir ciertas condiciones, como son: debe, el caudal del río, ser bastante mayor que el caudal de diseño a captarse, encontrándose esta condición generalmente en ríos de llanura, lo cual no es nuestro caso; así mismo existe el inconveniente en este tipo de toma, que, al sacar el agua lateralmente en un río, se desarrolla una activa circulación transversal con lo cual el arrastre de los sedimentos es grande y fuera de proporción con el caudal captado.

Debido a lo antes expuesto las tomas sin azud tienen muchos inconvenientes y la mayoría de las obras de toma tienen un dique que cierra el cauce del río, y eleva el nivel del agua hasta una cota determinada. Según la forma de captación de agua las obras de toma pueden ser de tipo "convencional" y del tipo caucasiiano.

La toma más común es la que consiste de un dique vertedero que cierra el cauce del río y capta las aguas por un orificio o vertedero lateral. Por tratarse de una solución generalmente utilizada y hasta cierto punto rutinaria, este tipo de toma se conoce como "toma convencional". Este tipo de obras de toma se utilizan en ríos de montaña, el cual es nuestro caso. Después de analizar la topografía del lugar donde se ha elegido la implantación de las obras de captación, así como también la geología del mismo, (roca), se llega a la conclusión, de que se debe realizar una obra de toma parecida a la del tipo convencional con algunas modificaciones necesarias de acuerdo especialmente a las condiciones propias del lugar, y del proyecto; y cuyos elementos se describen a continuación:

1. Un dique vertedero o azud que cierra el cauce del río y obliga a que toda el agua que se encuentra por debajo de la cota de su cresta entre a la conducción, garantizando así un aprovechamiento constante del líquido. En tiempo de crecientes funciona como un vertedero de excedencias. Su altura se define como la suma de la altura de la rejilla más la altura del umbral de la rejilla sobre el fondo del cauce.

2. Una reja de entrada que impide que pase hacia la conducción material sólido flotante demasiado grueso, a la cual se la emplaza en un muro lateral. Para ésto el umbral de la reja se pone a una altura no menor de 0.60 a 0.80 m del fondo del cauce, y la separación entre barrotes normalmente no pasa de 20 cm. Los barrotes deben estar al ras o sobresalir un poco de la cara del muro para facilitar su limpieza. La selección de las dimensiones de la rejilla se las realiza en base a consideraciones económicas, puesto que determina la altura del azud. Al muro en el cual se ubica la reja es conveniente darle una inclinación respecto a la dirección del río, para mejorar las condiciones hidráulicas, como para acortar la longitud necesaria para llegar a terreno alto.

3. En vista de que a pesar de ésto, parte del material sólido flotante alcanza a pasar, al otro lado de la reja se deja una cámara llamada Desripiador para detenerlo. El desripiador debe tener una compuerta o desfogue hacia el río a través del cual periódicamente se lava el material acumulado en el fondo.

4. A veces es conveniente cuando se tienen dos estructuras de diferentes anchos, realizar el empalme gradualmente, mediante transiciones, a fin de conseguir que las pérdidas de carga sean mínimas. Cuando las pérdidas sean mínimas de tal manera que resulten despreciables, antes de colocar estas transiciones es necesario considerar la economía y su funcionamiento hidráulico.

5. El agua que vierte por el azud en creciente, cae con gran energía que erosiona el cauce y puede socavar las obras causando su destrucción, razón por la que al pie del azud se acostumbra colocar un colchón de aguas o Zampeado que sirve para disipar esta energía, de manera que el agua pase al cauce no revestido con velocidades lo suficientemente bajas para no producir erosiones. Un cauce de roca prácticamente no necesita este tipo de obra.

6. Una de las obras más importantes, salvo el caso de aguas muy limpias, antes de la conducción es el Desarenador, el mismo que se provee para combatir los sedimentos, que hayan logrado pasar en las obras anteriores, como son las partículas finas, las mismas que al no detenerlas, se depositan en el fondo de las obras de conducción y producen entre otros, los siguientes inconvenientes:

- Disminuyen las secciones vivas de la conducción, sean estas libres o forzadas, e incluso llegan a obstruirlas completamente.
- Disminuyen la capacidad de regulación de las obras destinadas a ese fin.

Estos deben diseñarse según las necesidades y exigencias de la obra, para retener un diámetro determinado de partículas.

8.2.2. DISEÑO HIDRAULICO DE LA OBRA DE TOMA

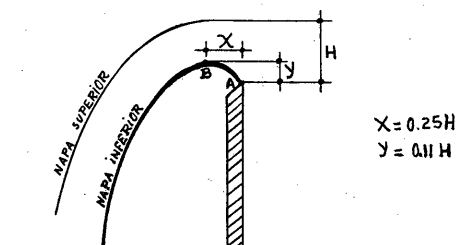
8.2.2.1. Diseño del Azud y Zampeado

8.2.2.1.1. Forma del Azud

A los azudes por razones de estabilidad se les da un perfil trapezoidal y ligeramente redondeado para facilitar el paso del agua a través de la cresta del vertedero sin ejercer ninguna presión, es por la forma hidrodinámica que tiene la lámina de agua lo que haría que esté pegada al vertedero. Por esto, se adoptará un perfil hidrodinámico de tal manera que esté sometido a una presión casi nula en todos sus puntos.

Existen varios métodos para la determinación de la forma del perfil del azud, pero principalmente los más utilizados son el perfil de Creager, y el método más práctico es el de asimilar que la curva teórica de la napa inferior es una parábola. Para nuestro estudio utilizamos el segundo método.

El paso del agua por la cresta del vertedero se muestra en la Fig. 1:



La superficie superior de la lámina de agua es la Napa Superior, y la inferior es la Napa Inferior. La forma que debe tomar la mampostería u hormigón de la estructura para el paso del agua es la forma de la Napa Inferior producida por el máximo volumen de agua esperado sobre la cresta del vertedero.

La curva teórica de la Napa Inferior más allá de B, de la Fig. 1, es una parábola cuya ecuación es: $X^2 = 1.78 HY$; en que X es la distancia horizontal de B a cualquier punto de la napa inferior, y, Y es la distancia vertical de B al mismo punto.

Para nuestro estudio lo más importante es determinar la forma que debe tomar la cresta del vertedero, con la finalidad de que su descarga no dañe la estructura; así la porción curva del vertedor será entonces una parábola con la siguiente ecuación:

$$X^2 = 2.25 H Y \quad (\text{Ingeniería Sanitaria de W. A. Handenbergh})$$

Las coordenadas del perfil del azud, vendrán entonces dadas por la ecuación anterior, para lo cual es necesario determinar la carga máxima H que se espera tener en crecienta sobre la cresta del vertedero.

La expresión general para el vertedero es:

$$Q = M b H^{3/2} \quad ; \text{ donde:}$$

$$Q = \text{Caudal de crecienta (3.5 M}^3\text{/seg)}$$

$$M = \text{Coeficiente para este tipo de perfil}$$

hidrodinámico, que según Krochin vale 2.21.

b = Longitud de la cresta del vertedero (5 m)

Por lo tanto, la carga de agua en creciente será despejando, H, de la expresión general del vertedero:

$$H = (Q / M b)^{2/3} = (3.5 / 2.21 \times 5)^{2/3}$$

$$H = 0.45 \text{ m}$$

De este resultado se obtiene la altura de los muros laterales a partir de la cresta del vertedero, debiendo agregarse a esta 30 cm de borde libre.

Habiendo obtenido la carga máxima de agua sobre la cresta del vertedero H, tenemos los datos necesarios para determinar las coordenadas del perfil del azud:

Coordenadas del perfil del Azud: $X^2 = 2.25 H$ $Y = 1.0125 Y$

X	Y	X	Y
0.90	0.80	0.55	0.30
0.84	0.70	0.45	0.20
0.78	0.60	0.32	0.10
0.71	0.50	0.00	0.00
0.64	0.40		

Por consiguiente las dimensiones del azud son:

Altura = 0.80 m

Ancho = 0.90 m

8.2.2.1.2. Estabilidad del Azud

Factor indispensable es determinar la estabilidad del azud, es decir asegurarse que las fuerzas a las que está sometido no produzcan hundimientos, deslizamientos o volcamientos.

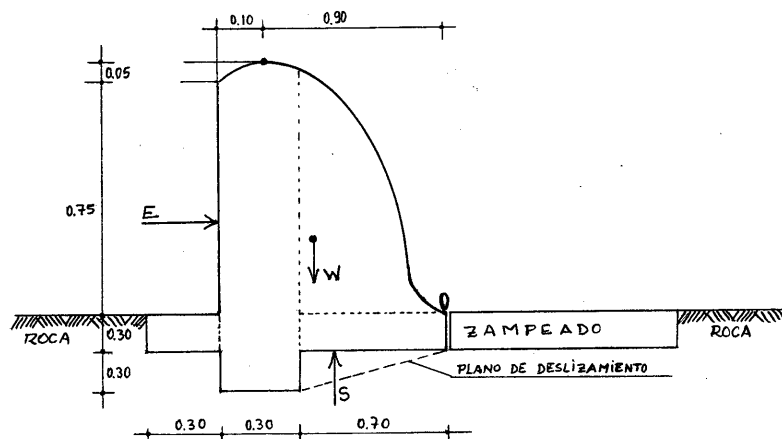
Generalmente el cálculo del azud se lo hace independientemente del zampeado, en razón de que en su construcción se debe proveer la colocación de juntas.

Las fuerzas que se consideran son:

E = Empuje del agua

W = Peso propio

S = Subpresión



Se diseña en esta forma la estructura con dentellón para disminuir la subpresión y anclar mejor el azud.

a. Peso Propio de la Estructura (W)

Fig.	Sección	A(m²)	Xi (de O)	A Xi (de O)
1	(0.30)(1.40)	0.420	0,85 m	0,36
2	(0.30)(0.30)	0.090	1,15	0,10
3	(0.70)(0.30)	0.210	0,35	0,07
4	0.5(0.70x0.8)	0.293	0,47	0,14
		ΣA = 1.033	ΣAXi = 0.67	

Por lo tanto el peso por metro lineal de azud será:

$W = \gamma \times \Sigma A$ $\gamma = 2.2 \text{ T/m}^3$ (Peso específico de H°C)

$W = 2.2 \text{ T/m}^3 \times 1.033 \text{ m}^2$

$W = 2.273 \text{ T/m}$

Su posición será:

$X_{c.g} (\Sigma A) = \Sigma AXi$

$X_{c.g} = 0.67/1.033 = 0.65 \text{ m. respecto de O}$

b. Empuje del Agua (E)

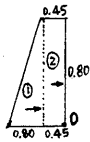
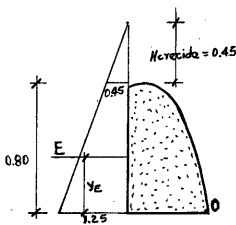
$E = \gamma_{\text{agua}} \times A$ — $A = (1.25 + 0.45)/2 = 0.85 \text{ m}^2$

$E = 1.00 \text{ T/m}^3 \times 0.68 \text{ m}^2$

$E = 0.85 \text{ T/m}$

Su posición será:

Fig.	A(m²)	Yi (de O)	A Yi (de O)
1	0.32	(0.80)/3=0.27	0.0864
2	0.36	0.400	0.144
ΣA=0.68		ΣAYi=0.2304	



$$Y_E = \frac{\Sigma A Yi}{\Sigma A} = \frac{0.2304}{0.680} = 0.340 \text{ m respecto de O}$$



c. Sub - Presión (S)

El agua almacenada tiene una tendencia a filtrarse por las juntas del azud o presa y por la base de la alimentación. Independientemente de las medidas tomadas para eliminar en lo posible estas filtraciones, diremos que esta agua ejerce una presión hacia arriba, o en otras palabras, podemos decir que el peso de la presa está soportado parte por esta agua y parte por la cimentación. A este efecto se le llama Sub-presión. Como corolario de lo anterior podemos decir que la sub-presión:

1. Reduce la estabilidad contra el deslizamiento
2. Reduce la estabilidad contra el volcamiento

(Debido a la aparente disminución del peso, W , del muro).

Es costumbre despreciar la subpresión cuando se calculan los esfuerzos en la cimentación y tenerla en cuenta al calcular los coeficientes de seguridad al deslizamiento y al volteo.

Según el método de Variación Lineal de la Presión o Método de Bligh, se asume que la gradiente hidráulica de las aguas subterráneas es constante a lo largo de todo el contorno de la fundación. El fin buscado por este método, es impedir la filtración sino alargar el recorrido de agua lo suficiente para conseguir una velocidad inofensiva. Cumplida esta condición se calcula el espesor del zampeado (o cuando se lo asuma se recomienda que tenga un espesor mínimo de 30 cm) tomando en cuenta que su peso debe ser

mayor que la subpresión para que ésta no lo pueda levantar y agrietar.

Según este método tenemos que la sub-presión (S) se calcula con la siguiente fórmula:

$$S = t(W - 1) ; \text{ donde:}$$

$$W = \text{peso específico del hormigón (H}^\circ\text{C} = 2.2 \text{ T/m}^3)$$

$$t = \text{espesor del zameado (asumido} = 0.30 \text{ m)}$$

$$S = \text{sub-presión en el punto considerado}$$

luego:

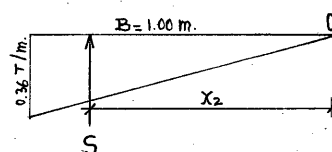
$$S = 0.30(2.2 - 1) = 0.36 \text{ T/m}^2 \text{ presión que actúa sobre el área de:}$$

$$A = b \times L ; \text{ donde: } b = \text{long. azud. y } L = \text{long. horizontal base azud.}$$

$$S = 0.36 \text{ T/m}^2 \times 1.00 \text{ m}^2 = 0.36 \text{ T/m}$$

Su posición con respecto al punto O es:

$$X = \frac{2}{3} (0.70 + 0.30) = 0.67 \text{ m}$$



d. Comprobación al Deslizamiento

El empuje que ejerce el agua es contrarrestado por las fuerzas de rozamiento existentes entre el hormigón y el suelo de cimentación. Estas fuerzas de rozamiento son calculadas mediante la siguiente fórmula:

$$F = (W - S) f ; \text{ donde:}$$

$$F = \text{fuerza que contrarresta al Empuje}$$

W = peso propio del azud

f = coeficiente de fricción del hormigón sobre el suelo de fundación, que según Popov, para roca, puede variar de 0.60 a 0.70

$$F = (2.273 - 0.36) 0.65 = 1.243 \text{ T/m}$$

como F es mayor a E , entonces no hay deslizamiento.

e. Coeficiente de Seguridad contra Deslizamiento

El coeficiente de estabilidad al deslizamiento está dado por:

$$K_d = \frac{(W - S) f}{E}$$

y generalmente se lo toma entre 1.2 y 1.4

$$K_d = \frac{(2.273 - 0.36) 0.65}{0.85} = 1.46 \text{ mayor } 1.4 \text{ OK.}$$

f. Estabilidad al Volcamiento

$$K_v = \frac{W X_c.g}{\frac{E Y}{E} + \frac{S X}{2}} ; \text{ donde: } X_c.g, Y, X \text{ son las distancias de las fuerzas al centro de momentos } O.$$

K_v = coeficiente de estabilidad al volcamiento y puede variar entre 1.3 y 1.5.

$$K_v = \frac{2.273(0.65)}{0.85(0.34) + 0.36(0.67)} = 2.79 \text{ mayor } 1.5 \text{ OK.}$$

g. Puede también producirse el caso de un deslizamiento de las obras por falla del terreno a lo largo de una superficie que, por simplicidad de cálculo, se asume plana.

Tenemos que a las fuerzas antes calculadas es necesario agregar, el peso del terreno que presiona a las fuerzas contra el dentellón y viene dado por:

$$T = \gamma_t Y^2 \text{ Cotg. } \alpha ; \text{ donde: } Y = \text{profundidad dentellón} = 0.30 \text{ m.}$$

$$\gamma_t = \text{peso específico del terreno} = \frac{1.8 \text{ T/m}^3}{3}$$

$$\alpha = \text{ángulo de la superficie de deslizamiento con la horizontal} = 23.199^\circ.$$

$$T = 1.8(0.30)^2 \text{ Cotg. } 23.199^\circ / 2 = 0.189 \text{ T/m.}$$

Las fuerzas que tienden a producir el movimiento por corte del terreno paralelas al plano de deslizamiento son:

$$F = E \text{ Cos } \alpha - W \text{ Sen } \alpha + S \text{ Sen } \alpha - T \text{ Sen } \alpha$$

$$F = 0.85 \text{ Cos } 23.199^\circ (2.273 - 0.36 + 0.189)$$

$$F = -0.047 \text{ T/m}$$

Las fuerzas normales al plano son:

$$N = E \text{ Sen } \alpha + W \text{ Cos } \alpha - S \text{ Cos } \alpha + T \text{ Cos } \alpha$$

$$N = 0.85 \text{ Sen } 23.199^\circ + \text{Cos } 23.199^\circ$$

$$(2.273 - 0.36 + 0.189)$$

$$N = 2.267 \text{ T/m}$$

Para que haya estabilidad debe cumplirse la condición que:

$$\Sigma F < f \Sigma N$$

$$-0,047 < 0,65 (2,267) \text{ entonces como } -0.203 < 1,47 \text{ OK.}$$

Por lo tanto el diseño es correcto.

8.2.2.1.3. Disipación de Energía.

Zampeado

Al ubicarse una estructura en el curso normal de una corriente como es el caso de un azud, se crea una diferencia de energía aguas arriba y bajo la misma, que actúa sobre el material del cauce erosionándolo y pudiendo poner en peligro las obras. Por lo tanto debe protegerse el cauce disipando la energía antes de que llegue al cauce no protegido. Un cauce de roca prácticamente no necesita protección, mientras que un cauce de arena fina no puede permitir ninguna energía residual, y, un cauce de canto rodado sería un caso intermedio. En nuestro caso su cálculo se realizará solamente a nivel de información, ya que se tiene un cauce de roca.

La manera de disipar la energía se consigue con la formación del resalto hidráulico. Como consecuencia, la alta velocidad al pie del azud se reduce a una velocidad lo suficientemente baja para no causar daño. A continuación presentamos su forma de cálculo:

Primeramente se calcula el calado contraído d al pie del azud. con

Si establecemos la ecuación de Bernoulli entre una sección aguas arriba del azud y otra que coincide con el calado contraído tenemos:

$$T_o = \frac{V_{con}^2}{2g} + d_{con} + h_f$$

Generalmente el zampeado con los muros laterales forma un cauce rectangular para el cual la fórmula se simplifica a:

$$d_{con} = \frac{q}{K \cdot 2g (T_o - d_{con})}$$

ecuación que se resuelve por aproximaciones sucesivas, asumiendo como primer valor que $d_{con} = 0$ dentro de la raíz, y donde:

T_o = altura del azud + altura del agua en época de creciente.

d_{con} = calado contraído al pie del azud.

q = caudal unitario ($Q_{crecida}/\text{longitud del azud}$)

K = coeficiente de pérdidas, cuyo valor puede tomarse:

0.95 - 0.85 para azud con compuertas sobre la cresta

1.00 - 0.90 para azud sin compuertas.

reemplazando los datos tenemos:

$$T_o = 0.80 + 0.45 = 1.25 \text{ m.}$$

$$K = 0.95$$

por lo tanto el calado contraído al pie del azud para:

$$q = (3.5 \text{ m}^3/\text{seg}) / (5 \text{ m.}) = 0.70 \text{ m}^2/\text{seg}$$

es:

$$d_{\text{con}} = \frac{0.70}{0.95 \sqrt{2 \times 9.81 (1.25 - d_{\text{con}})}}$$

$$\text{y por tanteos llegamos a obtener que: } d_{\text{con}} = 0.159 \text{ m.}$$

Para que el resalto se produzca inmediatamente al pie del azud, hacemos que $d_{\text{con}} = d$ (primera conjugada del resalto), y calculamos la segunda conjugada, d_2 , cuya fórmula viene dada en el Manual de Krochin:

$$d_2 = \frac{d_{\text{con}}}{2} \left[1 + \frac{8 q^2}{g d_{\text{con}}^3} - 1 \right]$$

$$d_2 = \frac{0.159}{2} \left[1 + \frac{8(0.70)^2}{9.81 (0.159)^3} - 1 \right]$$

$$d_2 = 0.717 \text{ m.}$$

Además determinamos la velocidad crítica (V_c) y el Número de Froude (Fr), ya que en este caso, éste último debe ser mayor a la unidad para que se produzca el resalto hidráulico.

- Velocidad crítica del Resalto hidráulico (V_c):

$$q = Y \times V : V_c = \frac{q}{Y_{con}} = \frac{0.70 \text{ m}^2/\text{seg}}{0.159 \text{ m}}$$

$$V_c = 4.40 \text{ m/seg.}$$

- Número de Froude (Fr):

$$Fr = \frac{V_c}{g \times Y_{con}} = \frac{4.40}{9.81 \times 0.159}$$

$$Fr = 2.82$$

Valores con los cuales determinamos la longitud del zampeado de acuerdo al Abaco de la Fig. B-15. (Bureau of Reclamation. pág. 490).

$$\text{Para } Fr = 2.82 \text{ tenemos } \frac{L}{d} = 5.10; \text{ luego:}$$

$$L = 5.10 d = 5.10 (0.717\text{m})$$

$$L = 3.70 \text{ m.}$$

8.2.2.2. Diseño de Rejilla de Entrada

El ancho libre o ancho efectivo para captar el caudal deseado o el de diseño, se calcula con la siguiente fórmula:

$$b = Q / (Krej \times S \times Mo \times H^{3/2})$$

b = ancho de la rejilla

$$Q = \text{caudal a captarse} = 1.50 \text{ Qdiseño} = 0.015 \text{ M}^3/\text{seg}$$

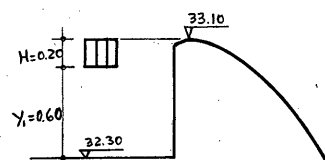
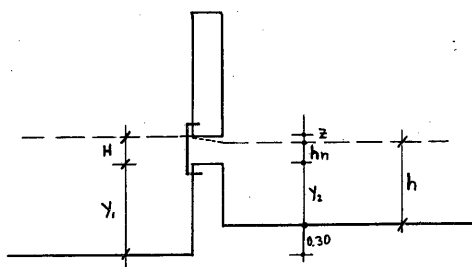
Krej = coeficiente de contracción lateral por efecto de los barrotes, y según el manual de Krochin recomienda usar 0.85.

S = coeficiente de sumersión

Mo = coeficiente del vertedero

H = carga de agua desde el borde inferior de la
rejilla, adoptado = 0.20 m

La rejilla en crecida trabaja como orificio y en estiaje como vertedor sumergido.



del gráfico:

$$Z = 0.05 \text{ m} \quad Y = 0.30 \text{ m} \quad h = 0.45 \text{ m}$$

$$h_1 = 0.15 \text{ m} \quad Y_1 = 0.60 \text{ m}$$

- El Coeficiente de Sumersión, S , según Bazin es:

$$S = 1.05 \left[1 + (0.2) \frac{\ln}{Y_2} \right] \frac{Z}{H}^{1/3}$$

$$S = 1.05 \left[1 + 0.2 \frac{0.15}{0.30} \right] \frac{0.05^{1/3}}{0.20} = 0.728$$

- El Coeficiente de vertedero, M_o , según Konovalov es:

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

Se da al coeficiente el subíndice "o" porque la velocidad de aproximación está incluida en el mismo y no es necesario considerarla en la carga H .

$$M_o = \left[0.407 + \frac{0.045 \times 0.20}{0.20 + 0.60} \right] \left[1 + 0.285 \frac{0.20^2}{(0.20 + 0.60)^2} \right] 2 \times 9.8$$

$$M_o = 1.885$$

Para considerar sumergido el vertedero, deben cumplirse las siguientes condiciones:

$$1.- \frac{h}{2} > Y \quad ; \quad 0.45 > 0.30$$

$$2.- \frac{Z}{Y} < 0.7; \quad 0.167 < 0.70$$

Luego el ancho efectivo es:

$$b = 0.015 / (0.85 \times 0.728 \times 1.885 \times 0.20^{3/2})$$

$$b \approx 0.15 \text{ m.}$$

si s = separación entre varillas = 0.05 m.

y t = espesor de las varillas = 1" = 0.025 m.

luego el número de espacios será: $n = b/s = 0.15/0.05 = 3$
 y el número de varillas: $n - 1 = 3 - 1 = 2$

Por lo tanto el ancho total (B) de la reja será:

$$B = b + (\text{número de varillas} \times t)$$

$$B = 0.15 + (2 \times 0.025)$$

$$B = 0.20 \text{ m.}$$

Finalmente las dimensiones que tendrá la rejilla son:

$$H = 0.20 \text{ m.}$$

y $B = 0.20 \text{ m.}$

La velocidad de entrada en la rejilla es:

$$V_e = \frac{Q}{b \times H} = \frac{0.015}{0.15 \times 0.20}$$

$$V_e = 0.50 \text{ m/seg.}$$

8.2.2.3. Diseño del Desripiador

Después de la reja de entrada se acostumbra dejar una cámara que se llama Desripiador y que sirve para detener los materiales que alcanzaron a pasar entre los barrotes de la reja, que no deben entrar a la conducción. Con este objeto la velocidad en el desripiador debe ser relativamente baja y el paso hacia la conducción debe hacerse por medio de un vertedero sumergido.

Entre la reja de entrada y el vertedero de salida puede formarse un resalto sumergido y para que este último

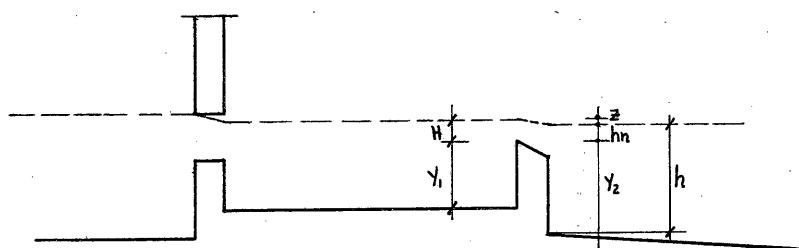
funcione en una forma normal es conveniente que el ancho del desripiador en este sitio sea igual por lo menos a la longitud del resalto.

En vista de la pendiente del río, en el sitio de captación, y para que funcione tanto el desripiador, como el desarenador, en forma eficiente, es necesario disponer de una pendiente adecuada, ha sido conveniente elevar el fondo del desripiador con respecto al lecho del río.

Para poder eliminar los materiales que se han depositado en el fondo del desripiador, se dejará una compuerta que se conectará con el río.

- Vertedero de salida del Desripiador al Desarenador

Este vertedero se diseñará de tal manera que pase hacia el Desarenador solamente el caudal de diseño, o sea $0.010 \text{ m}^3/\text{seg.}$



datos:

$$\begin{aligned}
 Q &= 0.010 \text{ m}^3/\text{seg.} & Y_1 &= 0.42 \text{ m} & h_n &= 0.01 \text{ m} \\
 H &= 0.03 \text{ m} & Y_2 &= 0.83 \text{ m} & h &= 0.84 \text{ m} \\
 Z &= 0.02 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Comprobamos si el vertedor es sumergido:

$$h > \frac{Y}{2} ; 0.70 > 0.55$$

$$\frac{Z}{Y} < 0.70 ; 0.09 < 0.70$$

Como está sumergido, y usando la fórmula de Bazin, tenemos el coeficiente por Sumersión, S, y que es:

$$S = 1.05 \left[1 + 0.20 \frac{h_n}{\frac{Y}{2}} \right] \frac{3}{\frac{Z}{H}}$$

$$S = 1.05 \left[1 + 0.2 \frac{0.15}{0.83} \right] \frac{3}{\frac{0.05}{0.03}} = 0.919$$

Y mediante la fórmula de Konovalov, determinamos el coef. de vertedero, Mo:

$$Mo = \left[0.407 + \frac{0.045 \times 0.03}{0.03 + 0.42} \right] \left[1 + 0.285 \frac{0.03}{0.03 + 0.42} \right]^{1/2} (2g)^{1/2}$$

$$Mo = 1.817$$

Por lo tanto despejando de la ecuación: $Q = Mo S b H^{1.5}$ obtendremos el ancho del vertedero, b, que es:

$$b = \frac{Q}{Mo S H^{1.5}} = 0.010 / (0.919 * 1.817 * 0.03^{1.5})$$

$$b = 1.160 \text{ m pero por construcción adopto: } b = 1.20 \text{ m.}$$

- Ancho del Desripiador

Su ancho se lo determina en función del resalto hidráulico que se produce al pie del vertedor de la rejilla

y dentro del mismo.

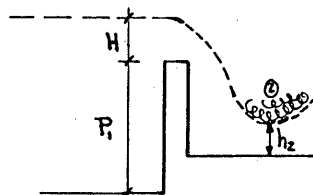
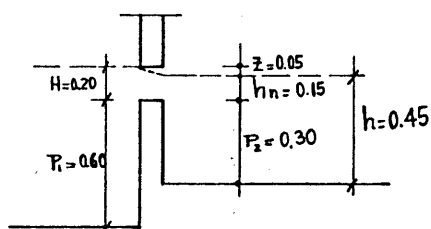
Este cálculo lo realizamos por aproximaciones sucesivas:

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

$$q = Q_{cap}/B = 0.015/0.20 = 0.075$$

ϕ = coeficiente que puede variar entre 1 - 0.90;
 adopto 0.95

$$\frac{P}{2} + H = 0.30 + 0.20 = 0.50 \text{ m.}$$



reemplazando los valores anteriores tenemos que la altura contraída, h_c , es:

$$h_c = \frac{0.075}{0.95 \sqrt{(0.50 - h_c) 19.62}}$$

luego de algunas aproximaciones, empezando dándole un valor a $h_c = 0$ dentro del radical, obtenemos la siguiente altura contraída:

$$h_c (0.0259) = 0.0259; \text{ entonces } h_c = 0.0259 \text{ m}$$

A continuación procedemos a determinar el valor de la

segunda altura del resalto, h_2 , con la finalidad de determinar que tipo de resalto se produce:

$$h_2 = \frac{hc}{2} \left[1 + \frac{8h_k^3}{3h^3c} - 1 \right]$$

$$h_k = \frac{3}{g} \frac{\alpha q^2}{c^3} \quad ; \text{ donde: } \alpha = \text{coeficiente de corrección por velocidad, según Koriolis varía de 1.05 a 1.1, adopto 1.1.}$$

$$h_k = \frac{3}{9.81} \frac{1.1(0.075)^2}{c^3} \quad h_k = \text{calado crítico para una sección rectangular.}$$

$$h_k = 0.086 \text{ m}$$

$$h_2 = \frac{0.0259}{2} \left[1 + \frac{8(0.086)^3}{3(0.0259)^3} - 1 \right]$$

$$h_2 = 0.21 \text{ m}$$

Para que el resalto sea sumergido debe cumplirse que:

$$h_2 < h_k \quad ; \quad 0.21 < 0.45$$

por lo tanto se deduce que el resalto es sumergido.

La longitud del resalto se determinará mediante la fórmula de Pavloski:

$$L_r = 2.5 \left(\frac{1.9 h}{2} - h_c \right) = 2.5 (1.9 \times 0.21 - 0.0259)$$

$$= 0.933 \text{ m}$$

Por lo tanto el valor de la longitud del resalto es de aproximadamente 1.00 m. Este resultado nos determina el ancho mínimo del desripiador, cuyo valor definitivo por seguridad será de:

$$\text{Ancho del desripiador} = 1.20 \text{ m}$$

- Compuerta de Lavado del Desripiador

Será una compuerta libre, donde su caudal está dado por:

$$Q = U \times a \times b \times \sqrt{2g(H - ea)}$$

$$U = e \times k$$

e = se encuentra tabulado en la tabla No. 12.1 (Diseño Hidráulico de Krochin, pág. 394), siendo función de la relación a/H

k = coeficiente que varía entre 0.95 - 0.97

b = ancho de la compuerta, se asume

H = carga sobre la compuerta

a = altura del orificio, que se descubre al abrir la compuerta.

Datos:

$$K = 0.97 \text{ (adoptado)}$$

$$b = 0.50 \text{ m (adoptado)}$$

$$a = 0.30 \text{ m (adoptado)}$$

$$H = 0.45 \text{ m}$$

$$a/H = 0.70 ; \text{ de donde: } e = 0.690$$

$$U = 0.690 \times 0.97 = 0.669$$

Por lo tanto el caudal de lavado es:

$$Q = 0.669 \times 0.30 \times 0.50 \times \left[2(9.8) (0.45 - 0.690 \times 0.30) \right]^{0.5}$$

$$Q = 0.219 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

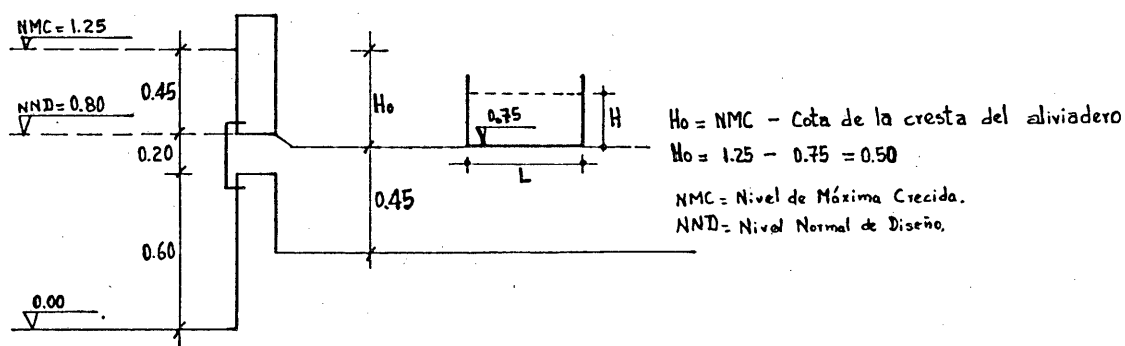
Como se puede observar el caudal de lavado es mucho mayor que el caudal de diseño, con lo cual se asegura que el material depositado en el fondo del desripiador será desalojado para efecto de su limpieza. Aunque las dimensiones adoptadas están un poco sobredimensionadas, pero por efectos de construcción y funcionamiento nos quedamos con las dimensiones establecidas. Debemos indicar además que la parte superior de esta compuerta vamos a

hacerla funcionar como vertedero de exceso, cuyo análisis se realizará a continuación.

8.2.2.4. Regulación de Crecientes

La obra de toma se diseñará de tal forma que por sí sola permita el paso del caudal de diseño, $0.010 \text{ m}^3/\text{seg}$, al desarenador, y cuando más el caudal máximo admisible, $0.015 \text{ m}^3/\text{seg}$, al desripiador. Para lo cual se colocará un aliviadero de excesos, en el desripiador, inmediatamente antes del vertedero de salida del desripiador hacia el desarenador, de tal manera que evacúe el agua que entra en crecienta por la reja.

En crecienta, la reja de entrada pasa a funcionar como orificio sumergido:



$$Q = C A (2g H_o)^{1/2}$$

$$A = 0.20 \times 0.15 = 0.03 \text{ m}^2$$

$$C = 0.60 \text{ (coeficiente de derrame)}$$

$$Q = 0.60 \times 0.03 \times (2 \times 9.80 \times 0.50)^{1/2}$$

$$Q = 0,056 \text{ m}^3/\text{seg.} \text{ (caudal que pasa en máxima crecida)}$$

Luego el vertedero de excesos tendrá las siguientes dimensiones:

$$Q_{\text{alivio}} = Q_{\text{máx. crecida}} - Q_{\text{diseño}}$$

$$Q_{\text{alivio}} = 0,056 - 0,010 = 0,046 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

adoptando la altura de lámina de agua: $H = 0,20 \text{ m}$

$$Q = \frac{1,5}{M} L H$$

$$M = \left[0,407 + \frac{0,045 \times 0,20}{0,20 + 0,45} \right] \left[1 + 0,285 \frac{0,20}{0,20 + 0,45} \right]^2 (19,6)^{0,5}$$

$$M = 1,913$$

$$L = \frac{Q}{\frac{1,5}{M H}} = \frac{0,046}{\frac{1,5}{1,913(0,20)}} = 0,30 \text{ m.}$$

Por seguridad: $L = 0,50 \text{ m.}$

Nota: Será usado como aliviadero de excesos la parte superior de la compuerta de desfogue del desripiador, ya que se dejará el espacio suficiente para que pueda cumplir con esta función. Para mejor comprensión ver planos respectivos.

8.2.2.5. Diseño del desarenador

El desarenador constituye una obra hidráulica que sirve para separar y remover después, el material sólido que lleve el agua de un canal o conducto.

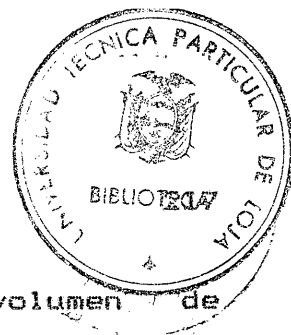
El desarenador está constituido por canales-estanques que permitan reducir la velocidad del agua para que sedimenten las partículas pétreas (generalmente arena). Su utilidad e importancia depende de la cantidad de sedimentos que arrastre la fuente de captación, especialmente en tiempo de invierno y crecientes. Normalmente todo tipo de desarenador, se diseñan para un determinado diámetro de partícula, suponiéndose que todas las partículas de diámetro superior al escogido deben sedimentarse.

Los desarenadores pueden ser de lavado intermitente y de lavado continuo. Los de lavado intermitente, 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 de lavado continuo, como su nombre lo indica, son aquellos cuyo lavado es continuo.

Tomando en cuenta lo antes anotado, la topografía de la zona, como también el caudal y características de la fuente, se ha creído conveniente para el presente estudio, diseñar un desarenador de flujo horizontal de lavado intermitente.

Las unidades desarenadoras de flujo horizontal, deberán cumplir con los siguientes requisitos:

a) Los dispositivos de entrada y salida sean proyectados en forma tal que aseguren una buena distribución del flujo, reduciendo a un mínimo la posibilidad de corto circuito. Se deberá dejar una



capacidad adicional al tanque para el volumen de sedimentos.

b) El periodo de retención para el gasto total de agua que llega al desarenador estará comprendido entre 10 y 20 minutos.

c) Los desarenadores deberán garantizar la remoción de partículas mayores de 0,10 mm. en un porcentaje no menor del 75%.

d) Proporciones y medidas convenientes:

Profundidad: de 0,50 a 1,50 m.

ancho mínimo: 0,60 m. a fin de facilitar la limpieza.

relación entre longitud y ancho: comprendida entre 3 y 6.

relación entre longitud y profundidad: en instalaciones de flujo horizontal el largo será aproximadamente de 7 a 9 veces la profundidad.

e) La velocidad horizontal deberá fijarse en función del asentamiento vertical de la partícula, no debiendo exceder de 0,25 m/seg. La velocidad de asentamiento vertical (o carga superficial expresada en $\frac{m}{m^2-h}$ o $\frac{m}{h}$) se calculará tomando en cuenta el peso específico, el diámetro de la partícula y la temperatura del agua; para condiciones promedio pueden adoptarse valores para la carga superficial entre 60 y 120 $\frac{m}{m^2} / \text{día}$.

f) La razón entre la velocidad horizontal del agua y la velocidad de sedimentación de las partículas debe ser inferior a 20.

g) Deberán ponerse dispositivos de limpieza y desborde.

Adicionalmente se recomienda que los desarenadores deben estar ubicados lo más cerca posible de la toma o captación, a fin de proteger las conducciones y demás obras. En nuestro caso y tomando en consideración lo anteriormente expuesto el desarenador se lo ubicará inmediatamente después del desripiador y cuyo diseño expongo a continuación.

El diseño de los desarenadores de flujo horizontal se basa en la teoría de la desarenación, que considera la composición de velocidades: la velocidad vertical o de caída producida por la fuerza de gravedad, y la velocidad horizontal del agua que origina un arrastre de las partículas.

1.- Diseño de la zona efectiva de Sedimentación.

Datos:

$$Q = 0,010 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

Diámetro de partículas a sedimentarse = 0,10 mm
(arena).

Temperatura mínima del agua a captarse = 8°C.

$$\text{Carga superficial adoptada} = C_s = V_s = 120 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{día} = 0,0014 \text{ m/seg.}$$

$$\text{Tiempo de retención} = 10 \text{ min.} = 600 \text{ seg. (Tr)}$$

Cálculos:

- Volumen util del Desarenador, V_u

$$V_u = Q \times T_r = 0,010 \text{ m}^3/\text{seg.} \times 600 \text{ seg.} = 6 \text{ m}^3$$

- Area del desarenador en planta, S

$$Q = S \times C_s \Rightarrow S = Q/C_s = 0,010 \text{ m}^3/\text{seg.} / 0,0014 \text{ m}/\text{seg.} = 7,14 \text{ m}^2$$

- Profundidad, H

$$H = V_u/S = 6 \text{ m}^3 / 7,14 \text{ m}^2 = 0,84 \text{ m}$$

- Largo del desarenador, L

$$L = 7H \quad (\text{Norma: } L = 7 \text{ a } 9H)$$

$$L = 7(0,84 \text{ m.}) = 5,88 \text{ m.} \approx 5,90 \text{ m.}$$

- Ancho del desarenador, B

$$B = S/L = 7,14 \text{ m}^2 / 5,90 \text{ m.} \approx 1,20 \text{ m.}$$

- Verificando: $L/B = 4,92 \text{ Ok.}$ $L/H = 7 \text{ Ok.}$

- Verificación de velocidades:

Velocidad límite de sedimentación de las partículas, V_s

$$V_s = 90 d^2 / \nu \rightarrow \text{para } t \text{ agua} = 8^\circ\text{C} ; \nu = 0,01387 \text{ cm}^2/\text{seg.}$$

$$V_s = 90(0,010)^2 / 0,01387 \quad d = 0,10 \text{ mm.} = 0,010 \text{ cm.}$$

$$V_s = 0,65 \text{ cm/seg} = 0,0065 \text{ m/seg.} \quad \text{que es mayor que la Carga Superficial adoptada.}$$

La velocidad de arrastre, V_a

$$V_a = 1,61 d = 1,61 \cdot 0,010 \text{ cm} = 16,10 \text{ cm/seg.} = 0,161 \text{ m/seg.}$$

de donde la velocidad máxima horizontal es:

$$V_h = \frac{1}{3} V_a = \frac{1}{3} (0,161 \text{ m/seg}) = 0,054 \text{ m/se.}$$

La velocidad horizontal en nuestro caso es:

$$V_h = \frac{\text{Caudal}}{\text{Sección transversal}} = \frac{0,010 \text{ m}^3/\text{seg.}}{(0,84 \text{ m.})(1,20 \text{ m.})} = 0,010 \text{ m/seg.}$$

que resulta menor que la determinada para asegurar que no se producirán arrastres.

2.- Vertedero de salida del desarenador hacia la conducción.

Consiste en determinar la altura de agua sobre la cresta del vertedero, de tal manera que pase hacia la conducción el caudal de diseño.

$$Q = 0,010 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$L = 1,20 \text{ m.}$$

$$M = 2,00 \text{ (adoptado)}$$

$$Q = MLH^{3/2}, \text{ de donde } H = (Q/ML)^{2/3}$$

$$H = (0,010/2,0 \times 1,20)^{2/3}$$

$$H = 0,03 \text{ m.}$$

3.- Compuerta de Lavado.

Datos:

$$K = 0,97 \text{ (adoptado)}$$

$$a = 0,30 \text{ m. (asumido)}$$

$$b = 0,50 \text{ m. (adoptado)}$$

$$H = 1,04 \text{ m.}$$

$$a/H = 0,288 ; \text{ de donde } e = 0,625$$

$$U = e * K = 0,625 * 0,97 = 0,606$$

por lo tanto:

$$Q = U * a * b * [29(H - ae)]^{\frac{1}{2}}$$

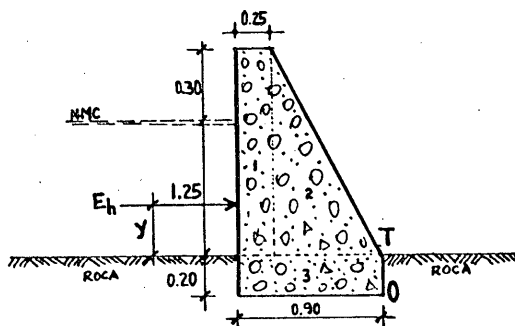
$$Q = 0,606 * 0,30 * 0,50 * [19,6(1,04 - 0,30 * 0,625)]^{\frac{1}{2}}$$

$$Q = 0,372 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

8.2.2.6. Obras de protección

Todos los muros serán de Hormigón Ciclópeo. La estabilidad de éstos se calculó considerando todas las fuerzas actuantes sobre ellos. Serán de Hormigón Ciclópeo, para tratar de usar los materiales de la zona, así como, tomando en cuenta la pequeña magnitud y economía del proyecto. Su funcionamiento será a gravedad, y el cálculo del muro más crítico será expuesto a continuación.

8.2.2.6.1. Diseño del Muro Tipo



$$\gamma_{\text{agua}} = 1.0 \text{ T/m}^3$$

$$\gamma_{H^{\circ}C} = 2.2 \text{ T/m}^3$$

$$ht = h(\text{azud}) + h(\text{crecida})$$

+ borde libre

$$ht = 0.80 + 0.45 + 0.30$$

$$ht = 1.55 \text{ m.}$$

a) Peso propio del muro y momento resistente

Fig.	Area(m²)	Peso(T/ml)	Brazo (O)	Momento (O)
1	0,388	0,854	0,775m.	0,662 T-m/ml
2	0,504	1,109	0,433m.	0,480 T-m/ml
3	0,180	0,396	0,450m.	0,178 T-m/ml
Wt = 2,358 T/ml			Mrt = 1,320 T-m/ml	

b) Empuje del agua exterior en crecida (más crítica)

$$E = \frac{\gamma_{\text{agua}} \times h^2}{2} = 1.0 \text{ T/m} \times \frac{(1.25\text{m.})^2}{2} = 0.781 \text{ T/ml.}$$

Posición: $Y = h/3 = 1.25 \text{ m.}/3 = 0.417 \text{ m. de T}$

$y = 0.417 + 0.20 = 0.617 \text{ m. de D.}$

Momento de volcamiento: $Mv = E \times (y) = 0.781 \text{ T/ml.} \times 0.617 \text{ m.}$
 $Mv = 0.482 \text{ T-m/ml.}$

c) Estabilidad al Vuelco

$$Kv = \frac{Mrt}{Mv} = \frac{1320}{0.482} = 2,74 > 1.5 \quad \text{Ok.}$$

d) Estabilidad al deslizamiento

$$Kd = \frac{Wt \times f}{E}$$

$f = \text{factor de fricción entre hormigón y suelo.}$

$f = (0.60 - 0.70) \text{ para roca, adopto } 0.65.$

$$Kd = \frac{1.359 \times 0.65}{0.781} = 1.96 > 1.5 \text{ Ok.}$$

e) Principio del tercio medio

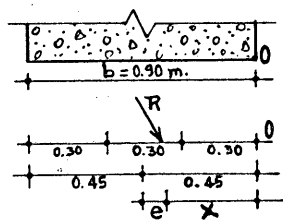
Momento Remanente = $Mrt - Mv = Mr$

$$M_r = 1.320 - 0.482 = 0.838 \text{ T-m/ml.}$$

$$M_r = X \times W_t ; X = M_r / W_t = 0.838 / 2.359 = 0.355 \text{ m. de O.}$$

e = excentricidad respecto del centro de la base del Muro.

$$e = (b/2) - X = (0.90/2) - 0.355 = 0.095 \text{ m.}$$



Como si dentro del tercio medio, se asegura que el hormigón sólo trabajará a compresión, ya que el H° Ciclópeo no soporta esfuerzos de tracción.

8.3. DISEÑO DE LA CONDUCCION CAPTACION-EMBALSE

El agua captada en la quebrada Arrayán, para su utilización en el proyecto EL TABLON, necesita ser transportada y conducida hasta el sitio de Embalse para su almacenamiento. La conducción se la realizará mediante el uso de tubería por las siguientes razones:

- a) Su costo es menor, en comparación al de un canal
- b) Permite conducir el agua a través de pendientes, relativamente fuertes.
- c) El transporte se lo realiza sin contaminación
- d) Elevada eficiencia de conducción por disminución casi total de pérdidas del agua, por infiltración

y evaporación, y dado el pequeño caudal conducido, esto es fundamental.

Para el diseño de una línea de conducción se requiere básicamente de; los levantamientos topográficos de la franja o línea de conducción, el caudal de diseño, y del tipo de agua a conducirse.

Al realizar la conducción a presión, el agua ocupa toda la sección del conducto, el agua no tiene superficie libre y la presión es diferente a la atmosférica. El flujo se produce merced a una pérdida de energía que se consume en vencer el rozamiento. La línea que une el nivel de agua al principio de la conducción y el nivel de agua al final se llama línea de gradiente hidráulica.

En el presente caso de conducción a presión es de vital importancia que la tubería esté por debajo de la línea de gradiente hidráulica, sino el flujo se interrumpe. Se debe tener en cuenta que la pendiente de la línea de conducción esté por debajo de la línea piezométrica a una distancia no menor de 5 m. y lo más próximo a ella, evitando presiones superiores a las de trabajo del material del conducto.

- Material de la tubería a utilizarse.- La línea de conducción en forma general sigue el perfil que conforma la superficie del terreno, de ahí la necesidad de estudiar el tipo de material del tubo a utilizarse, de acuerdo a los requerimientos propios de cada proyecto. En el presente caso utilizaremos tubería plástica, porque sus condiciones de durabilidad son excelentes, su instalación es sencilla y

económica, resistente a la corrosión, baja densidad y fácil transporte, es flexible y tiene poca conductividad térmica, su costo es bajo y presenta condiciones hidráulicas muy buenas.

La presión de trabajo de esta tubería, PVC de Presión -serie 20 es de 6.43 Kg/cm², o 64.3 m. de agua, según su catálogo comercial.

- Pérdidas de Carga.- Al circular los líquidos por un conducto y a presión, sufren pérdidas de energía en su recorrido, que pueden ser producidas por: entrada y salida de algún recipiente, ensachamiento y contracción, válvulas, accesorios, curvas o cambios de dirección, y por rozamiento o fricción.

De estas pérdidas, únicamente las producidas por rozamiento, conocida también como pérdida de energía mecánica en la tubería, y están en función de: el material que forma el conducto, longitud del mismo, diámetro, velocidad de circulación, se las considera, ya que las otras pérdidas cuantitativamente son muy pequeñas, y que en longitudes mayores a 500 diámetros se las considera despreciables. Razón por la cual en el presente diseño al referirnos a pérdidas de carga nos referiremos a las pérdidas por rozamiento o fricción.

- Velocidades.- Dentro de una conducción, la velocidad es una de las principales características hidráulicas, que hay que considerarla dentro de ciertos límites en el diseño de la misma. Para nuestro país, el

IEOS recomienda, en conducciones libres o a presión una velocidad mínima de 0.60 m/seg., y una velocidad máxima, para conducciones a presión, según el siguiente cuadro:

Tipo de material	V máx. (m/seg)
Hormigón (S.y/o A°).....	4.50 - 5.00
Hierro fundido	4.00 - 6.00
Asbesto-Cemento.....	4.50 - 5.00
Acero	6.00
Plásticas	4.50

- Fórmulas para el Cálculo.- Para el cálculo de tuberías a presión, existen varias fórmulas, pero en el presente diseño usaremos la fórmula de Hazen Williams, por ser la más práctica y más usual:

$$Q = 0.28 C D^{2.63} J^{0.54}$$

de donde:

$$J = \left(\frac{Q}{0.28 C D^{2.63}} \right)^{1.89}$$

siendo:

$Q =$ caudal (m³/seg)

$D =$ diámetro interior
(m)

$J =$ pérdida de carga
unitaria (m/m)

$C =$ coeficiente de
Hazen-Williams.

El Coeficiente de Hazen - Williams, C , está en función del tipo de material de la tubería, y para tuberías plásticas $C = 140$.

Además para determinar la velocidad, se toma en cuenta la ecuación de continuidad: $Q = A V$; de donde:

$$V = Q / A \text{ (m/s)}, \text{ siendo: } A = \pi D^2 / 4 \text{ (m}^2\text{)} \quad 0.60 < V < 4.50$$

Para determinar si no sobrepasamos la presión de trabajo de la tubería se realizará el siguiente cálculo:

Si H = desnivel entre tramos considerados (m).

y H_f = pérdida de carga total del tramo considerado (m)

tenemos que se pueden presentar dos casos:

Cuando el tramo considerado es con un solo diámetro de tubería:

$$H_f = L_c J ; \text{ y}$$

Cuando el tramo considerado es con dos diámetros de tubería:

$$H_f = H_1 + H_2 ; \text{ aquí: } L_c = L_1 + L_2 ; \text{ luego}$$

$$H_f = L_1 J_1 + L_2 J_2 ; \text{ y reemplazando } L_2 = L_c - L_1 ,$$

tenemos:

$$L = \frac{H_f - L_c J_1}{J_2 - J_1}$$

Entonces para cualquiera de los casos debe cumplirse que:

$$H - H_f < \text{presión de trabajo del material (64.3 m.) de la}$$

tubería.

Se deberá indicar que, L_c , es la longitud de cálculo, que es la longitud medida entre abcisas, L , más un porcentaje del 5%, por concepto de pendiente real del terreno y por desperdicios, que se debe tomar en cuenta en el diseño.

Tomando en consideración las condiciones topográficas del terreno, e hidráulicas de la presente conducción, se ha creído conveniente considerar un solo tramo y usar un solo tipo de diámetro, cuyo cálculo expongo:

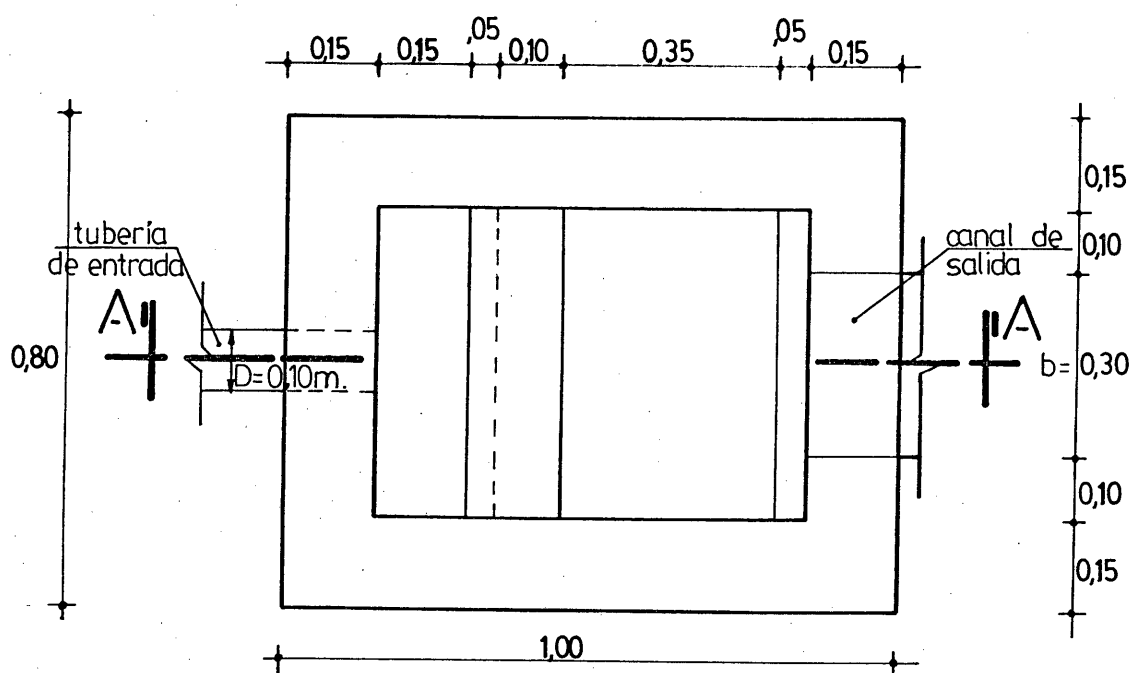
$$J \text{ (4") } = \left(\frac{0.010}{\frac{1.85}{2.63} \cdot 0.28 \cdot (140)^{0.10}} \right) = 0.0165 \text{ m/m}$$

ABSCISAS (m)	COTAS (m)	H (m)	L (m)	Lc (m)	ø (pulg)	J (m/m)	Hf (m)	H - Hf <64.3m. (m/seg)	V
0+000	1731.60								
1+496.7	1694.89	36.71	1496.7	1571.54	4	0.0165	25.93	10.78	1.27

Para una mejor comprensión ver lámina Nº 2.

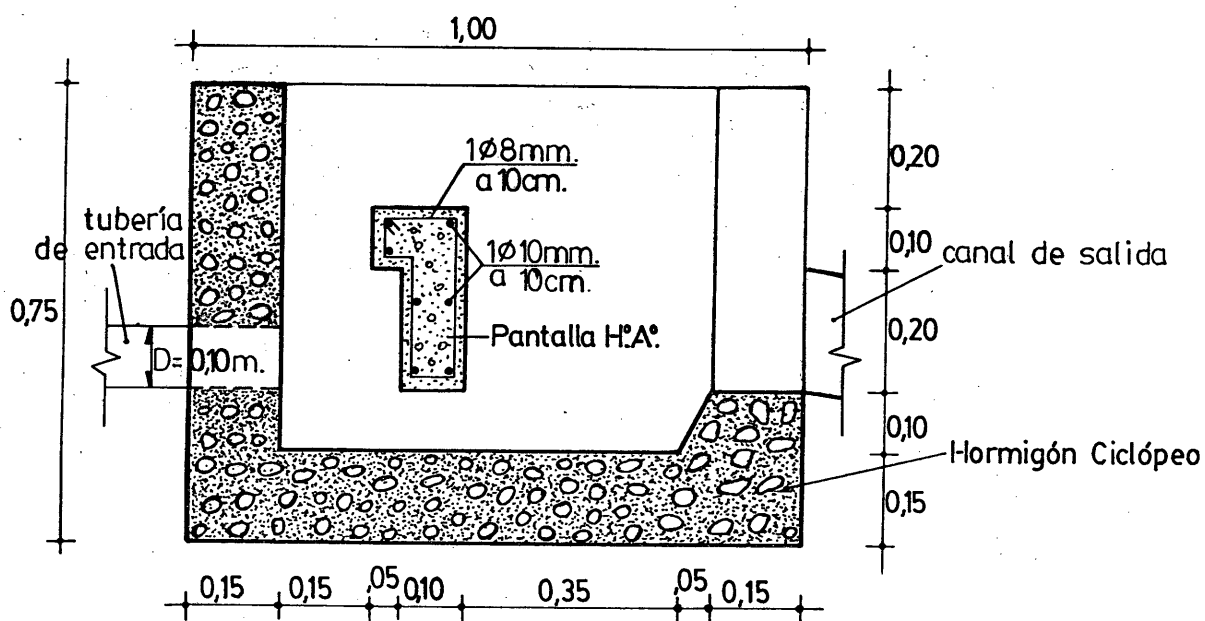
TANQUE ROMPE PRESION

TIPO BUREAU OF RECLAMATION



PLANTA
escala: 1-12.5

NOTA: Será utilizado al final de la conducción por tubería e inicio del canal de acceso al embalse (ver lámina N° 2)



CORTE A-A
escala: 1-12.5

8.4. EMBALSE

Una de las obras más importantes, que se necesita realizar dentro del proyecto de Riego "EL TABLON", es la construcción de una estructura que forme un embalse, para poder almacenar el agua de la quebrada que abastecerá al presente proyecto, especialmente en la época de invierno, para su posterior utilización de acuerdo a los requerimientos de la zona a regarse.

8.4.1. PRESAS DE EMBALSE.

Se denominan presas de embalse a aquellas estructuras que se construyen para crear un lago artificial, o derivar un río (quebrada) a una cota prefijada, con el objeto de almacenar o captar los escurrimientos y regar tierras o generar energía, o bien, dotar de agua potable a poblaciones o centros industriales. También sirven para regularizar el flujo de una corriente que provoca inundaciones en predios o poblados.

8.4.1.1. Tipos de Presas

Las presas de embalse se pueden clasificar de una manera general, por:

- La función más general que van a desempeñar, y pueden ser: de Almacenamiento, Derivación y Regulación.
- Los materiales que forman la estructura: de Tierra, Enrocamiento, Concreto, y Contrafuerte.
- Su proyecto hidráulico: Vertedoras y No Vertedoras.

8.4.1.2. Selección del tipo de presa

La selección del mejor tipo de presa para un lugar y uso determinado, requiere la consideración cuidadosa de las características de cada tipo, en relación con los accidentes físicos del lugar la adaptación de los fines para los que va a servir la presa, además de la economía, seguridad y otras limitaciones que pudieran existir. La elección final del tipo de presa se hará generalmente después de considerar estos factores y usualmente el factor más determinante en la elección final será el costo de construcción.

A continuación se mencionarán importantes factores físicos para la selección del tipo de presa, que da el Ingeniero H. G. Arthur de la sección de Presas del Bureau of Reclamation.

- a) TOPOGRAFIA. La Topografía, en gran parte, dicta la primera elección del tipo de presa. Una corriente angosta corriendo entre desfiladeros de roca sugiere una presa vertedora. Las llanuras bajas, onduladas, con la misma propiedad, sugieren una presa de tierra con vertedor de demasías separado. Cuando las consideraciones son intermedias, otras consideraciones toman mayor importancia, pero el principio general de la conformidad con las condiciones naturales sigue siendo la principal guía.
- b) CONDICIONES GEOLOGICAS Y CIMENTACION. Las condiciones de cimentación dependen de las características geoló-

gicas y del espesor de los estratos que van a soportar el peso de la presa. En presas pequeñas la cimentación limitará la elección del tipo en cierta medida, aunque estas limitaciones se modifican con frecuencia al considerar la altura de la presa propuesta. De ser posible es aconsejable obtener la asesoría de un geólogo experimentado, en conexión con la relativa aplicabilidad de posibles tipos de presa a la cimentación existente en el lugar.

- c. MATERIALES DISPONIBLES. La eliminación o reducción de los gastos de acarreo de los materiales de construcción, especialmente de los que se utilizan en grandes cantidades, reducirán considerablemente el costo total de la obra. El costo más económico será con frecuencia aquel para el que se encuentra materiales en suficiente cantidad y dentro de distancias razonables del lugar.

Por lo tanto y tomando en consideración lo anteriormente expuesto se ha llegado a determinar que el tipo de presa de Tierra, es la solución más económicamente conveniente en el presente caso.

8.4.2. PRESAS DE TIERRA.

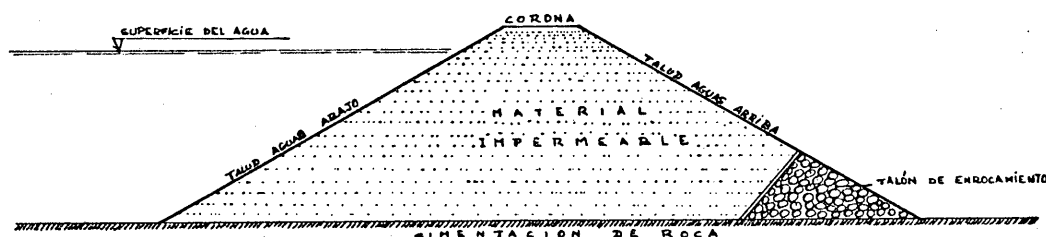
Las presas de tierra constiuyen el tipo de presas más común, principalmente porque en su construcción intervienen materiales en su estado natural que requieren el mínimo de tratamiento, además, los

requisitos para sus cimentaciones son menos exigentes que para los otros tipos. Aunque dentro de la clasificación de las presas de tierra están comprendidos varios tipos, los adelantos obtenidos en los equipos de excavación, acarreo y compactación de materiales terrosos, ha hecho de el tipo de presas de tierra compactada tan económico que virtualmente ha remplazado a los demás tipos. Por esta razón en nuestro estudio utilizaremos las presas de tierra compactada. En este tipo se contruye la parte principal del terraplén en capas sucesivas, compactadas mecánicamente. El material de los bancos de préstamo y el aprovechamiento de las excavaciones de las demás estructuras se utiliza en el terraplen, generalmente en camiones o escrepas. Luego se extiende con motoconformadoras o bulldosers y se humedece, si es necesario, para formar capas de espesor reducido con la humedad óptima, que luego se compactan cuidadosamente y se unen con las capas anteriores por medio de rodillos movidos por tracción mecánica del tipo y peso adecuados. Las presas de tierra compactada con rodillos son: de diafragma, homogéneas, homogéneas modificadas, y de sección compuesta.

Selección del Tipo de Presa de Tierra

De entre los tipos anotados, la selección se hará tomando en consideración las que han dado mejor resultado o se recomiendan por el Bureau of Reclamation, dada su experiencia en la construcción de este tipo de estructuras, de acuerdo a las condiciones del sitio, y el buen volumen del material disponible en el banco de préstamo. De

acuerdo a esto, vamos a utilizar la presa de tierra compactada de sección homogénea modificada, las mismas que constan de un solo material (excluyendo la protección de los paramentos) lo suficientemente impermeable para formar una barrera efectiva para el agua, con pequeñas cantidades de materiales permeables cuidadosamente colocados en el talud aguas abajo que controlan las filtraciones de manera que permitan taludes mucho más inclinados. (ver Figura)



8.4.2.1. Consideraciones generales para el diseño de la presa

El principio básico del proyecto es construir una estructura satisfactoria y funcional al costo total mínimo posible. El diseño de una presa de tierra consiste en la determinación, sobre bases racionales, de todos los detalles referentes a localización, geometría y constitución de la cortina y estructuras colaterales o accesorias. Una presa en operación es, en cualquier caso, un sistema cuyos elementos están interrelacionados y se afectan mutuamente, razón por la cual, sólo puede enfocarse

en conjunto.

Las presas de tierra deben ser seguras y estables durante todas las fases de construcción y de la operación del vaso. Para lograrlo, el Bureau of Reclamation, recomienda tomar en cuenta las siguientes consideraciones:

- a) El terraplén debe estar asegurado contra el rebosamiento durante las avenidas, disponiendo suficiente capacidad en el vertedor de demasías y en las obras de toma.
- b) Los taludes de los terraplenes deben ser estables durante la construcción y en cualquiera de las condiciones de operación del vaso, incluyéndose la de un rápido desembalse en el caso de presas de almacenamiento.
- c) El terraplén deberá proyectarse de manera que no produzca esfuerzos excesivos en la cimentación.
- d) Se deben controlar las filtraciones a través del terraplén, de la cimentación y los estribos, para que no se produzca erosión interna y por lo mismo ya no haya derrumbes en el área donde las filtraciones emergen.
- e) El terraplén debe estar asegurado contra el efecto de rebosamiento por el oleaje.
- f) El talud de aguas arriba debe estar protegido contra la erosión producida por el oleaje, la corona y el talud de aguas abajo deben estar protegidos contra la erosión producida por el viento y la lluvia.



Las presas de tierra proyectadas para satisfacer estas condiciones serán permanentemente seguras, siempre que se empleen los métodos de construcción correctos, y el control convenientemente estricto.

8.4.3.1. Altura-Area-Volumen

A partir de la topografía del terreno aguas arriba del cierre, se computa el volumen de agua que aproximadamente se podrá almacenar para diferentes alturas del embalse. Para lo cual se procede a planimetrar las áreas correspondientes para cada curva de nivel y el volumen se obtiene multiplicando las áreas promedio entre cada par de curvas consecutivas por la distancia vertical entre las mismas.

Cotas m.s.n.m.	Superficie Parcial(m ²)	Superficie Acumulada(m ²)	Volumen 3 Parcial(m ³)	Volumen 3 Acumulado(m ³)
1679	15	15		
1680	125	140	70	70
1681	158	298	142	212
1682	531	829	345	557
1683	805	1634	668	1225
1684	1235	2869	1020	2245
1685	1625	4494	1430	3675
1686	2070	6564	1848	5523
1687	2570	9134	2320	7843
1688	3809	12943	3190	11033
1689	4418	17361	4114	15147

Se procede a realizar el gráfico N° 8-0 para determinar la relación existente entre la altura-área del embalse y el volumen que se lograría almacenar. De allí que con una altura de terraplén de 10 m. se podría almacenar aproximadamente 15.000 m³ de agua. Si además, se procede a

realizar un desalojo o despálme de 2m. (controlando luego del mismo, sitios de posibles fugas para su tratamiento respectivo), tanto en el sitio de cierre como en el vaso, por razones geológicas y topográficas, se podría, con una altura de terraplén de 12 m., lograr un embalse aproximado de 18.000 metros cúbicos de agua.

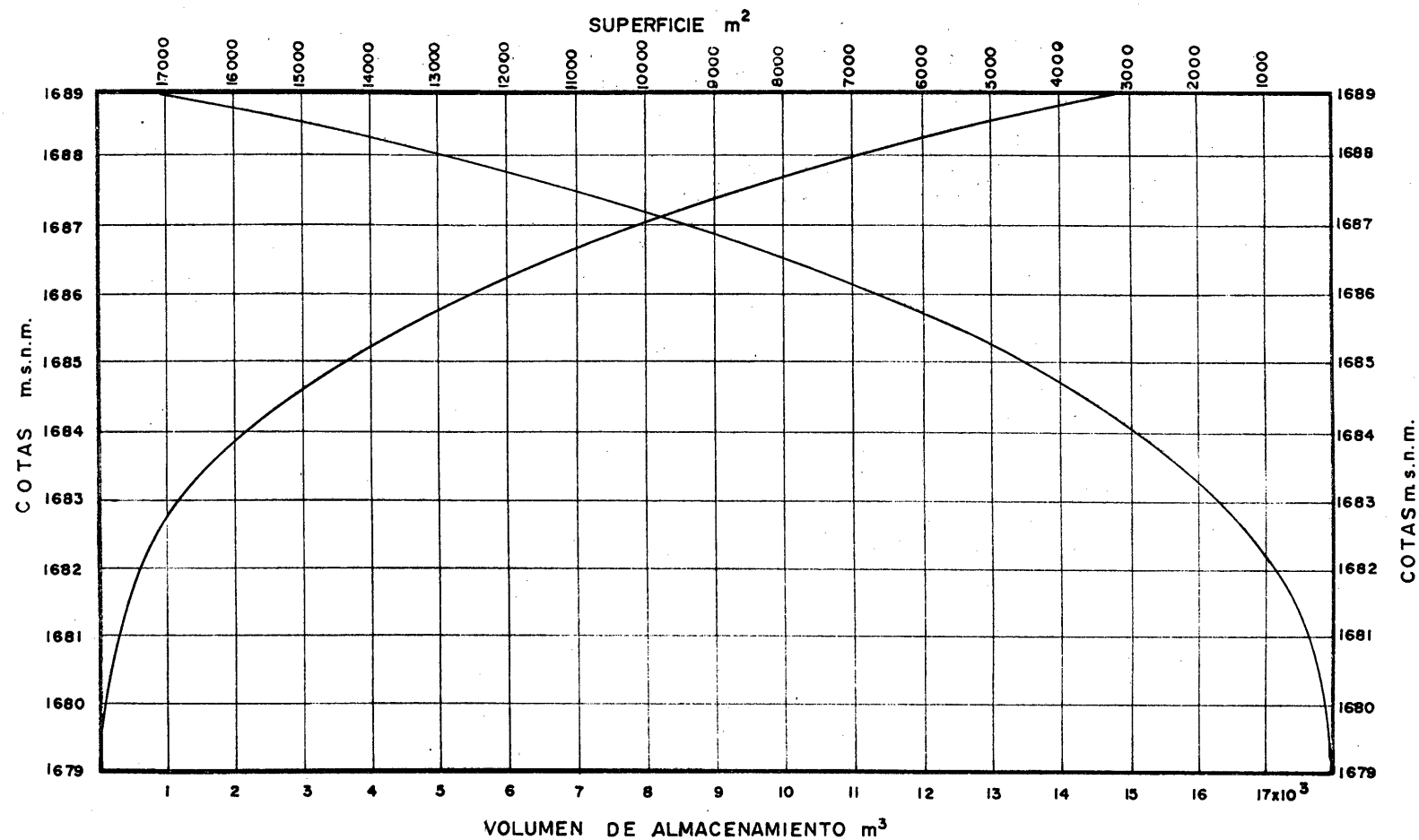
8.4.3.2. Cimentación.

Los requisitos esenciales de una cimentación para una presa de tierra son: que debe proporcionar un apoyo estable para el terraplén en todas las condiciones de carga y de saturación, debiendo al mismo tiempo tener una resistencia elevada a la filtración, para evitar una pérdida excesiva de agua. Aunque en realidad la cimentación no se proyecta, se toman algunas medidas para tener la seguridad de que se satisfagan los requisitos esenciales.

Las cimentaciones se agrupan en tres clases principales de acuerdo con sus características predominantes: de roca, de materiales de grano grueso y fino.

El tratamiento mínimo para cualquier tipo de cimentación es el despálme del área de la cimentación para quitarle el pasto, la tierra vegetal, la materia orgánica y cualquier material inadecuado que pueda eliminarse con una excavación a cielo abierto. En muchos casos, cuando el despálme es relativamente delgado, toda la cimentación se limpia hasta la roca fija. En nuestro proyecto se tiene

CURVA ALTURA-AREA-CAPACIDAD DEL EMBALSE



una cimentación de Roca Andesítica.

Las cimentaciones de roca no presentan ningún problema de resistencia para las presas de tierra pequeñas ($h=15$ m.), y los principales aspectos que se debe considerar son la presencia de peligrosas filtraciones erosivas y la posible pérdida de agua por las puntas, fisuras, hendiduras y a lo largo de los planos de falla. Por lo tanto se recomienda en el período de ejecución tratar de detectar la presencia de estos factores negativos, y realizar pruebas de permeabilidad "in situ" previo a la construcción del terraplén y luego de realizado el despalme. Se deberá utilizar lechadas de cemento puro y agua, a presión, para tapar estos defectos de la roca, de existir, hasta una profundidad igual a la carga del vaso arriba de la superficie de roca fija.

Las recomendaciones respectivas para el tratamiento de cimentaciones rocosas, están basadas en la inspección geológica y topográfica, pero es regla casi sin excepción que sólo al realizar la limpieza superficial del sitio se conozca la extensión de estos trabajos. Para el presente proyecto, tomando en consideración que la roca sana, se encuentra aproximadamente a 2m. (1677 m.s.n.m) de la roca expuesta superficialmente (1679 m.s.n.m), según el informe geológico (Anexo 1); así como también la topografía del terreno, se ha creído conveniente para efectos del diseño, considerar como superficie de cimentación la cota 1677 m.s.n.m., ya que la verdadera topografía de la superficie de apoyo y las características de las grietas, fisuras, etc., en su caso aparecerán después de haber realizado la

remoción de escombros y suelos que cubren la cimentación; en este momento y ya en construcción es necesario tomar decisiones definitivas, tanto en lo que se refiere a la localización de la presa como al tratamiento de la roca.

8.4.3.3. Proyecto del Terraplén

Esencialmente, el problema de proyectar un terraplén de tierra, es determinar la sección transversal que cuando se contruya con los materiales disponibles, cumpla con las funciones para las cuales se proyecta con la debida seguridad y al costo mínimo. El perfil transversal tipo es el trapecial, con taludes más o menos tendidos y con un ancho de coronación que es el lado menor del trapecio, fiándose la impermeabilización al macizo total del material seleccionado para el terraplén.

Las dimensiones que se adoptan para la sección transversal de las presas de tierra no se deducen de cálculos matemáticas y las modernas teorías de Geotécnia sólo dan una idea de la estabilidad de los taludes previamente fijados. Se determinan por los resultados que proporciona la experiencia (Bureau of Reclamation), basada en presas existentes y teniendo en cuenta otras que se arruinaron. Este procedimiento es excelente si se pudieran repetir, en la presa que se proyecta, las mismas circunstancias que en aquella o aquellas que han permanecido estables. En la imposibilidad de que esto ocurra, el proceso suele ser: dimensionado con arreglo a la experiencia; comprobación de la estabilidad de sus taludes por las modernas teorías Geotécnicas, previo conocimiento de las

características de los materiales que la van a constituir, y control cuidadoso en la puesta en obra, para que se cumplan las condiciones mínimas exigidas en la comprobación.

Los materiales disponibles para la construcción del terraplén serán explotados del banco de préstamo, cuya localización se podrá encontrar en el gráfico Nº 8-1.

8.4.3.3.1. Ancho de Coronación.

Se fija este ancho para dar mayor volumen a la presa y aumentar así su estabilidad; para tener más resistencia la coronación contra los deterioros por oleaje. El ancho mínimo de la cresta queda determinado por factores como: naturaleza del material que forma el terraplén, distancia mínima de filtración admisible a través del terraplén con el agua al nivel normal del vaso, altura e importancia de la estructura, posible utilización como vía. Esta anchura de la cresta, como regla general, se determina principalmente en forma empírica y en la mayor parte de los casos, por precedentes.

El Bureau of Reclamation, sugiere, para presas pequeñas de tierra:

$$W = Z/5 + 10 ; \quad W = \text{ancho de corona, en pies}$$

$$Z = \text{altura de la presa, en pies.}$$

$$(Z = 10 \text{ m} = 30 \text{ pies})$$

$$W = 30/5 + 10 = 16 \text{ pies} = 4.8 \text{ m.}$$

recomendamos además, que para facilitar la construcción con equipo mecánico, la anchura mínima debe ser 12 pies (4 m.).. El Código de Presas de Arizona fija como anchos mínimos en la coronación los siguientes: presas de hasta 12 m., 3m.; presas de hasta 30., 4.5 m; presas de hasta 45 m., 6 m.

Por lo tanto y tomando en consideración lo expuesto, adoptaré un ancho de corona de 4 m.

8.4.3.3.2. Borde Libre.

Es la distancia vertical entre la corona del terraplén (sin contraflecha) y la superficie máxima del agua en el vaso. Garantiza que no se produce el rebosamiento del terraplén, es necesario que quede un cierto margen entre la cúspide de la máxima ola que se pueda formar y la coronación, para evitar que, al romper erosione y arruine ésta y con ello la presa.

$$BL = H_o + H_b + H_s$$

$$H_o = \text{altura media de la onda (m)}$$

$$H_b = \text{altura de onda debido al viento y longitud del embalse (m).}$$

$$H_s = \text{altura de seguridad, no menor a 0.50 m. en presas bajas.}$$

$$V = \text{velocidad máxima del viento (4.80 m/seg)}$$

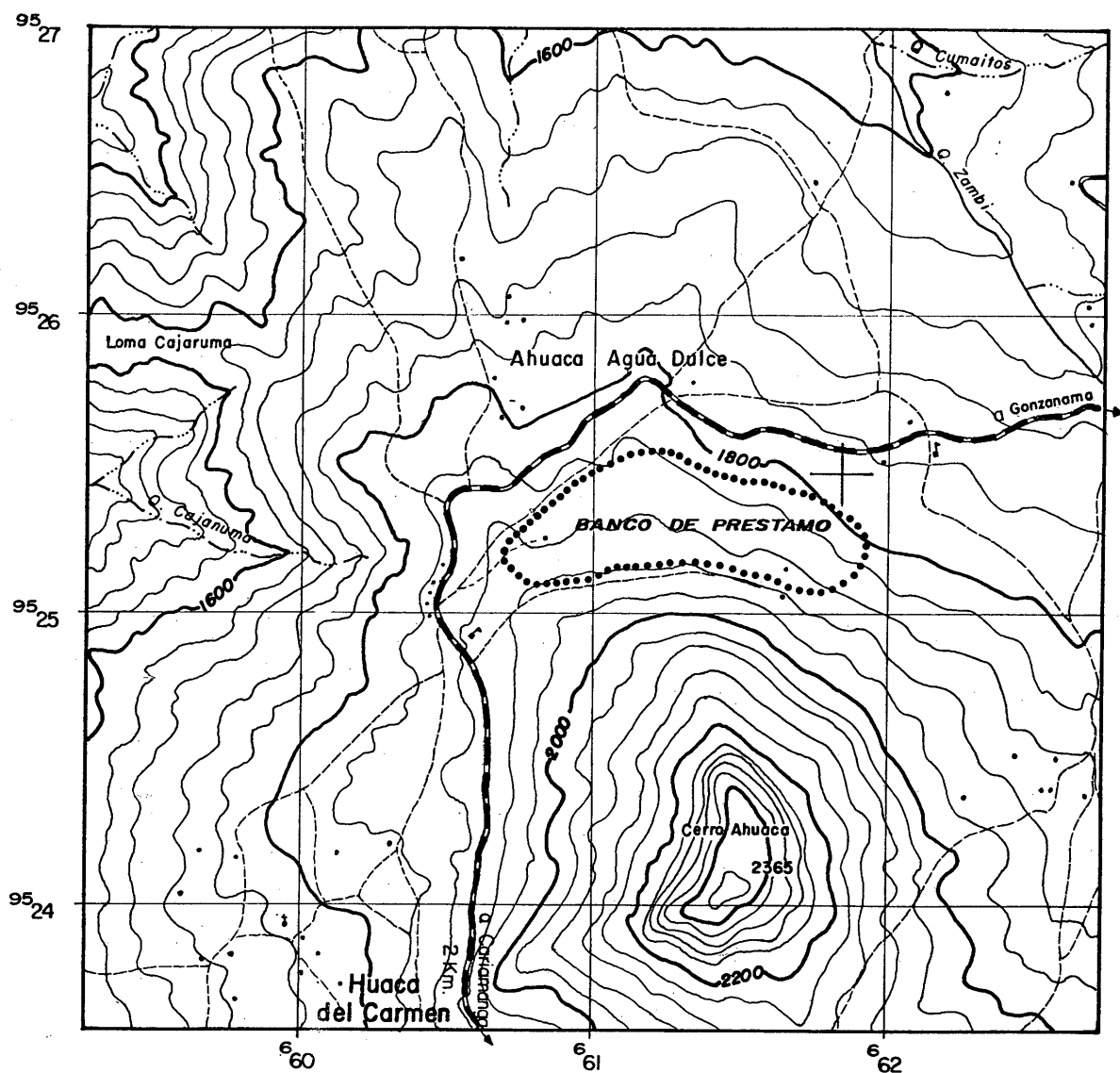
$$L = \text{longitud máxima del embalse en línea recta (90 - m = 0.090 Km)}$$

$$H_b = 0.0208 V^{1.25} L^{1/3} = 0.0208 (4.8)^{1.25} (0.090)^{1/3} = 0.066 \text{ m.}$$

$$L_o = 12 H_b = 12 (0.066) = 0.792 \text{ m. (longitud de onda del agua)}$$

$$H_o = 3.1416 (H_b)^2 / l_o = 3.1416 (0.066)^2 / 0.792 = 0.017 \text{ m} = 1.7 \text{ cm.}$$

por tanto, tomando en consideración que la altura de onda es muy pequeña se adoptará como si $BL = H_s = 0.50 \text{ m.}$



UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA
SUBCOMISION ECUATORIANA

PROYECTO: " EL TABLON "

UBICACION DEL BANCO DE PRESTAMO

POR:

C. CH. R.

ESCALA 1 / 25 000

FECHA VIII / 86

GRAFICO Nº 8-1

8.4.3.3.3. Filtración a través del Terraplén.

El núcleo de material impermeable del terraplén, proporciona la resistencia a la filtración del agua del vaso, toda vez que aún las arcillas más compactas son porosas y no se puede evitar que el agua pase a través de ellas. El avance de la filtración depende de la constancia del nivel del agua en el vaso, de la permeabilidad y compactación del material del núcleo, tipo de fundación, factor tiempo, etc. En el gráfico 8.2 se muestra la penetración del agua dentro de un núcleo impermeable una vez llenado, en estado intermedio y con el volumen mínimo de almacenamiento del vaso, (cimentación impermeable). La sección superior de la corriente de filtración se llama superficie freática (presión cero); en una sección aparece como la línea freática. Aunque el suelo puede estar saturado por capilaridad arriba de esta línea, las filtraciones se limitan a la porción que queda abajo de la línea freática. Las presiones intersticiales abajo de la línea freática reducen la resistencia al corte de la masa de suelo de acuerdo a la ley de Coulomb: $S = C + (\sigma - u) \operatorname{tg} \phi$. La condición más crítica de las que se presentan después de la construcción para la estabilidad del talud aguas abajo es la que se produce con la máxima saturación del terraplén. La condición más crítica de operación por lo que respecta a la estabilidad del talud aguas arriba es el desembalse rápido que sigue a un largo período de alto nivel en el vaso, situación esta última,

que no se presentará en el presente caso de acuerdo a la naturaleza misma del proyecto.

"El cálculo de la infiltración en las presas de tierra,
presupone las siguientes determinaciones:

- Posición de la curva de Depresión (Saturación) en el cuerpo de la presa.
- Los parámetros de la corriente de infiltración en el cuerpo de la presa.
- El caudal de infiltración en el cuerpo de la presa.

Los cálculos se dirigen hacia las secciones transversales de la presa, en función de las diversas dimensiones de la construcción del drenaje. Para el cálculo es necesario conocer el coeficiente de permeabilidad de la tierra correspondiente a las diversas zonas distintas del perfil (cuando no es homogénea).

El método clásico de cálculo de las infiltraciones corresponde a N.N. Pavloski; en cuyos cálculos hidráulicos la sección transversal se divide en un caudal de infiltración válido para toda la zona respectiva.

EL número de ecuaciones corresponde al número de incógnitas, las cuales intervienen en la resolución del problema. Como incógnitas se eligen por lo general, la profundidad de la corriente de infiltración o la altura piezométrica en diversos puntos característicos: las secciones de separación de las diferentes zonas, la salida por el talud, la entrada en drenaje, etc. La curva

característica entre estos puntos característicos se construye en base a la ecuación de Dupuit.

A continuación se dan las ecuaciones de cálculo del método, que comparativamente con otros métodos, éste presenta la ventaja de un cálculo mucho más cómodo"

(Traducido del Libro "BARAJE DIN MATERIALE LOCALE".

BUCURESTI, 1 977

a) CALCULO DE LA CURVA DE SATURACION SIN DRENAJE
CIMENTADA SOBRE TERRENO IMPERMEABLE. (Gráfico Nº 8-3)

$$\frac{q}{K} = \frac{H_a^2 - H_o^2}{2 \left(\frac{L}{1} + \frac{L}{2} - M H_o \right)}$$

$$\frac{q}{K} = \frac{H_o}{\frac{m}{2} + 0.50}$$

$$L = B H_a$$

$$L = M \left(\frac{H_p - H_a}{2} \right) + b + M \frac{H_p}{2}$$

$$H_x = \left[H_a^2 - \left(\frac{H_a^2 - H_o^2}{L - M H_o} \right) x \right]^{\frac{1}{2}}$$

$$\theta = \frac{\frac{M}{1}}{2 \frac{M}{1} + 1}$$

H_a = altura normal del agua en la presa.

H_p = altura de la presa

b = ancho de la corona

H_x = ordenada de la curva de saturación.

H_o = altura del agua remanente al fin de la presa

X = abscisa de la curva de saturación (variable)

K = coeficiente de permeabilidad del terraplén

M_1 = coeficiente del talud aguas arriba

M_2 = coeficiente del talud aguas abajo.

L = longitud de filtración.

q = caudal que se filtra por metro del terraplén

M'_1 = coeficiente del talud interno del dren.

Datos:

$$H_a = 11.50 \text{ m}$$

$$M_1 = 2.5$$

$$H_p = 12 \text{ m}$$

$$M_2 = 2.5$$

$$b = 4 \text{ m}$$

$$K = 3.7 \times 10^{-7} \text{ m/seg}$$

$$\beta = \frac{2.5}{2(2.5)+1} = 0.4167$$

$$L_1 = 0.4167(11.50) = 4.792$$

$$L = 2.5 (12 - 11.5) + 4 + 2.5(12) = 35.25 \text{ m.}$$

Iguando relaciones:

$$\frac{H_a^2 - H_o^2}{2 \left(\frac{L_1}{1} + \frac{L}{2} - M_2 H_o \right)} = \frac{H_o}{M_2 + 0.50}$$

$$\frac{11.5^2 - H_o^2}{2(4.79+35.35 - 2H_o)} = \frac{H_o}{2.5 + 0.50}$$

$$H_o^2 - 80.084H_o + 396.75 = 0 \Rightarrow H_o = 5.306 \text{ m.}$$

$$Hx = \left[11.50^2 - \left(\frac{11.5^2 - 5.306^2}{35.24 - 2.5(5.306)} \right) X \right]^{\frac{1}{2}} \implies$$

$$Hx = (132.25 - 4.735 X)^{\frac{1}{2}}$$

$$0 \leq X \leq L - M \frac{H_0}{2} \implies 35.25 - 2.5(5.306) = 21.985$$

luego: $0 \leq X \leq 21.985$ (intervalo para graficar la curva de saturación)

x	0	3	6	9	12	15	18	21.985	(Gráfico No. 8.3)
Hx	11.50	10.86	10.19	9.47	8.68	7.82	6.86	5.306	

Como $H_0 = 5.306$ m. en talud aguas abajo, esto indica que las filtraciones emergen y pueden ocasionar inestabilidad, por lo que es necesario construir un drenaje, que será mediante un talón de enrocamiento.

b) CALCULO DE LA CURVA DE SATURACION CON DRENAJE AGUAS ABAJO.

Con la finalidad de batir curva de saturación, aguas abajo se colocará un filtro de roca de tal manera que permita el paso del agua y evite el paso de material del terraplén. Gráfico(No. 8.4)

$$\frac{q}{K} = \frac{H_a^2 - H_1^2}{2 L_p}$$

$$L_p = L + \frac{L}{1} + \frac{L}{2}$$

$$L_1 = \beta H_a = \frac{M}{2 M + 1} (H_a)$$

$$L = \frac{M' H}{1} \cdot \frac{H}{2}$$

$$H_0 = f(m'_1) \frac{q}{K} - H_2 \quad \text{Si } f(m'_1) \frac{q}{K} \leq H_2 \text{ se considera } H_0 = 0$$

El cálculo de ordenadas para la curva de saturación se lo realiza para intervalos; así cuando:

$$h_1 \geq h_x \geq h_2 \text{ equivalente a } x_1 \leq x \leq x_2$$

$$\text{donde: } h_1 = H_2 - \frac{q}{K}; \quad h_2 = H_2 + \frac{q}{K}$$

$$x_1 = L + \frac{L_2}{2} - \frac{(H_2 - q/K)^2 - (H_2 + H_0)^2}{2 (q/K)}$$

$$x_2 = L + \frac{L_2}{2} - \frac{(H_2 + q/K)^2 - (H_2 + H_0)^2}{2 (q/K)}$$

$$h_x = \left[2 \frac{q}{K} (L - x + \frac{L_2}{2}) + (H_2 + H_0)^2 \right]^{1/2}$$

El valor $f(m'_1)$ se obtiene de la siguiente tabla y esta en función del talud interno del dren m'_1 .

$m'_1 \times$	0	0.50	1.00	1.50	2.00	2.50
$f(m'_1)$	0.74	0.51	0.36	0.28	0.22	0.18

$$\text{Datos: } H_d = 3m \quad H_2 = 0.50m, \quad m'_1 = 2.50 \implies f(m'_1) = 0.18$$

$$L = m_1 (H_p - H_a) + b + m_2 (H_p - H_d) - m'_1 H_d$$

$$L = 2.5(12 - 11.5) + 4 + 2.5(12 - 3) - 2.5 (3) = 20.25m.$$

$$L_1 = \beta H a = 0,4167 (11,5) = 4,792 \text{ m.}$$

$$L_2 = 2.5 (0,50)/3 = 0,417 \text{ m.}$$

$$L_p = 20.25 + 4.792 + 0,417 = 25,459 \text{ m.}$$

$$\frac{q}{k} = \frac{11.50^2 - 0.50^2}{2(25.459)} = 2.592 \text{ m.} \Rightarrow q = 2.592 (3.7 \times 10^{-7}) (1)$$

$$= 9.6 \times 10^{-6} \text{ m /seg.}$$

$$H_0 = 0.18 (2,592) - 0,50 = -0,033 < 0; \text{ consideramos } H_0 = 0$$

$$h_1 = 11.50 - 2.592 = 8.908 \text{ m.} \quad y$$

$$h_2 = 0,50 + 2,592 = 3.092 \text{ m.}$$

$$\text{intervalo: } 3.092 \leq h_x \leq 8.098$$

$$X_1 = 20.25 + 0.417 - \frac{(11,50 - 2,592)^2 - (0,50 + 0)^2}{2(2.592)} = 5.408 \text{ m.}$$

$$X_2 = 20.25 + 0.417 - \frac{(0.50 + 2.592)^2 - (0.50 + 0)^2}{2(2.592)} = 18.871 \text{ m.}$$

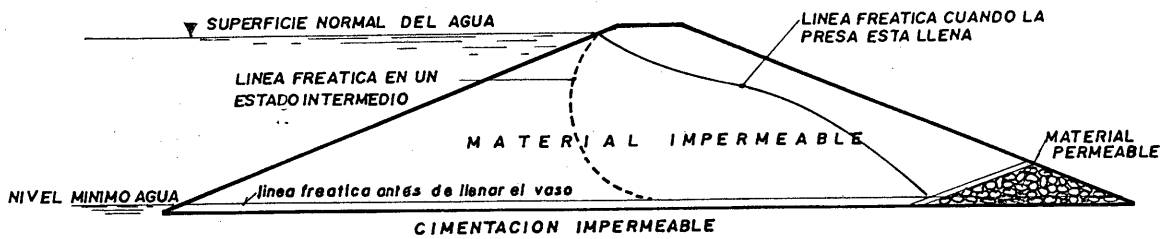
$$5.408 \leq x \leq 18.871$$

$$h_x = [2(2.592)(20.25 - x + 0,417) + (0,50 + 0)^2]^{\frac{1}{2}} \Rightarrow$$

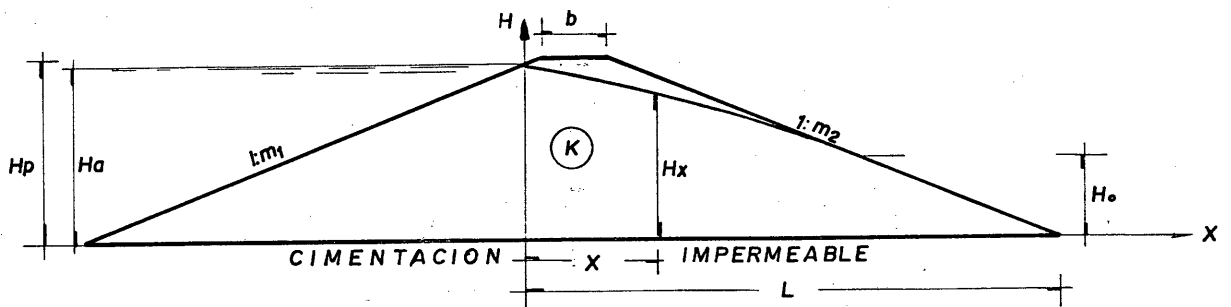
$$h_x = (107,388 - 5,184x)^{\frac{1}{2}}$$

x	5.408	7	10	13	16	18.871
h _x	8.908	8.432	7.453	6.324	4.944	3.092

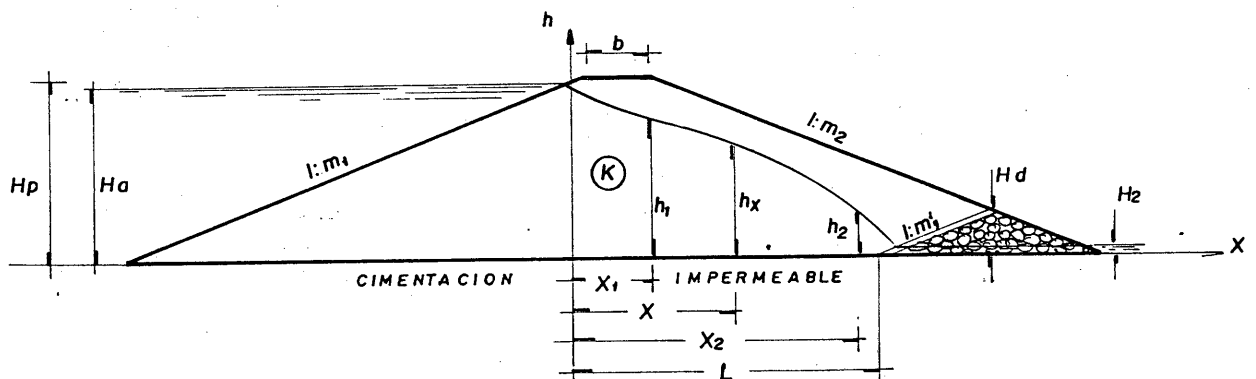
FILTRACION A TRAVES DEL TERRAPLEN (Grafico 8-2)



CURVA DE SATURACION EN UNA PRESA HOMOGENEA SIN DRENAJE (Grafico 8-3)



CURVA DE SATURACION EN UNA PRESA HOMOGENEA MODIFICADA CON DRENAJE AGUAS ABAJO (Grafico 8-4)



c. DRENES DE TALÓN Y ZANJAS DE DRENAJE

Según recomienda el Bureau of Reclamation (1983), los drenes de talón se deben instalar generalmente a lo largo de los taludes aguas abajo de las presas, en combinación con los colchones de drenaje requeridos de acuerdo a la posición de la línea de saturación en el terraplén, siendo su función coleccionar las filtraciones que descargan del colchón de drenaje y conducir las a un tubo de descarga al exterior que las lleva hacia aguas abajo de la presa. Se usan drenes con tubos para tener la seguridad de que tienen la capacidad necesaria para conducir los volúmenes de las filtraciones. Los drenes de talón que se usan también en cimentaciones impermeables para tener la certeza de que cualesquiera filtraciones que pudieran atravesar la cimentación o el terraplén que recogen.

Empezando con los drenes de menor diámetro tendidos a lo largo de las secciones de los estribos, los drenes se aumentan progresivamente de diámetro, colocando las tuberías de mayor diámetro, a través del fondo del cañón. Los tubos de los drenes de los talones de las presas pueden ser de barro vidriado, concreto o de metal ondulado perforado revestidos de asfalto, y se los coloca en zanjas a suficiente profundidad (1,20 m. mínimo) abajo de la superficie de terreno, en la que se tenga la seguridad de que se interceptan las filtraciones; la máxima la necesaria para mantener una pendiente razonablemente uniforme, aunque la superficie del terreno esté ondulada; y la anchura del fondo de la zanja de 0,60 a 1 m., según el tamaño del tubo

de drenaje. Se recomienda un diámetro mínimo de 150 mm (6 pulg.) para las presas pequeñas. El tubo de drenaje debe estar rodeado de material de filtro, para evitar que se tapen los drenes con los arrastres de material fino (lámina 5).

8.4.3.3.4. Estabilidad del Terraplén.

Generalmente, la comprobación de la estabilidad de una presa de tierra queda reducida a un problema de estabilidad de taludes, algo complicado por la presencia del agua de filtración. La estabilidad de un terraplén se determina por su capacidad para resistir esfuerzos cortantes, porque la falla se produce por deslizamiento a lo largo de una superficie de corte. Los esfuerzos cortantes provienen de las cargas externas aplicadas, como son las del agua del vaso y las producidas por sismos y de las fuerzas internas producidas por el peso del suelo y los taludes del terraplén.

Se han propuesto varios métodos para calcular la estabilidad de un terraplén, pero en general, estos métodos se basan en la resistencia al corte del suelo, y en algunas suposiciones con respecto al carácter de una falla del terraplén. "De la examinación de los deslizamientos que se producen en taludes de tierra cohesiva, con un ángulo de fricción pequeña, ha llevado a adoptar una forma cilíndrica a la superficie potencial del deslizamiento. Al principio el método fué propuesto por Fellenius en 1927. Por ello se denomina método de Fellenius o Sueco y raramente como

método de Petterson. Las imperfecciones como consecuencia del modo simplificado en el cual se han tomado en consideración las fuerzas interiores entre dovelas, ha constituido el motivo de búsqueda de una forma más exacta. En 1955 Bishop propuso un método que es más preciso que el de Fellenius, aún en el caso de algunas variantes simplificadas, denominado método Bishop. Actualmente este método ha llegado a ser clásico, en muchos manuales de Mecánica de Suelos editados en EUA, Francia y Checoslovaquia."([21], pág. 287).

El análisis de la estabilidad del terraplén del presente proyecto se lo realizará de acuerdo con este método y cuyo procedimiento de cálculo es el siguiente:

- En función del material del terraplén y del tipo de cimentación, se adoptan los círculos de deslizamiento más probables: por pie de talud, por el cuerpo del talud, o por la base del talud. En nuestro caso: terraplén homogéneo de arcilla y cimentación de roca, los círculos de deslizamiento más probables son los que pasan por el cuerpo del talud, (Gráfico Nº 8-6 y 8-15), del talud aguas abajo.
- A continuación "se traza la recta Bs, B es la intersección talud aguas abajo y la corna, S situado frente al talón aguas abajo a $5H_p$ y a la profundidad H_p . Por la prolongación BS tenemos la recta BA, donde se tiene una serie de centros $O_1, O_2, O_3, \dots$ de donde se trazan los arcos que pasan por el pie y por el cuerpo del talud aguas abajo." Considerando las superficies

posibles de deslizamiento, se representa gráficamente la curva de coeficiente F_s , obteniendo el mínimo valor, resultado de pruebas hechas según dirección BS obteniendo el punto D_h , por donde se traza la normal DD en la que se toman, otros procedimientos análogamente. El valor mínimo así obtenido representa el F_s mínimo de las curvas de deslizamiento supuestas" ([21], pág.296) en nuestro caso por el pie y por el cuerpo del talud aguas abajo.

- "A la superficie posible de deslizamiento, se la divide en dovelas verticales, de ancho constante o variable, de tal manera que los límites de una dovela sea entre tierra con la misma característica. Se recomienda que el ancho de estas dovelas sea de $0.1 R$ o $0.3 R$. La numeración de las dovelas empieza con la dovela (0) cuyo centro de gravedad se encuentra sobre la vertical que pasa por el centro del círculo. Las dovelas de la izquierda de la vertical se notan con signo (+) y las de la derecha con signo (-). Del centro (0) se llevan al medio de cada dovela empezando con la dovela (0), bajo un ángulo α formado del radio respectivo con la vertical". ([21] pag.289), Gráfico Nº 8-5.

Las fórmulas para el cálculo están basadas en la siguiente teoría:

La fuerza ejercida por cualquier segmento dentro del círculo de deslizamiento es igual al peso del segmento y actúa verticalmente hacia abajo desde su centro de gravedad. Los componentes de este peso actúan en una

porción del círculo y son, la fuerza normal del arco, determinado completando el triángulo de las fuerzas con líneas en las direcciones radiales y tangenciales. Las presiones intersticiales actuando sobre el arco dan por resultado una fuerza de subpresión, que reduce la componente normal del peso del segmento.

El factor de seguridad contra el deslizamiento en un círculo supuesto se calcula con las ecuaciones:

$$F_s = \frac{CL + (N-U) \operatorname{tg} \phi}{T}$$

$$F_s = \frac{CL + N \operatorname{tg} \phi}{T}$$

N = suma de las fuerzas normales a lo largo del arco.

U = suma de las fuerzas de subpresión debido a la presión intersticial del agua a lo largo del arco.

T = suma algebraica de las fuerzas tangenciales a lo largo del arco.

C = cohesión del material del terraplén.

ϕ = ángulo de fricción interna del material del terraplén.

Considerando que el círculo de falla está dividido en dovelas, luego:

$$N = \sum_n G_n \cos \alpha ; T = \sum_n G_n \sin \alpha ; U = \sum Pa \cdot L_n ; L = \sum L_n ; C = \sum C_n$$

y reemplazamos en las ecuaciones anteriores tenemos las fórmulas propuestas por Bishop:

$$F_s = \frac{\sum_n (G_n \cos \alpha - P_a L_n) \operatorname{tg} \phi + \sum_n C_n L_n}{\sum_n G_n \operatorname{Sen} \alpha} \quad (\text{Gráfico 8-13})$$

$$F_s = \frac{(\sum_n G_n \cos \alpha - \operatorname{tg} \phi + \sum_n C_n L_n)}{\sum_n G_n \operatorname{Sen} \alpha} \quad (\text{Gráfico 8-14})$$

(cuadros 8-1 a 8-6)

(gráficos 8-7 a 8-12)

$$P_a = \gamma_a h_n / \cos \alpha_n \quad ; \quad G_n = (\gamma_1 h_{1n} + \gamma_2 h_{2n} + \gamma_3 h_{3n}) b$$

$$\cos \alpha_n = [1 - (n/m)^2]^{1/2} \quad ; \quad m = R/b$$

$$\operatorname{Sen} \alpha_n = n b / R \quad ; \quad h_n = h_{2n} + h_{3n}$$

donde:

Gn = peso de cada dovela

b = ancho de cada dovela

n = número de orden de cada dovela

R = radio de cada círculo de posible falla

Ln = longitud de cada dovela en el círculo de falla.

α = ángulo formado de cada dovela, con el centro de dovela (0)

Pa = presión del agua.

 ϕ = ángulo de fricción interna del suelo

Cn = cohesión del suelo (saturada)

 γ = peso específico del suelo saturado del terraplén

γ_1 = peso específico del suelo saturado de la cimentación

γ_3 = peso específico del suelo saturado de la cimentación.

h_n = altura total saturada dentro del círculo de falla.

Se usan varios centros y radios, repitiendo los cálculos hasta que se encuentra el arco que tenga el factor de seguridad mínimo. De numerosos análisis de fallas de taludes y diseños, parece que si el $F_s \leq 1.25$ las fallas ocurren, y si $F_s \geq 1.25$ las fallas casi nunca ocurren. Pero por seguridad, generalmente se recomienda que $F_s \geq 1.50$. Si el F_s es menor a 1.5, se debe cambiar el perfil transversal del terraplén, asumiendo nuevos taludes o cambiar dimensiones del filtro para bajar la curva de saturación.; y si F_s es muy elevado se disminuyen los taludes por estar sobredimensionados.

Del estudio de suelos:

Terraplén.

$$\gamma_1 = 1.692 \text{ Ton/m}^3$$

$$\gamma_2 = 1.988 \text{ Ton/m}^3$$

$$C_1 = 1.58 \text{ Ton/m}^2 \text{ (sat.)}$$

$$C_2 = 2.58 \text{ Ton/m}^2 \text{ (sat.)}$$

$$\phi_1 = 25^\circ$$

$$\phi_2 = 25^\circ$$

Del anexo 2:

Cimentación.

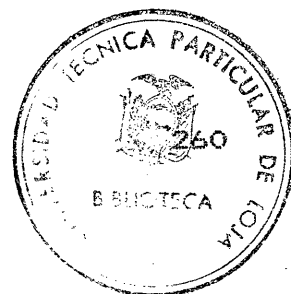
$$\gamma_3 = 2.40 \text{ Ton/m}^3$$

$$C_3 = 80 \text{ Ton/m}^2$$

$$\phi_3 = 45^\circ$$

- Esfuerzo sobre la cimentación:

$$\text{Sección seca terraplén} = 71.25 \text{ m}^2$$



Sección saturada terraplén = 336.75 m^2

408.00 m^2

Sección seca

terraplén = $71.25 \text{ m}^2 \times 1 \text{ m} \times 1.692 \text{ T/m} = 120.555 \text{ Ton.}$

Sección satu-

rada terraplén = $336.75 \text{ m}^2 \times 1 \text{ m} \times 1.988 \text{ T/m} = 672.827 \text{ Ton}$

$W = 793.382 \text{ Ton}$

Area: $A = B \times L = 1 \text{ m.} \times 64 \text{ m.} = 64 \text{ m}^2$

Presión sobre la cimentación: $S = W/A = 793.382/64 = 12.397$

$\text{Ton/m}^2 = 1.24 \text{ Kg/cm}^2$

Luego: el Esfuerzo (S) actuante es menor que la resistencia de la roca de cimentación (ver anexo 2); 1.24 Kg/cm^2 menor que 49 kg/cm^2 .

ESQUEMA GENERAL PARA EL CALCULO DE LA ESTABILIDAD DEL TALUD AGUAS ABAJO DE LA PRESA

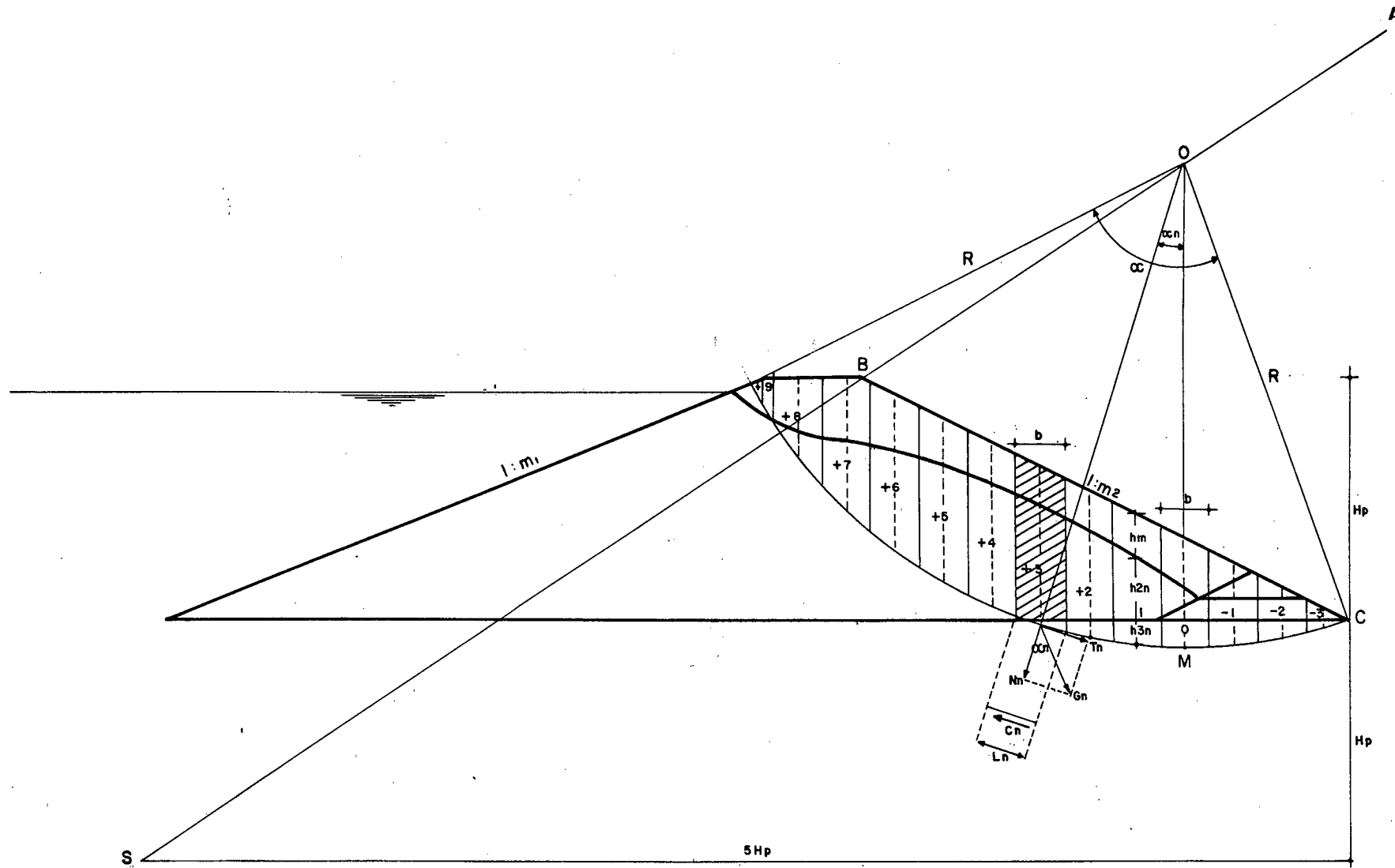
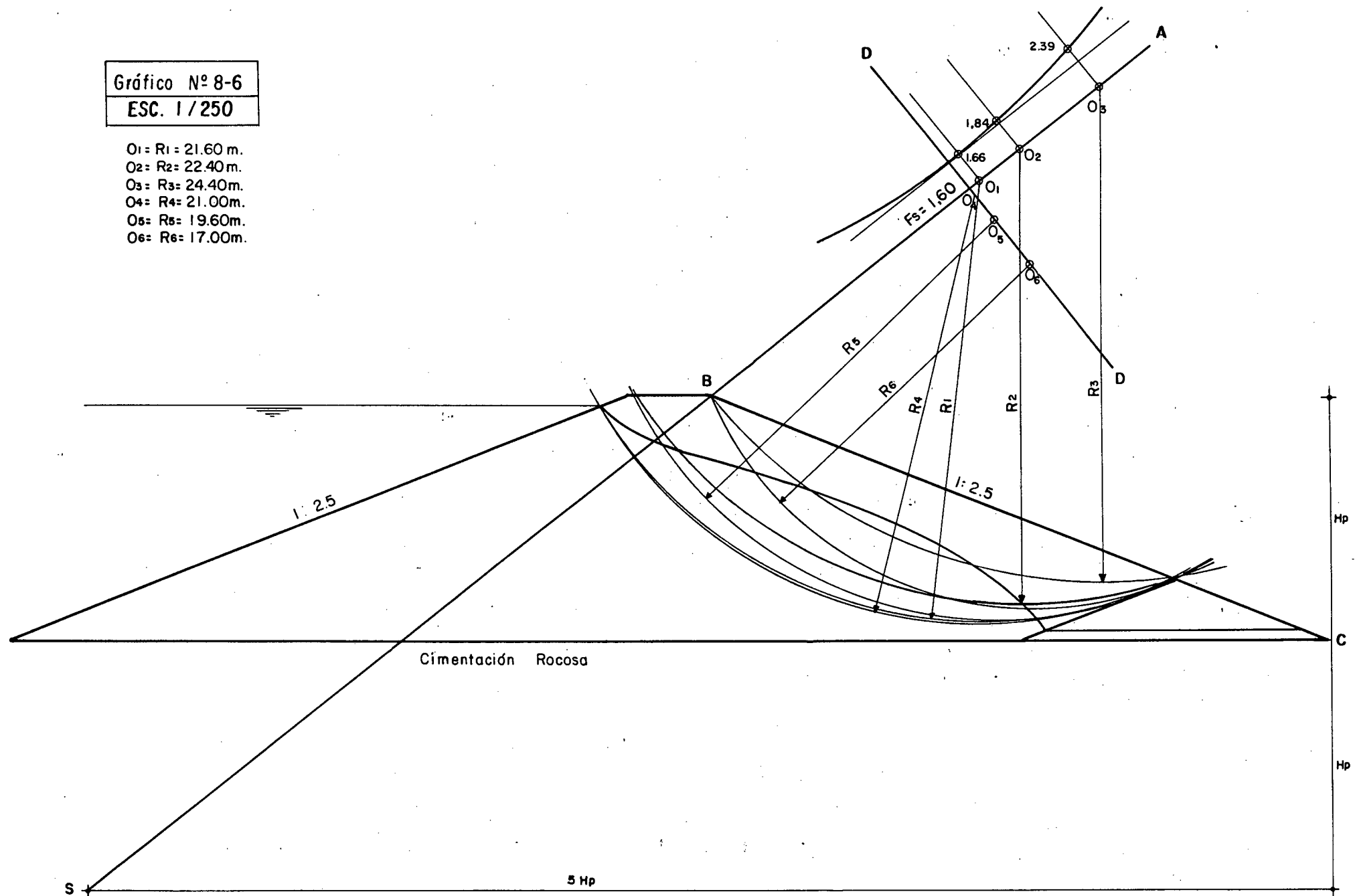


GRAFICO N° 8-5

Gráfico N° 8-6
ESC. 1/250

- O₁ = R₁ = 21.60 m.
- O₂ = R₂ = 22.40 m.
- O₃ = R₃ = 24.40 m.
- O₄ = R₄ = 21.00 m.
- O₅ = R₅ = 19.60 m.
- O₆ = R₆ = 17.00 m.



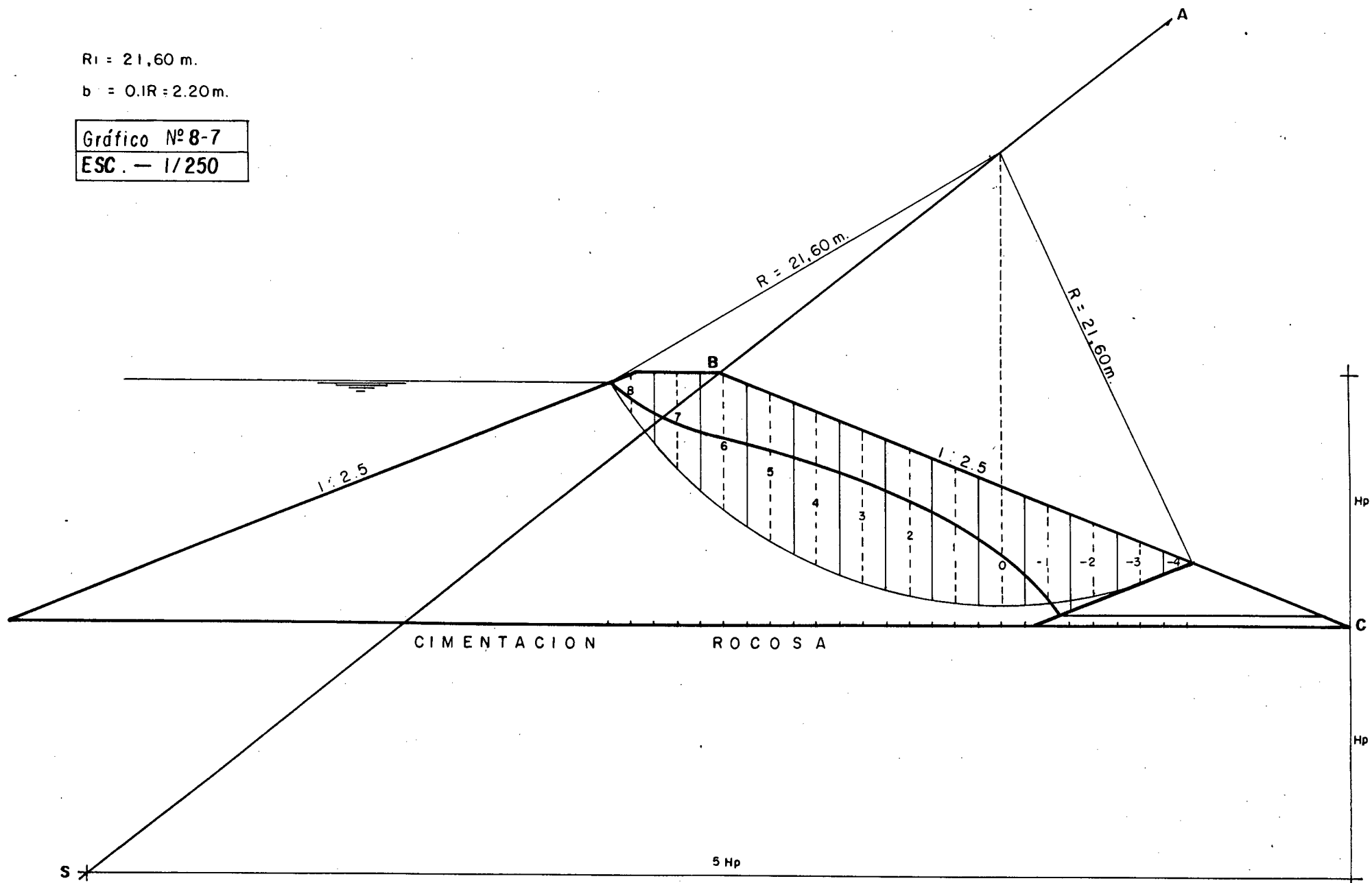
POSIBLES CIRCULOS DE DESLIZAMIENTO CONSIDERADOS EN EL ANALISIS DE ESTABILIDAD DE LA PRESA

$R_1 = 21,60 \text{ m.}$

$b = 0,1R = 2,20 \text{ m.}$

Gráfico Nº 8-7

ESC. — 1/250



Cuadro No. 8-1

	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)	(15)	(16)	(17)
DOVELA	h1n	h2n	h3n	htn	b	Cos o n	Sen o n	Ln	hn	Pa	Gn	Pa Ln	Pa Ln Tg On	Gn Cos o n	Gn Sen o n	Gn Cos o n Tg On	Cn Ln
UNIDAD	m	m	m	m	m			m	m	Ton/m2	Ton	Ton	Ton	Ton	Ton	Ton	Ton
8	1,20	0,60	-	1,80	2,20	0,580	0,815	3,60	0,60	1,03	7,1	3,71	1,74	4,12	5,79	1,92	5,69
7	2,50	1,90	-	4,40	2,20	0,701	0,713	3,20	1,90	2,71	17,66	8,67	4,04	12,38	12,59	5,77	5,06
6	3,20	3,20	-	6,40	2,20	0,792	0,611	2,80	3,20	4,04	25,98	11,31	5,28	20,58	15,87	9,59	4,42
5	2,80	4,20	-	7,00	2,20	0,861	0,509	2,60	4,20	4,88	28,88	12,69	5,92	24,87	14,70	11,59	4,11
4	2,60	4,70	-	7,30	2,20	0,913	0,407	2,40	4,70	5,15	30,34	12,36	5,76	27,70	12,35	12,92	3,79
3	2,50	4,70	-	7,20	2,20	0,952	0,306	2,30	4,70	4,94	29,97	11,36	5,29	28,53	9,17	13,30	3,63
2	2,60	4,30	-	6,90	2,20	0,979	0,204	2,30	4,30	4,39	28,58	10,10	4,71	27,98	5,83	13,05	3,63
1	2,80	3,60	-	6,40	2,20	0,995	0,102	2,20	3,60	3,62	26,25	7,96	3,71	26,12	2,68	12,18	3,48
0	3,20	2,30	-	5,50	2,20	1,000	0,000	2,20	2,30	2,30	22,02	5,06	2,36	22,02	0,00	10,27	3,48
-1	4,40	0,20	-	4,60	2,20	0,995	-0,102	2,20	0,20	0,20	17,26	0,44	0,21	17,17	-1,76	8,01	3,48
-2	3,40	-	-	3,40	2,20	0,979	-0,204	2,20	0,00	0,00	12,66	0,00	0,00	12,39	-2,58	5,78	3,48
-3	2,00	-	-	2,00	2,20	0,952	-0,306	2,30	0,00	0,00	7,44	0,00	0,00	7,08	-2,28	3,31	3,63
-4	0,60	-	-	0,60	1,40	0,966	-0,259	1,50	0,00	0,00	1,42	0,00	0,00	1,37	-0,37	0,64	2,37
x																	
SUMA													39,018		71,994	108,319	50,244

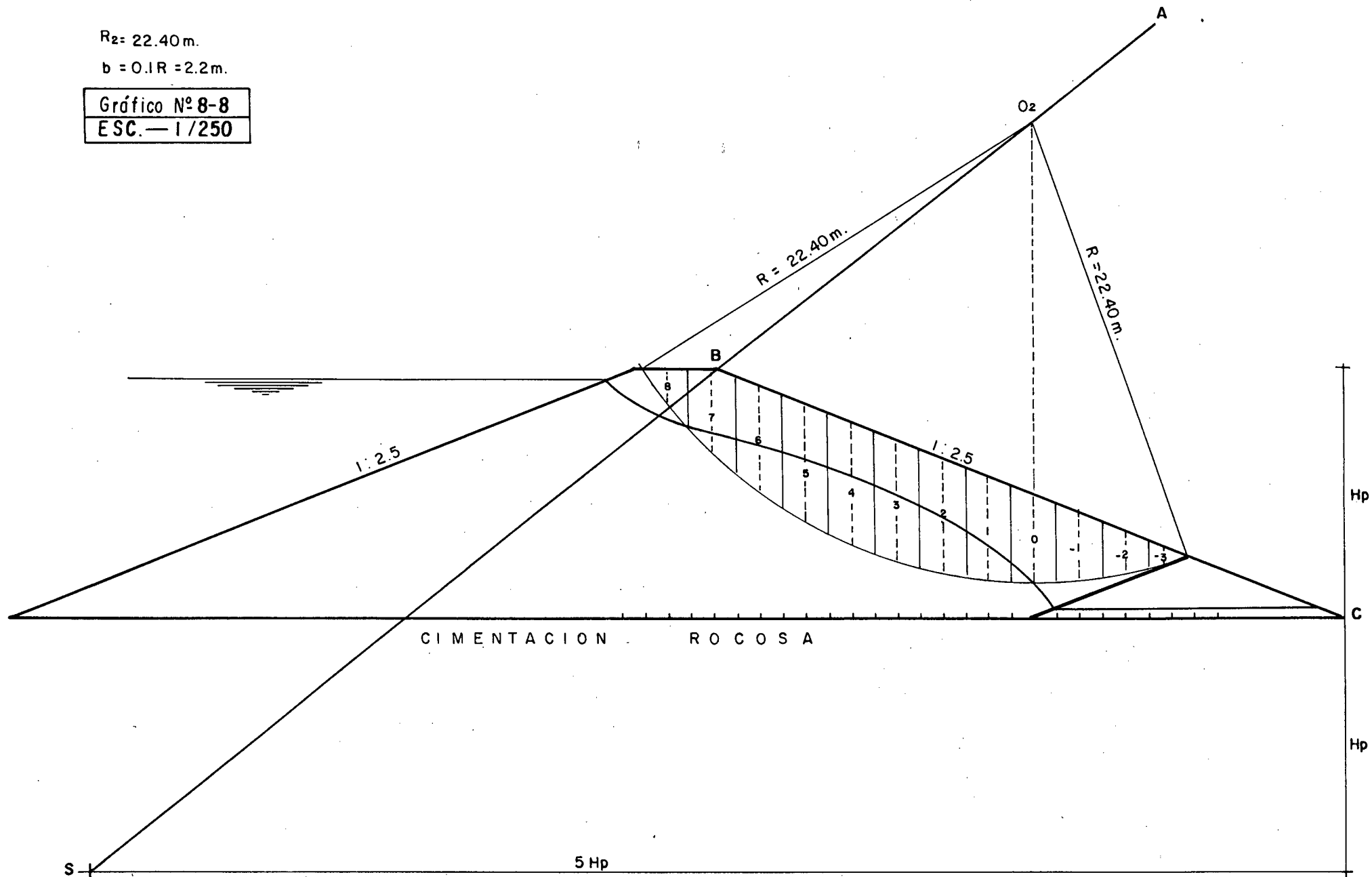
R1= 21,60 m

b=0.1R = 2,2 m

$R_2 = 22.40\text{m.}$

$b = 0.1R = 2.2\text{m.}$

Gráfico N° 8-8
ESC.— 1/250

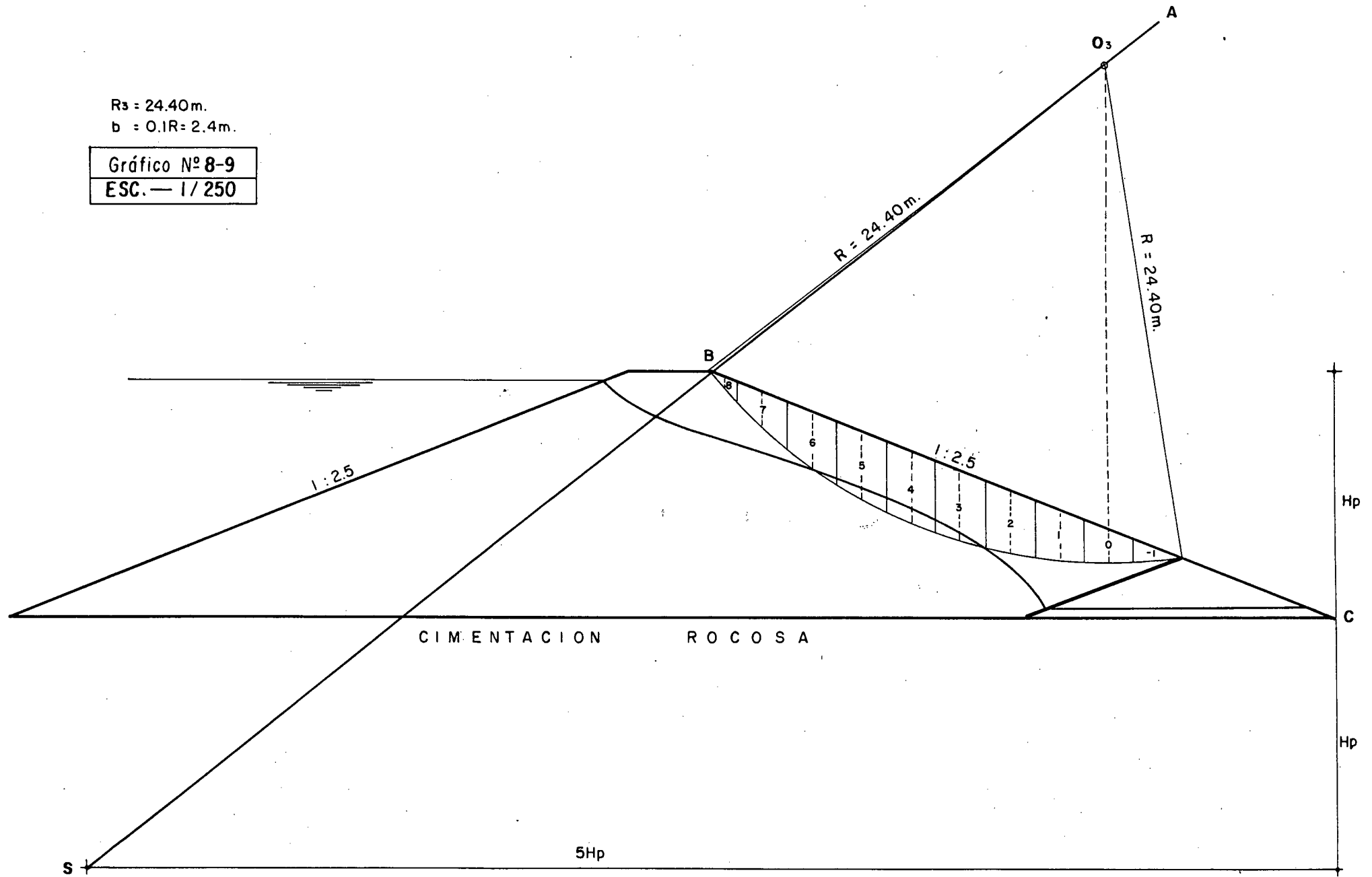


Cuadro No. 8-2

[illegible]

$R_s = 24.40\text{m.}$
 $b = 0.1R = 2.4\text{m.}$

Gráfico Nº 8-9
ESC. — 1/250



CALCULO DE ESTABILIDAD DE TALUDES

Cuadro No. 2-3

	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)	(15)	(16)	(17)
DOVELA	h1n	h2n	h3n	h4n	b	Cos α n	Sen α n	Ln	hn	Pa	Gn	Pa Ln	Pa Ln Tg α n	Gn Cos α n	Gn Sen α n	Gn Cos α n Tg α n	Cn Ln
UNIDAD	m	m	m	m	m			m	m	Ton/m ²	Ton	Ton	Ton	Ton	Ton	Ton	Ton
8	0,60	-	-	0,60	1,25	0,912	0,410	2,00	0,00	0,00	1,27	0,00	0,00	1,16	0,52	0,54	3,16
7	1,80	-	-	1,80	2,40	0,723	0,687	3,20	0,00	0,00	7,31	0,00	0,00	5,30	5,04	2,47	5,06
6	2,70	0,10	-	2,80	2,40	0,807	0,590	3,00	0,10	0,12	11,44	0,36	0,17	9,23	6,75	4,31	4,74
5	2,70	0,60	-	3,30	2,40	0,871	0,492	2,70	0,60	0,69	12,84	1,86	0,87	12,05	6,81	5,62	4,27
4	2,75	0,75	-	3,50	2,40	0,919	0,393	2,60	0,75	0,82	14,76	2,13	0,99	13,56	5,80	6,33	4,11
3	3,00	0,40	-	3,40	2,40	0,955	0,295	2,55	0,40	0,42	14,10	1,07	0,50	13,47	4,16	6,28	4,03
2	3,00	-	-	3,00	2,40	0,980	0,197	2,40	0,00	0,00	12,18	0,00	0,00	11,94	2,40	5,57	3,79
1	2,40	-	-	2,40	2,40	0,995	0,098	2,35	0,00	0,00	9,75	0,00	0,00	9,70	0,96	4,52	3,71
0	1,60	-	-	1,60	2,40	1,000	0,000	2,40	0,00	0,00	6,50	0,00	0,00	6,50	0,00	3,03	2,79
-1	0,50	-	-	0,50	2,30	0,996	-0,094	2,20	0,00	0,00	1,95	0,00	0,00	1,94	-0,18	0,90	3,48
SUMA													2,528		32,255		39,576 40,132
R3=	24,40 m																
b=0.1R =	2,40 m																

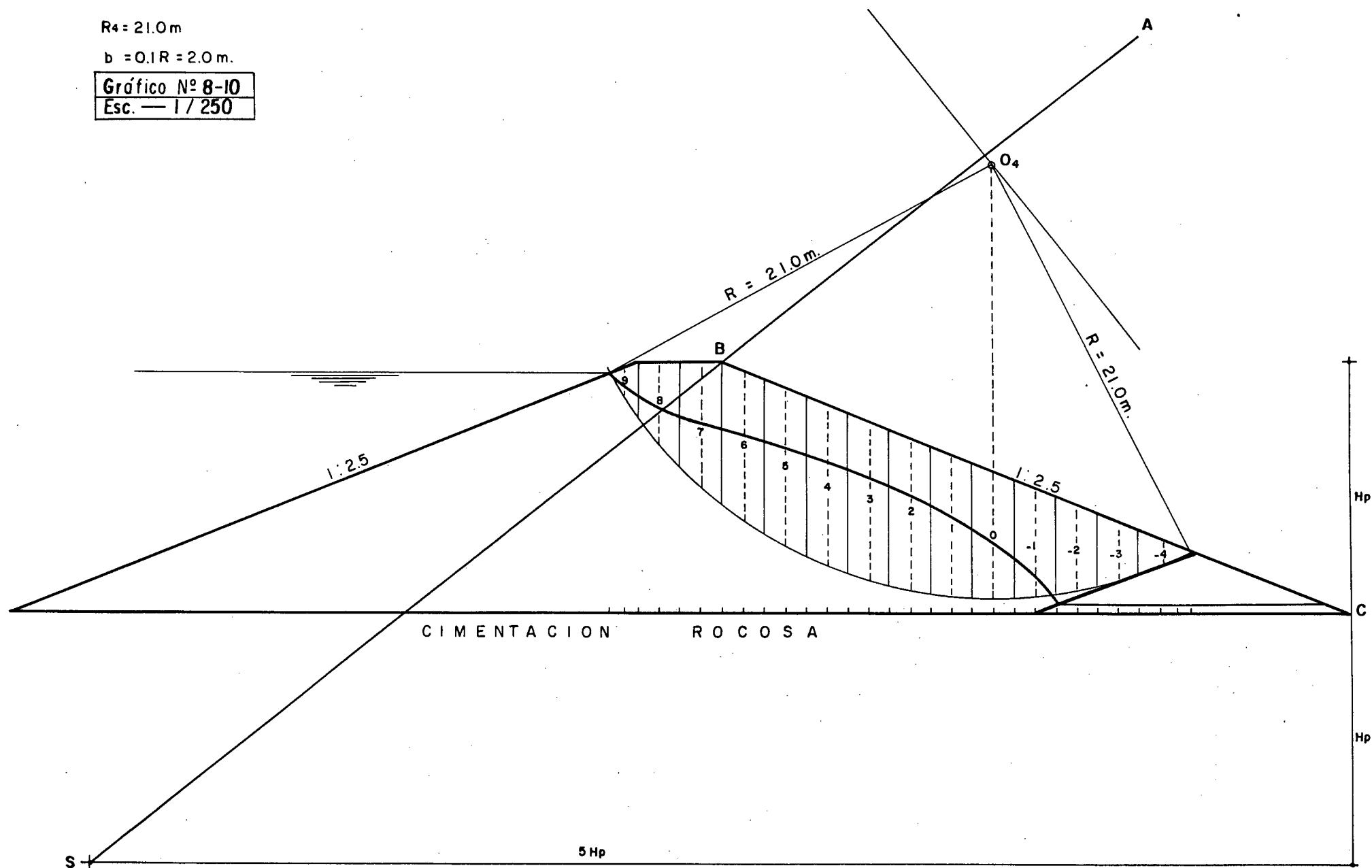
$$F_s = \frac{39,576 - 2,528 + 40,132}{32,255} = 2,39$$

$$F_s = \frac{39,576 + 40,132}{32,255} = 2,47$$

$R_4 = 21.0\text{m}$

$b = 0.1R = 2.0\text{m}$

Gráfico N° 8-10
Esc. — 1/250



Cuadro No. 8-4

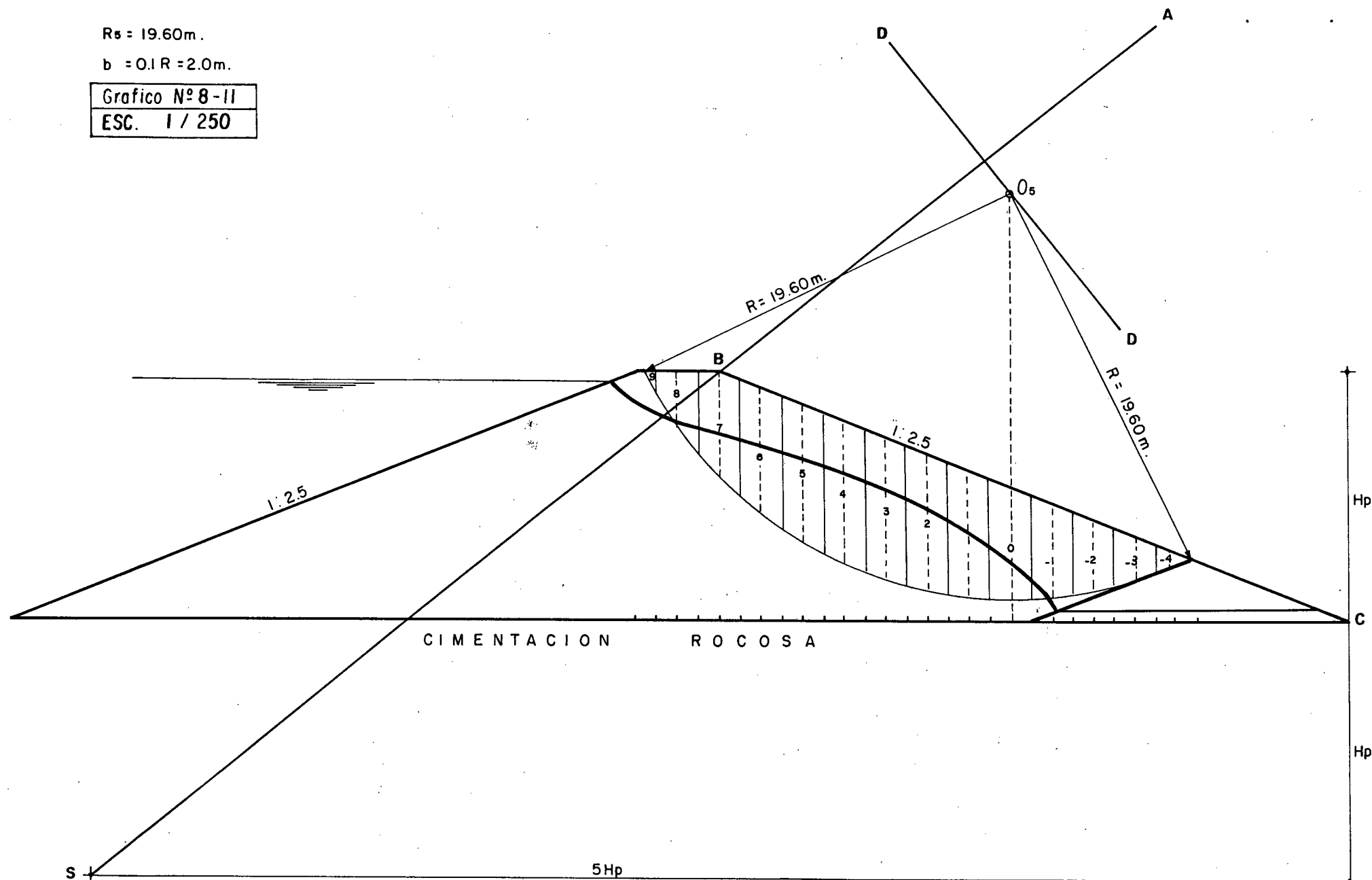
[illegible]

$R_s = 19.60\text{m.}$

$b = 0.1R = 2.0\text{m.}$

Grafico N° 8-II

ESC. 1 / 250



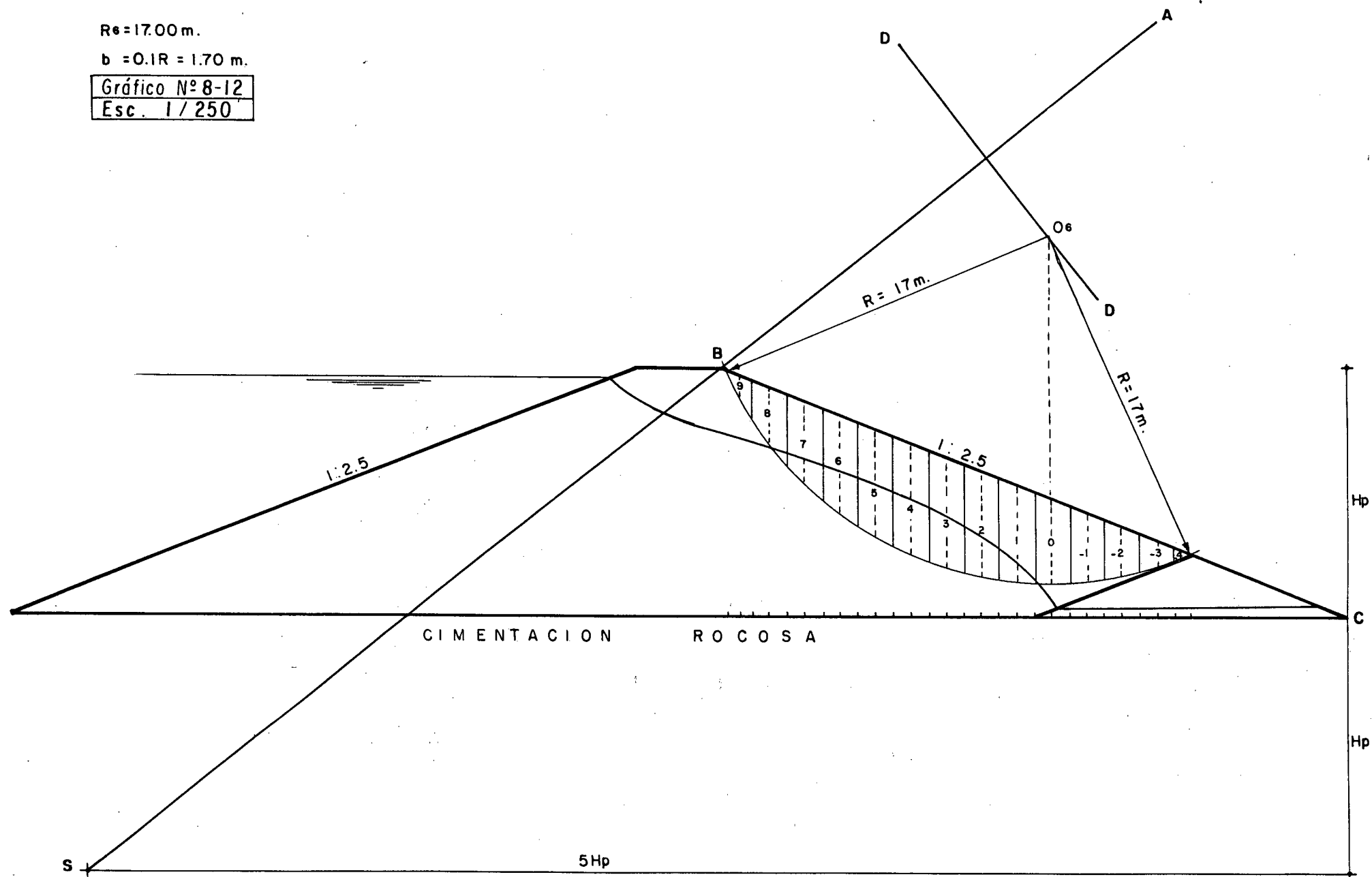
Cuadro No. 8-5

	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)	(15)	(16)	(17)	
DOVELA	b _{1n}	b _{2n}	b _{3n}	b _{tn}	b	Cos o n	Sen o n	L _n	b _n	P _a	G _n	P _a L _n	P _a L _n T _g O _n	G _n Cos o n	G _n Sen o n	G _n Cos o n T _g O _n	C _n L _n	
UNIDAD	m	m	m	m	m			m	m	Ton/m ²	Ton	Ton	Ton	Ton	Ton	Ton	Ton	
9	0,60	-	-	0,50	0,60	0,961	0,276	1,20	0,00	0,00	0,61	0,00	0,00	0,59	0,17	0,27	1,90	
8	2,50	0,10	-	2,60	2,00	0,578	0,816	3,40	0,10	0,17	8,86	0,58	0,27	5,12	7,23	2,39	5,37	
7	3,10	1,90	-	5,00	2,00	0,700	0,714	2,80	1,90	2,71	18,08	7,59	3,54	12,66	12,91	5,90	4,42	
6	2,90	3,10	-	6,00	2,00	0,791	0,612	2,60	3,10	3,92	22,20	10,19	4,75	17,56	13,59	8,19	4,11	
5	2,70	3,90	-	6,60	2,00	0,860	0,510	2,20	3,90	4,53	24,72	9,97	4,65	21,26	12,61	9,91	3,48	
4	2,60	4,30	-	6,90	2,00	0,913	0,408	2,10	4,30	4,71	25,98	9,89	4,61	23,72	10,60	11,06	3,32	
3	2,60	4,20	-	6,80	2,00	0,952	0,306	2,10	4,20	4,41	25,58	9,26	4,32	24,35	7,83	11,36	3,32	
2	2,80	3,80	-	6,60	2,00	0,979	0,204	2,00	3,80	3,88	24,66	7,76	3,62	24,14	5,03	11,26	3,16	
1	3,00	3,10	-	6,10	2,00	0,995	0,102	2,00	3,10	3,12	22,54	6,24	2,91	22,43	2,30	10,46	3,16	
0	3,60	1,80	-	5,40	2,00	1,000	0,000	2,00	1,80	1,80	19,38	3,60	1,68	19,38	0,00	9,03	3,16	
-1	4,50	-	-	4,50	2,00	0,995	-0,102	1,95	0,00	0,00	15,23	0,00	0,00	15,15	-1,53	7,06	3,08	
-2	3,40	-	-	3,40	2,00	0,979	-0,204	2,00	0,00	0,00	11,51	0,00	0,00	11,27	-2,35	5,25	3,16	
-3	2,00	-	-	2,00	2,00	0,952	-0,306	2,10	0,00	0,00	6,77	0,00	0,00	6,45	-2,07	3,00	3,32	
-4	0,60	-	-	0,60	1,70	0,938	-0,347	1,80	0,00	0,00	1,73	0,00	0,00	1,62	-0,60	0,75	2,84	
S																		
SUMA													30,362		65,718		95,899	47,795
R5=	19,60 m																	
b=0.1R =	2,0 m																	
				</														

$$b = 0.1R = 1.70 \text{ m.}$$

Gráfico Nº 8-12

Esc. 1 / 250



Cuadro No. 9-6

	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)	(15)	(16)	(17)
DOVELA	h1n	h2n	h3n	h4n	b	cos α	sen α	Ln	hn	Pa	Gn	Pa Ln	Pa Ln Tg α	Gn cos α	Gn sen α	Gn cos α Tg α	Cn Ln
UNIDAD	m	m	m	m	m			m	m	Ton/m ²	Ton	Ton	Ton	Ton	Ton	Ton	Ton
9	1,00	-	-	1,00	1,20	0,772	0,635	2,50	0,00	0,00	2,63	0,00	0,00	1,57	1,29	0,73	3,95
8	2,60	-	-	2,60	1,70	0,600	0,800	2,90	0,00	0,00	7,48	0,00	0,00	4,49	5,98	2,09	4,58
7	2,70	1,20	-	3,90	1,70	0,714	0,700	2,40	1,20	1,68	11,84	4,03	1,88	8,45	8,29	3,94	3,79
6	2,60	2,00	-	4,60	1,70	0,800	0,600	2,10	2,00	2,50	14,27	5,23	2,45	11,42	8,56	5,32	3,32
5	2,60	2,50	-	5,10	1,70	0,866	0,500	1,90	2,50	2,89	15,97	5,49	2,56	13,83	7,99	6,45	3,00
4	2,70	2,60	-	5,30	1,70	0,917	0,400	1,90	2,60	2,84	16,60	5,40	2,51	15,22	6,64	7,09	3,00
3	2,85	2,45	-	5,30	1,70	0,954	0,300	1,80	2,45	2,57	16,52	4,63	2,16	15,76	4,96	7,35	2,84
2	3,20	1,90	-	5,10	1,70	0,980	0,200	1,70	1,90	1,94	15,66	3,30	1,54	15,35	3,13	7,15	2,69
1	3,70	0,90	-	4,60	1,70	0,995	0,100	1,80	0,90	0,90	13,70	1,62	0,76	13,63	1,37	6,36	2,84
0	4,00	-	-	4,00	1,70	1,000	0,000	1,70	0,00	0,00	11,51	0,00	0,00	11,51	0,00	5,37	2,69
-1	3,25	-	-	3,25	1,70	0,995	-0,100	1,65	0,00	0,00	9,35	0,00	0,00	9,30	-0,94	4,34	2,61
-2	2,30	-	-	2,30	1,70	0,980	-0,200	1,65	0,00	0,00	6,62	0,00	0,00	6,49	-1,32	3,02	2,61
-3	1,20	-	-	1,20	1,70	0,954	-0,300	1,75	0,00	0,00	3,45	0,00	0,00	3,29	-1,04	1,54	2,77
-4	0,30	-	-	0,30	0,70	0,986	-0,165	0,75	0,00	0,00	0,36	0,00	0,00	0,35	-0,06	0,16	1,19
x																	
SUMA													13,852		44,859	61,082	41,87

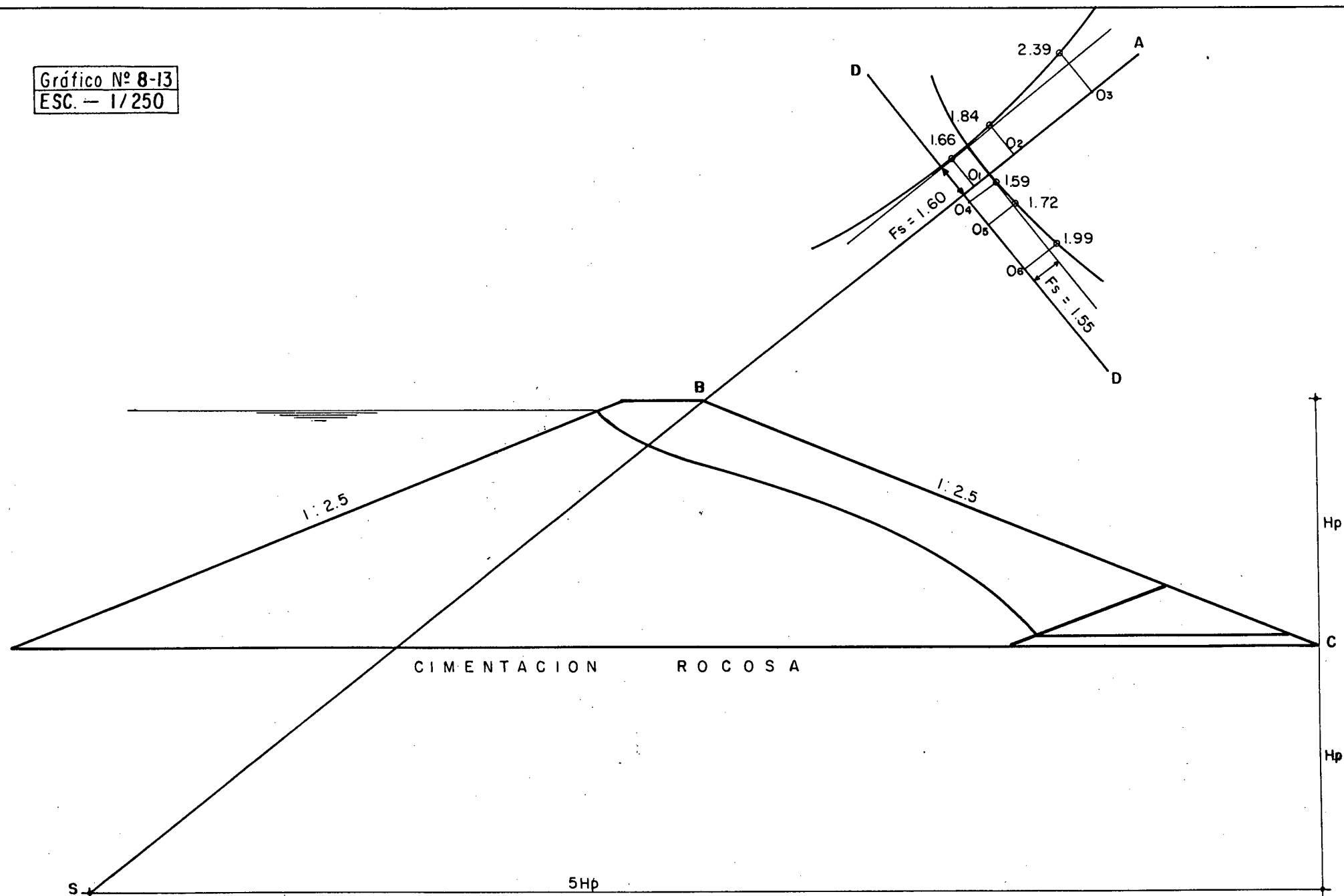
R6= 17,0 m

b=0.1R = 1,70 m

$F_s = \frac{61,082 - 13,852 + 41,870}{44,859} = 1,79$

$F_s = \frac{61,082 + 41,870}{44,859} = 2,29$

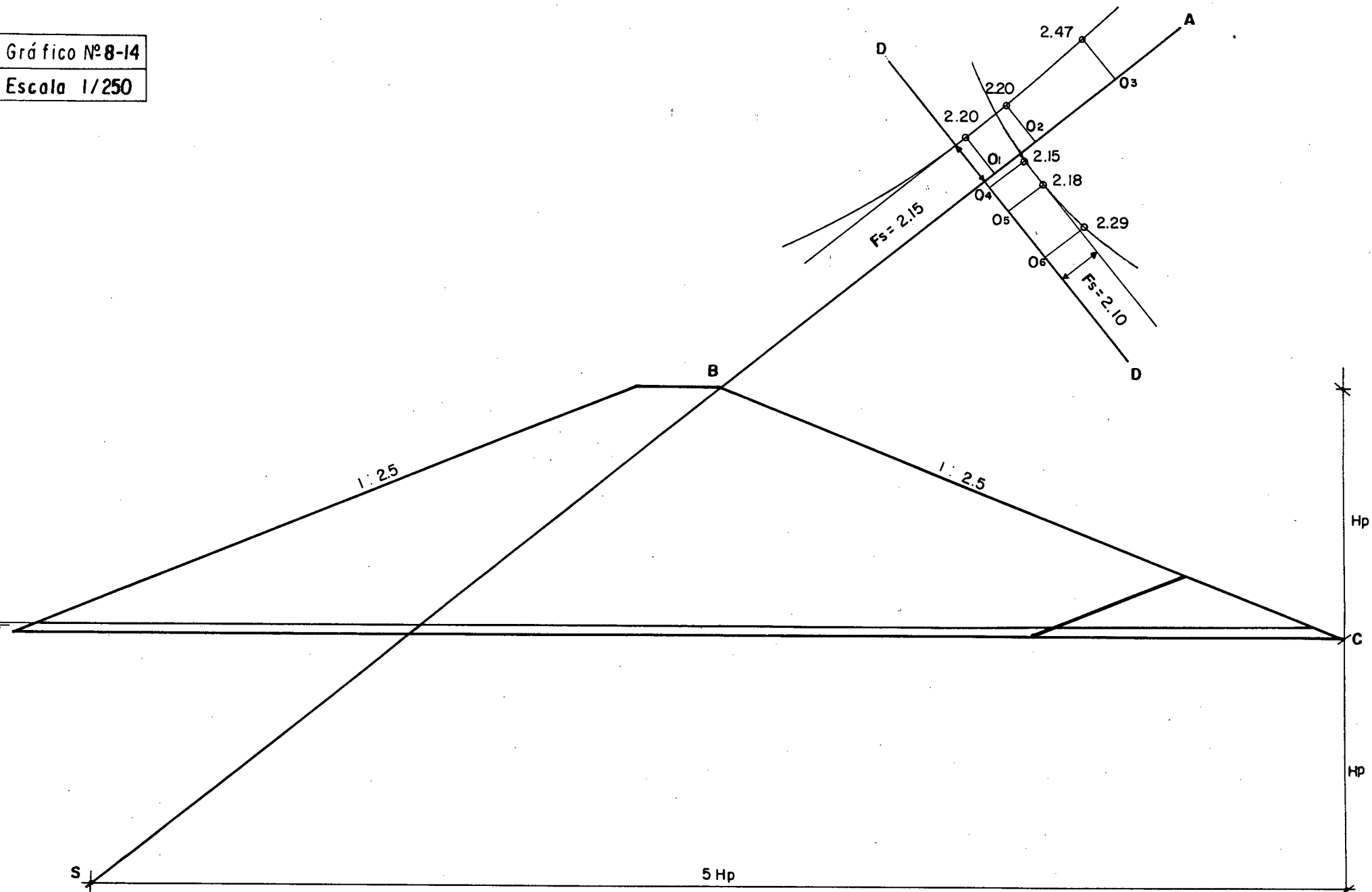
Gráfico N° 8-13
ESC. — 1/250



REPRESENTACION GRAFICA DEL COEFICIENTE DE ESTABILIDAD DE LA PRESA LLENA

Gráfico Nº 8-14

Escala 1/250



REPRESENTACION GRAFICA DEL COEFICIENTE DE ESTABILIDAD DE LA PRESA VACIA



8.4.3.3.5. Obra de toma (Descarga)

Sirve para regular y dar salida al agua almacenada en el embalse, hacia canales o tuberías, con gastos que dependen de las necesidades aguas abajo de la presa. Para el presente caso se usará una obra de toma cuyos elementos principales serán: rejilla de entrada, transición entrada-conducción, conducción, control y un dissipador de energía. (figura Nº 8-1)

a) Rejilla de Entrada.

Esta rejilla es generalmente móvil para permitir su limpieza, debiendo tener una separación entre varillas, de 5 a 15 cm., y una velocidad comprendida entre 0.70 y 1.50 m/seg. (Bureau of Reclamation)

$$\begin{aligned} Q &= 12 \text{ lit/seg} & ; & & V &= 0.70 \text{ m/seg} \\ s &= 5 \text{ cm. (adopto)} & ; & & t &= 1" = 0.025\text{m. (espesor de varilla).} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A &= Q/V = 0.012/0.70 = 0.017\text{m}^2 & ; & & A &= ab(\text{adoptando } a=0.15\text{m}) \\ b &= 0.017/0.15 = 0.15 \text{ m.} & ; & & e &= b/s = 0.15/0.015 = 3 \\ & & & & & (\text{espacios}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} n &= 3 - 1 = 2 \text{ varillas} & ; & & B &= b + nt = 0.15 + \\ & & & & & 2(0.025) = 0.20 \text{ m.} \end{aligned}$$

(Figura Nº 8-2)

b) Transición Entrada- Conducción.

En la entrada a la conducción (por tubería), para reducir al máximo las pérdidas, la mejor forma de contraer gradualmente el chorro hasta ser igual al diámetro de la

tubería, es la bocina elíptica. En entrada circular se define la forma mediante la ecuación:

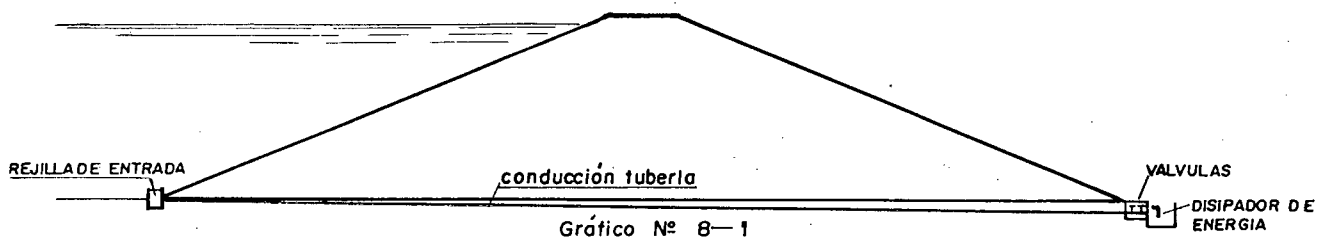
$$\frac{x^2}{(0.5D)^2} + \frac{y^2}{(0.15D)^2} = 1 \quad (\text{Figura N}^\circ 8 - 3)$$

c. Conducción.

Se utilizará tubería de Asbesto Cemento dada sus condiciones de resistencia suficiente para soportar las cargas tanto externas como internas a las que va a estar sometido. Esta tubería ha sido utilizada con éxito en proyectos pequeños como el presente en el país, tomando las debidas precauciones de compactación.

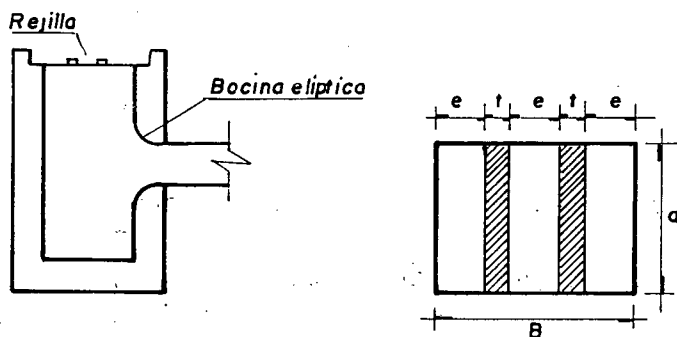
"La tubería debe apoyarse sobre terreno firme de preferencia sobre roca para evitar asentamientos; en las uniones proveerse de juntas flexibles para los posibles movimientos de tal manera que no se produzcan grietas ni fugas". (Bureau of Reclamation).

PARTES DE LA OBRA DE TOMA



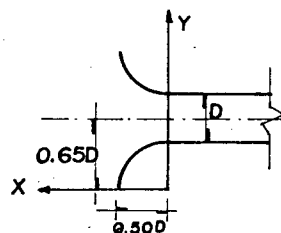
REJILLA MOVIL DE ENTRADA

Gráfico N° 8-2

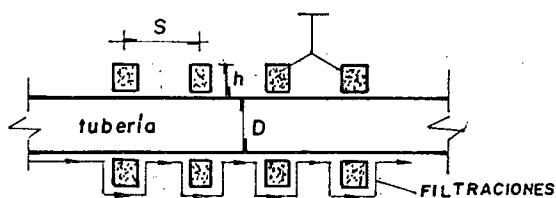


TRANSICION ENTRADA-TUBERIA

Gráfico N° 8-3

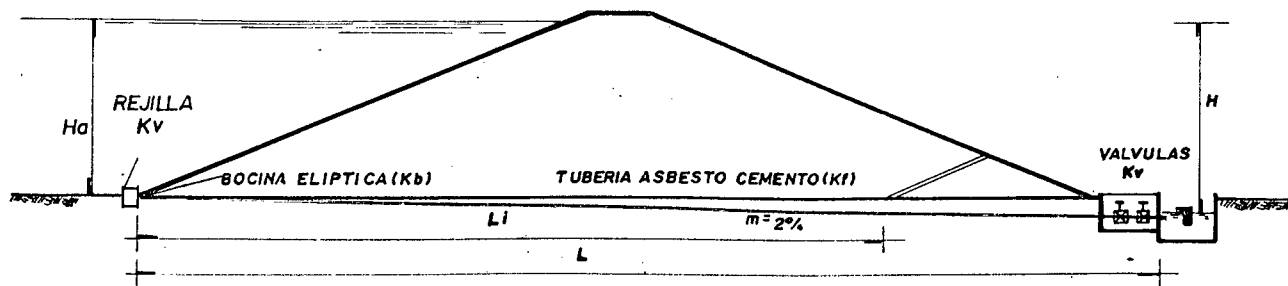


DENTELLONES DE COLLAR



PERDIDA DE CARGA EN LA OBRA DE TOMA

Gráfico N° 8-4



Considerando la descarga libre del agua, (Gráfico N° 8-4), e inicialmente las pérdidas de carga locales como despreciables y en tubería con diámetro constante (D), tenemos:

$$D = \left(\frac{8 L Q^2 f}{2 g H} \right)^{1/5} = \left(\frac{0.0827 L Q^2 f}{H} \right)^{1/5}$$

$$Re = \frac{VD}{\nu} = \frac{4Q}{\nu D}$$

$\nu = 1 \times 10^{-6}$ m/seg. (viscosidad cinemática del agua a 20°C)

$H = 12.78\text{m.}$; $L = 65\text{m}$; $Q = 0.012\text{m}^3/\text{seg}$; $f = 0.018$
(adopto-adopto)

$$D = \left(\frac{0.0827 \times 65 \times 0.012^2 \times 0.018}{12.78} \right)^{1/5} = 0.064 \text{ m.} \approx 0.100 \text{ m.}$$

(Adopto)

$$Re = \frac{4(0.012)}{(1 \times 10^{-6})(0.10)} = 1.5 \times 10^5 \text{ (régimen turbulento)}$$

$$\frac{D}{K} = \frac{0.100 \text{ m.}}{0.000025 \text{ m.}} = 4000 \text{ (K = rugosidad absoluta Asbesto Cemento)}$$

$$f = 0.018 = f_1 \text{ (diagrama de Rouse)}$$

Considerando las pérdidas por fricción y locales, tenemos:

$$H = h_f + h_L + \frac{V_s^2}{2g}$$

$$H = \left(\frac{f_1 L_1 V_1^2}{2gD} + \frac{f_2 L_2 V_2^2}{2gD} + \dots \right) + \left(K_1 \frac{V_1^2}{2g} + K_2 \frac{V_2^2}{2g} + \dots \right) + \frac{V_s^2}{2g}$$

De la ecuación de continuidad: $V_s A_s = V_i A_i$ (reemplazando)

$$H = \frac{V_s^2}{2g} + \left(\frac{f L V^2}{D A^2} + \frac{f L V^2}{D A^2} + \dots \right) + \left(K \frac{A_s^2}{A^2} + K \frac{A_s^2}{A^2} + \dots \right)$$

$$V_s = \frac{2 g H}{1 + \sum_{i=1}^n \left(\frac{f_i L_i A_s^2}{D_i A_i^2} + k_i \frac{A_s^2}{A_i^2} \right)}$$

$Q = V_s A_s$ (al ser el diámetro constante: $A_s = A_i$)

Coefficiente de pérdidas:

Rejilla:

$$K_r = 1.45 - 0.45 \left(\frac{A_n}{A_b} \right) - \left(\frac{A_n}{A_b} \right)^2$$

$$= 1.45 - 0.45 \left(\frac{0.0225}{0.030} \right) - \left(\frac{0.0225}{0.030} \right)^2 = 0.55$$

A_n = área neta; A_b = área bruta

$$K_r = 0.55$$

Entrada bocina elíptica:

$$K_b = 0.05$$

Fricción: $K_f = fL/D = 0.018(65)/0.10 = 11.70$

$$K_f = 11.70$$

Valvulas: $K_v = 24 + 0.15$

$$K_v = 24.15$$

$$K_t = 36.45$$

$$V_s = \left[\frac{(19.6)(12.78)}{1 - 36.45} \right]^{1/2}$$

$$Q_s = \frac{\pi (0.10)^2}{4} (2.58) = 0.020 \text{ m}^3/\text{seg.} = 20 \text{ lit/seg.}$$

c.1. Dentellones de Collar

El proyecto de un conducto enterrado que se va a construir a través o debajo de un terraplén de tierra debe incluir elementos que disminuyan las filtraciones a lo largo de las superficies de contacto del conducto y el terraplén impermeable, para lo cual se utilizan las denominadas aletas o dentellones de collar. Estos deben hacerse de concreto, generalmente con una altura de 0.60 a 0.90 m., y una separación de 7 a 10 veces su altura a lo largo de aquella porción del conducto que queda dentro de la zona impermeable de la presa. La longitud de la trayectoria de filtración a lo largo de las superficies de contacto se aumenta de filtración a lo largo de las superficies de contacto se aumenta del 20 al 30%. (Bureau of Reclamation).

Cuando la cimentación es roca sana, se puede esperar obtener un buen contacto a lo largo de la base, y los collares sólo es necesario prolongarlos hasta empotrarlos en la cimentación de roca. Los collares deben estar separados del conducto por rellenos impermeables (material bituminoso o grafito) para evitar la concentración de esfuerzos normales en el conducto y obtener juntas impermeables.

A continuación se presenta el cálculo de los collares:

$L_i = 49 \text{ m.}$ (longitud de la zona impermeable del

terraplén).

$L_f = 0.25 L_i$ (aumentando la longitud inicial en un 25%).

$L_f = N(2h) = 0.25 L_i = 0.25 (49m) = 12.25 m.$

donde N = número de collares; h = a altura de los collares.

Si adoptamos la altura de los collares; $h = 0.60 m.$, entonces:

$N = L_f/2h = 12.25 / 2 (0.60) = 10.2 \approx$ collares

luego la separación (S) entre collares será:

$S = L_i/N = 49 m/10 \approx 5m.$ (se cumple: $S = 7$ a $10 h.$)

(ver lámina N^o 5).

d. Control.

En una obra de toma, se deberá colocar por lo menos 2 controles, en nuestro caso y considerando que se desea que toda la conducción trabaje a presión, dada su pequeña longitud y carga, se utilizara una válvula de emergencia y una válvula reguladora del caudal de salida. La válvula de regulación estará aguas abajo de la de emergencia que permanecerá abierta. [14] (lámina N^o5).

e. Disipador de Energía.

La descarga de una obra de toma, ya sea por compuertas, válvulas o conductos de circulación libre, emergerá a una alta velocidad, generalmente en una dirección horizontal. El agua que sale de las válvulas, presente

en este caso, tiene generalmente la forma de chorro, que debe hacerse descargas en algún disipador de energía, para luego ser conducida por canales o tuberías hacia la zona de aprovechamiento, o a los módulos de riego.

Los estanques para disipar la energía de los chorros (presente caso) según recomienda el Bureau of Reclamation son los estanques del tipo de impacto, que es una estructura, con la cual se obtiene la disipación haciendo chocar el chorro de llegada sobre un deflector vertical suspendido, y por los remolinos que se forman por el cambio de dirección de la corriente después de haber chocado con el amortiguador. El Bureau of Reclamation presenta un disipador tipo, cuyas dimensiones están en función de la descarga, el cual será adoptado con las consideraciones propias del presente caso. (lámina N95)

DISTRIBUCION DE AGUA A LOS MODULOS

Cuadro No. 8-7

Tanque No.	Cota msnm	Tanque No.	Cota msnm	H m	L m	L=1.04L m	Q lit/sq	Ø mm	J m	Hf m	H - Hf m	V m/seg
1	1675,8	2	1674,0	1,8	220	228,8	11,5	150	0,003	0,70	1,10	0,65
2	1674,0	3	1672,0	2,0	85	88,4	11,5	150	0,003	1,85	0,15	0,65
3	1672,0	4	1670,0	2,0	127	132,08	11,5	150	0,003	0,40	1,60	0,65
4	1670,0	5	1669,0	1,0	42	43,68	8,0	100	0,011	0,48	0,52	1,02
5	1669,0	6	1667,5	1,5	110	114,40	8,0	100	0,011	1,26	0,24	1,02
6	1667,5	7	1666,5	1,0	60	62,40	4,0	75	0,012	0,75	0,25	0,90
7	1666,5	8	1662,0	4,5	243	252,72	4,0	75	0,012	3,03	1,47	0,90
8	1662,0	9	1663,5	28,5	130	135,20	4,0	50	0,088	11,90	16,60	2,04
3	1672,0	10	1668,5	3,5	16	16,64	11,5	75	0,087	1,45	2,05	2,60
4	1670,0	11	1663,0	7,0	62	64,48	8,0	75	0,044	2,84	4,16	1,81
11	1663,0	12	1661,0	2,0	77	80,08	8,0	100	0,011	0,88	1,12	1,02
12	1661,0	13	1647,5	13,5	76	79,04	8,0	75	0,044	3,45	9,75	1,81
13	1647,5	14	1637,0	10,5	151	157,04	8,0	75	0,044	6,91	3,59	1,81

CAPITULO IX

PRESUPUESTO

9.1. ESTIMACION DE COSTOS

"El costo de una obra es la sumatoria de todas las inversiones necesarias, en una moneda determinada, para proveer los elementos necesarios para la total y correcta ejecución de una obra establecida, sujeta a pautas técnico legales determinadas y dentro de un plazo de ejecución fijado de antemano". Definición válida tanto para la totalidad de la obra como para cada uno de los ítems que la integran.

9.2. CALCULO DE PRECIOS UNITARIOS PARA EL AÑO 1 988.

Consiste en la estimación de los costos y/o precios de todos y cada uno de los ítems que integran la obra. A tal efecto se analiza la incidencia de todos los rubros intervinientes por cada unidad de tiempo (la hora generalmente) obteniéndose así el "costo horario" (o diario, o la unidad que se elija) de la totalidad de los insumos que hacen a la ejecución del ítem. Luego se adopta un rendimiento horario del equipo considerado y el cociente entre el costo horario y el rendimiento arroja el valor del "costo por unidad de medida" del ítem analizado.

Finalmente, adicionando al valor obtenido, el porcentaje de imprevistos y utilidades previstas, se arriba al valor del "precio unitario" del ítem en cuestión.

El producto del precio unitario por la cantidad prevista en el cómputo métrico de la obra para el ítem analizado, es el "precio del ítem" y la sumatoria de éstos el "Presupuesto total de la obra".

9.2.1. ELEMENTOS DE UN PRECIO UNITARIO

Al analizar los costos de cada ítem, veremos que se dividen en Costos Directos y Costos Indirectos. Entendiéndose por costos directos: la mano de obra, maquinaria y materiales; y por costos indirectos, los gastos administrativos, imprevistos, utilidades, campamentos pequeños y otros gastos misceláneos que son difíciles de clacularse, razón por la cual a los costos indirectos se los expresa como porcentaje de los costos directos.

El costo indirecto está comprendido entre el 30% y 60% del costo directo de la obra. Los principales porcentajes que se considerarán en el costo indirecto de la presente obra son:

Imprevistos	=	5%
Utilidades	=	12%
Fiscalización	=	4%
Fianzas o Garantías	=	4%
Financiamiento	=	2%

Impuestos: timbres = 2%

impuesto a la

renta = 2%

contribuciones

especiales = 0.10%

De lo cual obtenemos por concepto de Costos Indirectos un 30.10% del Costo Directo de la obra.

9.2.2. COEFICIENTES DE MAYORACION DE SALARIOS.

A más del salario nominal que perciben los trabajadores, la ley obliga a que el patrono realice determinados pagos adicionales. Para tomar en consideración todos estos pagos adicionales, se obtiene un coeficiente de mayoración, el cual multiplicado por el salario nominal nos da el verdadero salario que percibe el trabajador, razón por la cual se lo ha denominado a éste coeficiente como Factor de Salario Real "FSR".

Su determinación se la puede realizar por dos métodos:

$$\text{Método A: FSR} = \frac{\text{Días pagados en el año}}{\text{Días trabajados en el año}}$$

$$\text{Método B: FSR} = \frac{\text{Valor total percibido en al año}}{\text{Sueldo Anual Nominal}}$$

Siendo éste último, el utilizado aquí, por ser más exacto (cuadro 9-1).

CUADRO DE CALCULO DEL FACTOR DE SALARIO REAL

Cuadro No. 9.1

Sueldo Diario	Sueld Mens. Nomin	Sueldo Anual	Décim Terce	Décim Cuart	Décim Quint	Bonif. Comple mentar	Compens Costo Vida	Fondo de Reserva	Subsi- dio Famili.	Subsi- dio Antig.	Aportes al IESS	Vacac.	Remuner. TOTAL ANUAL	Categoría Ocupacional	FSR	Salario Real Hora	Salario Diario Real
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)	(15)	(16)	(17)	(18)
526,33	16009	192108	16009	29000	10000	6000	18000	16009	1050	2500	20844	8005	319525	Peón	1,66	109,21	873,71
546,33	16618	199416	16618	29000	10000	6000	18000	16618	1050	2500	21637	8309	329148	Ayudan Albañil	1,65	112,68	901,44
563,33	17135	205620	17135	29000	10000	6000	18000	17135	1050	2500	22310	8568	337318	Albañil	1,64	115,48	923,86
563,33	17135	205620	17135	29000	10000	6000	18000	17135	1050	2500	22310	8568	337318	Fierrero	1,64	115,48	923,86
563,33	17135	205620	17135	29000	10000	6000	18000	17135	1050	2500	22310	8568	337318	Carpin Encofr	1,64	115,48	923,86
592,33	18017	216204	18017	29000	10000	6000	18000	18017	1050	2500	23458	9009	351255	Sobrestante	1,62	119,95	959,57
613,33	18655	223860	18655	29000	10000	6000	18000	18655	1050	2500	24289	9328	361337	Maestro Mayor	1,61	123,43	987,46
592,33	18017	216204	18017	29000	10000	6000	18000	18017	1050	2500	23458	9009	351255	Chofer	1,62	119,95	959,57
933,33	28389	340668	28389	29000	10000	6000	18000	28389	1050	2500	36962	14195	515153	Operad Tractor	1,51	176,17	1409,33
713,33	21697	260364	21697	29000	10000	6000	18000	21697	1050	2500	28249	10849	409106	Operad Rodillo	1,57	139,99	1119,93
933,33	28389	340668	28389	29000	10000	6000	18000	28389	1050	2500	36962	14195	515153	Operad Cargad	1,51	176,17	1409,33
1035,62	31500	378000	31500	29000	10000	6000	-	31500	1050	2500	41013	15750	546313	Ingeniero	1,45	187,71	1501,65

FUENTE: R. D. 727 del 13 de Julio de 1967 (y anteriores que no se han modificado)

9.2.3. COSTOS HORARIOS DE MAQUINAS

Se realizará la determinación de los costos horarios de máquinas individualmente, de acuerdo a los requerimientos propios del tipo de obra a ejecutarse, los mismos que servirán de base para calcular, una vez conocido su rendimiento, los costos unitarios para determinados trabajos que sean necesarios.

A los efectos de organizar el cálculo de costos horarios de máquinas, se ha adoptado una planilla tipo dada por el MOP, en la que se desarrollan los distintos rubros que intervienen en su elaboración y que permite su adaptación para usar cualquiera de los métodos indicados por el Ministerio de Obras Públicas. Los datos respectivos de cada una de las máquinas requeridas para ejecutar la presente obra, así como los resultados obtenidos, se podrán observar en los cuadros que adjunto.

9.2.4. RENDIMIENTO DE MAQUINAS Y EQUIPOS.

En términos generales, el rendimiento de una máquina o equipo de máquinas, es la cantidad de unidades de una tarea determinada producida en un tiempo también determinado, en la industria de la construcción el rendimiento es sinónimo de producción.

R = Cantidad de unidades de tarea/tiempo determinado.

El cálculo de los rendimientos se lo realiza de acuerdo con la naturaleza de los diferentes tipos de

máquinas: de ciclo intermitente, máquinas de operación continua y máquinas de operación intermedia, ya que cada una de ellas requiere de una relación preestablecida, aunque el uso de estas relaciones o fórmulas para el cálculo del rendimiento de máquinas en los distintos trabajos es sólo indicativo y su éxito depende de la correcta elección de los coeficientes que intervienen en las fórmulas, producto de la experiencia del analista de costos.

El Ministerio de Obras Públicas ha desarrollado una planilla tipo para una mejor comprensión del análisis respectivo, el cual se ha adoptado en el presente estudio y se puede observar en las hojas que adjunto.

9.2.5. PRODUCCION HORARIO DEL TRANSPORTE HACIA EL SITIO DE OBRA.

Se lo analiza en función del tipo vía y la distancia del sitio de aprovisionamiento a la obra. El análisis se refiere al transporte de los materiales necesarios para la construcción de la obra, ya se trate de elementos sin elaborar, elaborados o de origen comercial.

$$P = \frac{C \times D}{\frac{2D}{V} + T}$$

$P =$ Producción en $\frac{m^3}{h}$, Kg/h, Ton./h.

$C =$ Capacidad del vehículo (volqueta 8 m³; camión 10 Ton.)

E = Factor de eficiencia (varia entre 0.65 a 0.85)

D = Distancia de transporte en Km.

T = Tiempo de espera en horas.

V = Velocidad media en Km/h (asfalto 45 y no asfalto
35 Km/h)

$$E_{\text{normal}} = \frac{40}{60} = 0.67; E_{\text{óptima}} = \frac{50}{60} = 0.83; E_{\text{medio}} = \frac{45}{60} = 0.75$$

a. Costo unitario por transporte de material pétreo

Fuente de Abastecimiento: Lucero (Grava, Piedra y
Arena)

Tipo de vía: recubrimiento primario

$$D = 10 \text{ Km} \quad C = 8 \text{ m}^3$$

$$V = 35 \text{ Km/h} \quad T = 30 \text{ minutos} = 0.50 \text{ h.}$$

- Personal que trabaja en Fuente de Abastecimiento:

$$4 \text{ jornaleros, Rendimiento } 28 \text{ m}^3 / \text{jornada}$$

$$\text{Costo} = \frac{4 \times 873.71}{28} = 124.82 \text{ /./m}^3$$

- Producción horario del transporte:

$$P = \frac{8 (50/60)}{\frac{2(10)}{35} + 0.50} = 6.23 \text{ m}^3 / \text{h.}$$

- Costo horario de la máquina (volqueta) = 5030s/./h/

$$\begin{aligned}
 - \text{Costo por el transporte del agregado} &= \frac{5030 \text{ s/./h}}{6.23 \text{ m/h}} = \\
 &= 807.30 \text{ s/./m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 - \text{Costo Unitario Total por el transporte del agregado:} \\
 = 807,38 + 124,82 = 932,20 \approx \text{s/./m}
 \end{aligned}$$

b. Costo unitario por transporte de los materiales de construcción desde Loja al sitio de la obra.

Distancia = 128 Km.

$f = 0,03 \text{ s/./Kg/Km.}$ (factor de incremento en el transporte).

$$128 (0,03) = 3.84 \text{ s/./Kg.}$$

Cemento: $1100 \text{ s/./saco} + 50 \text{ Kg.} (3.84 \text{ s/./Kg}) = 1292 \text{ s/./saco.}$

Tubería Plastigama Flex: $\text{Costo/ml} = 3.84 \text{ s/./kg} \times 1.5 \text{ Kg/m}$
 $= 5.76 \text{ s/./m}$

En obra: $102 \text{ mm} = 2.500 \text{ s/./m} + 5.76 \text{ s/./m} \approx 2.506 \text{ s/./m}$

$77 \text{ mm} = 1.500 \text{ s/./m} + 5.76 \text{ s/./m} \approx 1.156 \text{ s/./m}$

$52 \text{ mm} = 380 \text{ s/./m} + 5.76 \text{ s/./m} \approx 386 \text{ s/./m}$

COSTO HORARIO DE MAQUINAS

10 DATOS DE LA MAQUINA

Descripción : PALA FRONTAL W70 - 3 KOMATSU CAPACIDAD 1,5 M³

Potencia o Características : 107 HP

Precio de entrega : C = 20'500.000,00

Precio Neumáticos : S/. 720.000,00

Precio aditamentos de recambio :

Condiciones de servicio : PROMEDIO

Valor residual al fin de su vida útil : 10% = S/. 2'050.000,00

Vida útil n = 5 años ; 2000 h/año

Tasa de interés anual por inversión de capital : 36%

Tasa anual por seguros e impuestos : 6%

20 AMORTIZACION	$\frac{\text{valor a depreciar}}{\text{vida útil en horas}} = \frac{17'730.000,00}{10.000,00} =$	1.773,00 S/h
$\text{Inversion media anual} = \frac{n+1}{2n} \times C_1 = \frac{5+1}{10} \times 17'730.000 = 10'638.000$		
30 INTERESES	$= \frac{\text{IMA} \times \text{Tasa de interés}}{\text{h / año}} = \frac{10'638.000 \times 0,36}{2.000} =$	1.914,84 S/h
40 SEGUROS E IMPUESTOS	$= \frac{\text{IMA} \times \text{tasa}}{\text{h / año}} = \frac{10'638.000 \times 0,06}{2000} =$	319,14 S/h
50 COMBUSTIBLE	$= \text{Diesel : } 0,04 \times 107 = 4,28 \times 55$ Gasolina :	235,40 S/h
60 LUBRICANTES, FILTROS Y GRASA	$= 1/3 \times 235,40$	78,50 S/h
70 NEUMATICOS	$= \frac{1,1 \times \text{Costo de recambio}}{\text{horas útiles}} = \frac{1,1 \times 720.000,00}{2000} =$	396,00 S/h
80 REPARACIONES Y REPUESTOS	$= f \times C_1 = \frac{1,28 \times 17'730.000}{10.000} =$	2.269,44 S/h
90 PIEZAS DE RECAMBIO	$= \frac{\text{Su costo}}{\text{horas de vida}} =$	
10 SALARIO OPERADOR Y AYUDANTE	Operador = 1,57 x 713,33/h Ayudante =	140,00 S/h
11 COSTO DE PROPIEDAD Y OPERACION HORARIO		7.126,32 S/h
12 COSTO TOTAL HORARIO		7.126,32 S/h
OBSERVACIONES :		Adoptados: 7.130,00 S/h
FECHA : 20-Abril-88		

COSTO HORARIO DE MAQUINAS

1º DATOS DE LA MAQUINA

Descripción : VOLQUETA NISSAN DIESEL MODELO TK20 6DL, CAPACIDAD 8 m³

Potencia o Características : 210 HP

Precio de entrega : C = S/. 13'600.000,00

Precio Neumáticos : S/. 504.000,00

Precio aditamentos de recambio :

Condiciones de servicio : PROMEDIO

Valor residual al fin de su vida útil : 10% = 1'360.000,00

Vida útil n = 5 años ; 2000 h/año

Tasa de interés anual por inversión de capital : 36%

Tasa anual por seguros e impuestos : 6%

2º AMORTIZACION	$\frac{\text{valor a depreciar}}{\text{vida útil en horas}} = \frac{13'600.000 - 1'360.000 - 504.000}{12.000} =$	1.173,60 S/h
	$\text{Inversion media anual} = \frac{n+1}{2n} \times C_1 = \frac{5+1}{2 \times 10} \times 11'736.000 = 7'041.600$	
3º INTERESES	$= \frac{\text{INA} \times \text{Tasa de interés}}{\text{h / año}} = \frac{7'041.600 \times 0,36}{2.000} =$	1.267,50 S/h
4º SEGUROS E IMPUESTOS	$= \frac{\text{INA} \times \text{tasa}}{\text{h / año}} = \frac{7'041.600 \times 0,06}{2000} =$	211,25 S/h
5º COMBUSTIBLE	$= \text{Diesel : } 0,04 \times 210 = 8,40 \times 55 \text{ S/gal.}$ Gasolina :	462,00 S/h
6º LUBRICANTES, FILTROS Y GRASA	$= 1/3 \times 462$	154,00 S/h
7º NEUMATICOS	$= \frac{1,1 \times \text{Costo de reemplazo}}{\text{horas útiles}} = \frac{1,1 \times 504.000,00}{2.000} =$	277,20 S/h
8º REPARACIONES Y REPUESTOS	$= f \times C_1 = \frac{1,16 \times 11'736.000,00}{10.000} =$	1.361,38 S/h
9º PIEZAS DE RECAMBIO	$= \frac{\text{Su costo}}{\text{horas de vida}} =$	
10 SALARIO OPERADOR Y AYUDANTE	Operador = 1,62 x 592,33/8 Ayudante =	119,95 S/h
11 COSTO DE PROPIEDAD Y OPERACION HORARIO		5.026,86 S/h
12 COSTO TOTAL HORARIO		5.026,86 S/h
	Adoptado: 5.030,00 S/h	
OBSERVACIONES :		
FECHA : 20-Abril-88		

COSTO HORARIO DE MAQUINAS

1º DATOS DE LA MAQUINA

Descripción : CAMION TANQUERO FORD-600
 Potencia o Características : 132 HP (CAPACIDAD 8 m³)
 Precio de entrega : C = S/. 8'000.000,00
 Precio Neumáticos : 300.000,00
 Precio aditamentos de recambio :
 Condiciones de servicio : PROMEDIO
 Valor residual al fin de su vida útil : 10% = 800.000
 Vida útil n = 6 años ; 2000 h/año
 Tasa de interés anual por inversión de capital : 36%
 Tasa anual por seguros e impuestos : 6%

2º AMORTIZACION	$\frac{\text{valor a depreciar}}{\text{vida útil en horas}} = \frac{6'900.000}{12.000}$	=	575,00 S/h
$\text{Inversion media anual} = \frac{n+1}{2n} \times C_1 = \frac{6+1}{12} \times 6'900.000 = 4'025.000$			
3º INTERESES	$= \frac{\text{IMA} \times \text{Tasa de interés}}{\text{h / año}} = \frac{4'025.000 \times 0,36}{2.000}$	=	754,50 S/h
4º SEGUROS E IMPUESTOS	$= \frac{\text{IMA} \times \text{tasa}}{\text{h / año}} = \frac{4'025.000 \times 0,06}{2.000}$	=	120,75 S/h
5º COMBUSTIBLE	= Diesel : Gasolina : $0,04 \times 132 = 5,28 \times 90$		
6º LUBRICANTES, FILTROS Y GRASA	$= 1/3 \times 475,20$	=	158,40 S/h
7º NEUMATICOS	$= \frac{1,1 \times \text{Costo de recambio}}{\text{horas útiles}} = \frac{1,1 \times 300.000}{2.000}$	=	165,00 S/h
8º REPARACIONES Y REPUESTOS	$= f \times C_1 = \frac{1,16 \times 4'025.000}{2.000}$	=	389,08 S/h
9º PIEZAS DE RECAMBIO	$= \frac{\text{Su costo}}{\text{horas de vida}}$	=	
10 SALARIO OPERADOR Y AYUDANTE	Operador = $1,62 \times 592,33/8$ Ayudante =		
		=	119,95 S/h
11 COSTO DE PROPIEDAD Y OPERACION HORARIO			2.727,88 S/h
12 COSTO TOTAL HORARIO			2.727,88 S/h
	Adoptado:		2.730,00 S/h
OBSERVACIONES :			
FECHA : 20-Abril-88			

COSTO HORARIO DE MAQUINAS

1º DATOS DE LA MAQUINA

Descripción : TRACTOR KOMATSU 085A - 18
 Potencia o Características : 220 HP
 Precio de entrega : C = S/. 40'000.000,00
 Precio Neumáticos :
 Precio aditamentos de recambio :
 Condiciones de servicio : PRONEDIO
 Valor residual al fin de su vida útil : 10% = 4'000.000,00
 Vida útil n = 5 años ; 2000 h/año
 Tasa de interés anual por inversión de capital : 36%
 Tasa anual por seguros e impuestos : 6%

2º AMORTIZACION	$\frac{\text{valor a depreciar}}{\text{vida útil en horas}} = \frac{36'000.000,00}{10.000}$	=	3.600,00 S/h
$\text{Inversion media anual} = \frac{n+1}{2n} \times C_1 = \frac{5+1}{10} \times 36'000.000 = 21'600.000$			
3º INTERESES	$= \frac{\text{INA} \times \text{Tasa de interés}}{\text{h / año}} = \frac{21'600.000 \times 0,36}{2.000}$	=	3.888,00 S/h
4º SEGUROS E IMPUESTOS	$= \frac{\text{INA} \times \text{tasa}}{\text{h / año}} = \frac{21'600.000 \times 0,06}{2.000}$	=	648,00 S/h
5º COMBUSTIBLE	= Diesel : $0,04 \times 220 = 8,80 \times 55$ Gasolina :		= 484,00 S/h
6º LUBRICANTES, FILTROS Y GRASA	= $1/3 \times 484$		= 161,34 S/h
7º NEUMATICOS	= $\frac{1,1 \times \text{Costo de reemplazo}}{\text{horas útiles}}$		=
8º REPARACIONES Y REPUESTOS	$= f \times C_1 = \frac{1,28 \times 36'000.000}{10.000}$	=	4.608,00 S/h
9º PIEZAS DE RECAMBIO	$= \frac{\text{Su costo}}{\text{horas de vida}}$	=	
10 SALARIO OPERADOR Y AYUDANTE	Operador = $1,51 \times 933,33/8 = 176,17$ Ayudante = $1,66 \times 526,33/8 = 109,21$		= 285,38 S/h
11 COSTO DE PROPIEDAD Y OPERACION HORARIO			13.674,72 S/h
12 COSTO TOTAL HORARIO			13.674,72 S/h
		Adoptado:	13.700,00 S/h
OBSERVACIONES :			
FECHA : 20-Abril-88			

COSTO HORARIO DE MAQUINAS

10 DATOS DE LA MAQUINA

Descripción : MOTONIVELADORA KOMATSU
 Potencia o Características : 130 HP
 Precio de entrega : C = S/. 22'000.000,00
 Precio Neumáticos : S/. 900.000,00
 Precio aditamentos de recambio :
 Condiciones de servicio : PROMEDIO
 Valor residual al fin de su vida útil : 10% = 2'200.000,00
 Vida útil n = 5 años ; 2000 h/año
 Tasa de interés anual por inversión de capital : 36%
 Tasa anual por seguros e impuestos : 6%

20 AMORTIZACION	$\frac{\text{valor a depreciar}}{\text{vida útil en horas}} = \frac{18'900.000}{10.000}$	=	1.890,00 S/h
Inversión media anual = $\frac{n+1}{2n} \times C_1 = \frac{5+1}{10} \times 18'900.000 = 11'340.000$			
30 INTERESES	$= \frac{\text{IMA} \times \text{Tasa de interés}}{\text{h / año}} = \frac{11'340.000 \times 0,36}{2.000}$	=	2.041,20 S/h
40 SEGUROS E IMPUESTOS	$= \frac{\text{IMA} \times \text{tasa}}{\text{h / año}} = \frac{11'340.000 \times 0,06}{2.000}$	=	340,20 S/h
50 COMBUSTIBLE	= Diesel : $0,04 \times 130 = 5,20 \times 55$ Gasolina :	=	286,00 S/h
60 LUBRICANTES, FILTROS Y GRASA	$= 1/3 \times 286,00$	=	95,33 S/h
70 NEUMATICOS	$= \frac{1,1 \times \text{Costo de reemplazo}}{\text{horas útiles}} = \frac{1,1 \times 900.000}{2.000}$	=	495,00 S/h
80 REPARACIONES Y REPUESTOS	$= f \times C_1 = \frac{1,23 \times 18'900.000}{10.000}$	=	2.419,20 S/h
90 PIEZAS DE RECAMBIO	$= \frac{\text{Su costo}}{\text{horas de vida}}$	=	
10 SALARIO OPERADOR Y AYUDANTE	Operador = $1,57 \times 713,33/0$ Ayudante =	=	140,00 S/h
11 COSTO DE PROPIEDAD Y OPERACION HORARIO			7.706,94 S/h
12 COSTO TOTAL HORARIO			7.706,94 S/h
Adoptador			7.710,00 S/h
OBSERVACIONES :			
FECHA : 20-Abril-88			

COSTO HORARIO DE MAQUINAS

1º DATOS DE LA MAQUINA

Descripción : RODILLO PATA DE CABRA RAY - 60
 Potencia o Características : 75 HP - MODELO RASCAL 4000
 Precio de entrega : C = S/. 12'000.000,00
 Precio Neumáticos :
 Precio aditamentos de recambio :
 Condiciones de servicio : PROMEDIO
 Valor residual al fin de su vida útil : 10% = 1'200.000,00
 Vida útil n = 8 años ; 1750 h/año
 Tasa de interés anual por inversión de capital : 36%
 Tasa anual por seguros e impuestos : 6%

2º AMORTIZACION	$\frac{\text{valor a depreciar}}{\text{vida útil en horas}} = \frac{10'800.000}{14.000}$	=	771,43 S/h
$\text{Inversion media anual} = \frac{n + 1}{2n} \times C_1 = \frac{8 + 1}{16} \times 10'800.000 = 6'075.000$			
3º INTERESES	$= \frac{\text{IMA} \times \text{Tasa de interés}}{h / \text{año}} = \frac{6'075.000 \times 0,36}{1.750}$	=	1.249,71 S/h
4º SEGUROS E IMPUESTOS	$= \frac{\text{IMA} \times \text{tasa}}{h / \text{año}} = \frac{6'075.000 \times 0,06}{1.750}$	=	208,28 S/h
5º COMBUSTIBLE	= Diesel : 4,50 x 40 S/h Gasolina :		260,00 S/h
6º LUBRICANTES, FILTROS Y GRASA	= 1/2 x 260		86,87 S/h
7º NEUMATICOS	$= \frac{1,1 \times \text{Costo de reemplazo}}{\text{horas útiles}}$	=	
8º REPARACIONES Y REPUESTOS	$= f \times C_2 = \frac{0,73 \times 10'800.000}{14.000}$	=	563,14 S/h
9º PIEZAS DE RECAMBIO	$= \frac{\text{Su costo}}{\text{horas de vida}}$	=	
10 SALARIO OPERADOR Y AYUDANTE	Operador = 1,57 x 713,33/8 Ayudante =		140,00 S/h
11 COSTO DE PROPIEDAD Y OPERACION HORARIO			3.279,23 S/h
12 COSTO TOTAL HORARIO			3.279,23 S/h
Adoptado: 3.280,00 S/h			
OBSERVACIONES :			
FECHA : 20-Abril-88			

DETERMINACION DE RENDIMIENTOS

TRABAJO A REALIZAR: EXCAVACION Y TRANSPORTE DEL SUELO ARCILLOSO

UBICACION: TIERRAS COLDRADAS

UNIDAD: m³/h

DESIGN.	PARAMETRO	UNIDAD	M A Q U I N A S					
			TRACTOR 220 HP	PAIA FRONTAL 107 HP	VOLQUETAS 210 HP			
Q	Capacidad Receptáculo	m³	2,55	1,5	8,00			
C	Consumo							
D	Distancia	m	40	30	20 000			
e	Espesor por capa trabajada							
F	Factor de Carga		1,0	1,0				
f	Factor de Conversión suelo		0,94	0,85				
E	Factor de Eficiencia		0,83	0,75	0,83			
a	Ancho de Operación							
s	Ancho de Superposición							
A	Ancho Util de Operación							
n	Nro. de pasadas necesarias							
p	Profundidad de Trabajo							
tf	Tiempo Fijo en Ciclos	min			10,00			
ti	Tiempo de Ida en Ciclos	min			48,00			
tr	Tiempo de retorno en ciclos	min			34,00			
T	Tiempo Total del Ciclo	min		0,50	92,00			
Vi	Velocidad de Ida	Km/h	3,7		25,00			
Vr	Velocidad de Retorno	Km/h	7,8		35,00			

OBSERVACIONES	F O R M U L A S					
	$R = \frac{1000 \cdot Q \cdot F \cdot E \cdot f}{D/V_i + D/V_r}$	$R = \frac{Q \cdot F \cdot E \cdot f \cdot 60}{T}$	$R = \frac{60 \cdot 8}{92,00}$			

RENDIMIENTO HORARIO	125,00	115,00	5,00			
---------------------	--------	--------	------	--	--	--

NUMERO DE UNIDADES	1	1	8			
--------------------	---	---	---	--	--	--

RENDIMIENTO EQUIPO	40,00					
--------------------	-------	--	--	--	--	--

UTILIZACION	Productiva	0,30	0,35	1,00			
	Improductiva	0,70	0,65	0,00			

DETERMINACION DE RENDIMIENTOS

TRABAJO A REALIZAR: COMPACTACION DE SUELOS ARCILLOSOS EN EL TERRAPLEN.
UBICACION: EL TABLON

UNIDAD:
m³/h

DESIGN.	PARAMETRO	UNIDAD	M A Q U I N A S					
			MOTONIVELADORA 130 HP	RODILLO PATA DE CABRA 2 TAMBOR	TANQUERO 8000 L			
Q	Capacidad Receptáculo	m³			8.00			
C	Consumo	l/m³			50.00			
D	Distancia	m			10 000,00			
e	Espesor por capa trabajada	m	0.20	0.20	0.15			
F	Factor de Carga				1.00			
f	Factor de Conversión suelo		0.72	0.72	1.00			
E	Factor de Eficiencia		0.75	0.75	0.75			
a	Ancho de Operación	m	3.65	2.40				
s	Ancho de Superposición	m	0.45	0.20				
A	Ancho Util de Operación	m	3.20	2.20				
n	Nro. de pasadas necesarias		10.00	12.00				
p	Profundidad de Trabajo							
tf	Tiempo Fijo en Ciclos	min			20.00			
ti	Tiempo de Ida en Ciclos	min			24.00			
tr	Tiempo de retorno en ciclos	min			17.00			
T	Tiempo Total del Ciclo	min			61.00			
Vi	Velocidad de Ida	Km/h	8.00	9.00	25.00			
Vr	Velocidad de Retorno	Km/h			35.00			

OBSERVACIONES		F O R M U L A S					
		$R = \frac{A \times Q \times V_m \times 1000 \times f \times E}{n}$	$R = \frac{A \times Q \times V_m \times 1000 \times f \times E}{n}$	$R = \frac{Q \times F \times E \times 60 \times 1000}{C \times T}$			
RENDIMIENTO HORARIO		276.48	178.20	118.03			
NUMERO DE UNIDADES		1	1	2			
RENDIMIENTO EQUIPO		178.20					
UTILIZACION	Productiva	0.65	1.00	0.76			
	Improductiva	0.35	0.00	0.24			

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

OBRA : PROYECTO "EL TABLON"
RUBRO: REPLANTEO Y LIMPIEZA
ESPECIFICACION: CONDUCCION Y CAPATACION

OFERENTE : CARLOS CHUQUIMANCA R.
FECHA : MAYO DE 1988
UNIDAD : ML

A. EQUIPO

DESCRIPCION	ESPECIFICACIONES	C O S T O HORA	RENDIMIENTO Hr/Un	T O T A L Cost/Un
Equipo topográfico	Juego completo	375,00	0,016	6,00
Herramientas manuales	Grupo	30,00	0,200	6,00
TOTAL EQUIPO				12,00

B. MANO DE OBRA

DESCRIPCION	JORNAL BAS/HORA	JORNAL REAL/HOR	OTROS BENEFIC	COSTO MANO OBRA	RENDIMIEN HR/UN	T O T A L COSTO/UN.
1 Topógrafo	70,42	115,48		115,48	0,08	9,24
2 Cadeneros	65,79	109,21		218,42	0,08	17,47
2 Peones	65,79	109,21		218,42	0,08	17,47
TOTAL MANO DE OBRA						44,18

C. MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD DE MEDIDA	CANTIDAD CONSUMIDA	P R E C I O UNITARIO	C O S T O UNITARIO
TOTAL DE MATERIALES				

COSTO DIRECTO :..... 56,18
COSTOS INDIRECTOS
INDIRECTOS DE ADMINISTRACION :
IMPREVISTOS DE OBRA :
UTILIDADES :
COSTO INDIRECTO TOTAL : 30,10% 16,91

PRECIO UNITARIO TOTAL :..... 80,00

OBSERVACION : Se ha considerado un costo de S/. 3000/día del equipo topográfico.

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

OBRA : PROYECTO "EL TABLON"
RUBRO: EXCAVACION CAPTACION-CONDUCCION
ESPECIFICACION: _____

OFERENTE : CARLOS CHURUTHUANCA R.
FECHA : MAYO DE 1988
UNIDAD : M³

A. EQUIPO

DESCRIPCION	ESPECIFICACIONES	C O S T O HORA	RENDIMIENTO Hr/Un	T O T A L Cost/Un
Herramientas	Grupo	5% H.O.		12,48
TOTAL EQUIPO				12,48

B. MANO DE OBRA

DESCRIPCION	JORNAL BAS/HORA	JORNAL REAL/HOR	OTROS BENEFIC	COSTO MANO OBRA	RENDIMIEN HR/UN	T O T A L COSTO/UN.
2 Peones	65,79	109,21		216,42	1,143	249,62
TOTAL MANO DE OBRA						249,62

C. MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD DE MEDIDA	CANTIDAD CONSUMIDA	P R E C I O UNITARIO	C O S T O UNITARIO
TOTAL DE MATERIALES				

COSTO DIRECTO : 262,10
COSTOS INDIRECTOS
INDIRECTOS DE ADMINISTRACION :
IMPREVISTOS DE OBRA :
UTILIDADES :
COSTO INDIRECTO TOTAL : 30,10% 78,89

PRECIO UNITARIO TOTAL : 340,99

OBSERVACION : 2 Peones: Rendia = 7 m³/Jornada=0,875 m³/h = 1,143 h/m³

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

OBRA : PROYECTO "EL TABLON"
RUBRO: HORMIGON CICLOPEO (1:2:4) INCLUIDO ENCOFRADO
ESPECIFICACION: f'c = 180 Kg/cm²

OFERENTE : CARLOS CHUQUIHUANCA R.
FECHA : MAYO DE 1988
UNIDAD : M³

A. EQUIPO

DESCRIPCION	ESPECIFICACIONES	C O S T O HORA	RENDIMIENTO Hr/Un	T O T A L Cost/Un
Herramientas	Grupo	5% H.O.		70,62
TOTAL EQUIPO				70,62

B. MANO DE OBRA

DESCRIPCION	JORNAL BAS/HORA	JORNAL REAL/HOR	OTROS BENEFIC	COSTO MAND OBRA	RENDIMIEN HR/UN	T O T A L COSTO/UN.
1 Carpintero	70,42	115,48		115,48	0,67	77,37
2 Ayudantes	65,79	109,21		218,42	0,67	146,34
2 Albañiles	70,42	115,48		230,96	1,78	411,11
4 Peones	65,79	109,21		436,84	1,78	777,58
TOTAL MANO DE OBRA						1.412,40

C. MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD DE MEDIDA	CANTIDAD CONSUMIDA	P R E C I O UNITARIO	C O S T O UNITARIO
Piedra	M³	0,40	950,00	380,00
Ripio	M³	0,60	950,00	570,00
Arena	M³	0,30	950,00	285,00
Cemento	SACO 50 Kg	4,20	1.272,00	5.426,40
Agua de amasado y humedecer	M³	0,10	20,00	2,00
Tablas	M²	0,70	250,00	175,00
Listones	ML	3,43	30,00	102,90
Clavos 3½ pulgadas	Lbs.	0,40	88,00	35,20
TOTAL DE MATERIALES				6.976,50

COSTO DIRECTO :..... 8.459,32
COSTOS INDIRECTOS
INDIRECTOS DE ADMINISTRACION :
IMPREVISTOS DE OBRA :
UTILIDADES :
COSTO INDIRECTO TOTAL : 30,10% 2.546,32

PRECIO UNITARIO TOTAL :..... 11.005,84

OBSERVACION : Grupo Ideal: 1 Carp. + 2 Ayud. ; 2 Albañ. + 4 Peones. Rend=4,50 m³/Jor

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

OBRA : PROYECTO "EL TABLON"
RUBRO: HORMIGON SIMPLE 1:2:4 INCLUIDO ENCOFRADO
ESPECIFICACION: f'c = 210 Kg/cm²

OFERENTE : CARLOS CHUQUINDANCA R.
FECHA : MAYO DE 1988
UNIDAD : M³

A. EQUIPO

DESCRIPCION	ESPECIFICACIONES	COSTO HORA	RENDIMIENTO Hr/Un	TOTAL Cost/Un
Herramientas	Grupo	5% M.O.		90,15
TOTAL EQUIPO				90,15

B. MANO DE OBRA

DESCRIPCION	JORNAL BAS/HORA	JORNAL REAL/HOR	OTROS BENEFIC	COSTO MANO OBRA	RENDIMIEN -NR/UN	TOTAL COSTO/UN.
2 Albañiles	70,42	115,48		230,96	2,70	623,59
4 Peones	65,79	109,21		436,84	2,70	1.179,47
TOTAL MANO DE OBRA						1.803,06

C. MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD DE MEDIDA	CANTIDAD CONSUMIDA	PRECIO UNITARIO	COSTO UNITARIO
Cemento	Saco (50Kg)	7,210	1.292,00	9.315,32
Arena gruesa	M³	0,454	950,00	431,30
Grava	M³	0,704	950,00	668,80
Agua	M³	0,100	15,00	1,50
Tablas 0,20 x 3,00 x 0,02	u	0,700	200,00	140,00
Clavos 2" y 2½	lb	0,400	88,00	35,20
Listones	M	3,430	30,00	102,90
TOTAL DE MATERIALES				10.695,02

COSTO DIRECTO :..... 12.588,23
COSTOS INDIRECTOS
INDIRECTOS DE ADMINISTRACION :
IMPREVISTOS DE OBRA :
UTILIDADES :
COSTO INDIRECTO TOTAL : 30,10% 3.789,06

PRECIO UNITARIO TOTAL :..... 16.377,29

OBSERVACION : Grupo ideal: 2 Albañiles + 4 Peones : Rendimiento = 2,96 M³/Jornada

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

OBRA : PROYECTO "EL TABLON"
RUBRO: EXCAVACION SIN CLASIFICAR
ESPECIFICACION:

OFERENTE : CARLOS CHURRUHIANCA R.
FECHA : MAYO DE 1988
UNIDAD : M³

A. EQUIPO

DESCRIPCION	ESPECIFICACIONES	COSTO HORA	RENDIMIENTO Hr/Un	TOTAL Cost/Un
Tractor	Komatsu D6SA-18	13.700,00	1/125,00	109,60
TOTAL EQUIPO				109,60

B. MANO DE OBRA

DESCRIPCION	JORNAL BAS/HORA	JORNAL REAL/HOR	OTROS BENEFIC	COSTO MANO OBRA	RENDIMEN HR/UN	TOTAL COSTO/UN.
TOTAL MANO DE OBRA						

C. MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD DE MEDIDA	CANTIDAD CONSUMIDA	PRECIO UNITARIO	COSTO UNITARIO
TOTAL DE MATERIALES				

COSTO DIRECTO :..... 109,60
COSTOS INDIRECTOS
INDIRECTOS DE ADMINISTRACION :
IMPREVISTOS DE OBRA :
UTILIDADES :
COSTO INDIRECTO TOTAL : 30,102 32,99
PRECIO UNITARIO TOTAL :..... 142,59
OBSERVACION :



ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

OBRA :PROYECTO "EL TABLON"
RUBRO:EXCAVACION Y CARGADA DEL MATERIAL DE PRESTAMO
ESPECIFICACION:

OFERENTE :CARLOS CHUDITHUANCA R.
FECHA :MAYO DE 1988
UNIDAD :M³

A. EQUIPO

DESCRIPCION	ESPECIFICACIONES	COSTO HORA	RENDIMIENTO Hr/Un	TOTAL Cost/Un
Tractor	Komatsu D65A-1B	13.700,00	1/ 125,00	109,60
Pala frontal	Komatsu W 70-3	7.130,00	1/ 97,00	73,51
TOTAL EQUIPO				183,11

B. MANO DE OBRA

DESCRIPCION	JORNAL BAS/HORA	JORNAL REAL/HOR	OTROS BENEFIC	COSTO MANO OBRA	RENDIMIEN HR/UN	TOTAL COSTO/UN.
TOTAL MANO DE OBRA						

C. MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD DE MEDIDA	CANTIDAD CONSUMIDA	PRECIO UNITARIO	COSTO UNITARIO
TOTAL DE MATERIALES				

COSTO DIRECTO :..... 183,11

COSTOS INDIRECTOS

INDIRECTOS DE ADMINISTRACION :

IMPREVISTOS DE OBRA :

UTILIDADES :

COSTO INDIRECTO TOTAL : 30,10%..... 55,12

PRECIO UNITARIO TOTAL :..... 283,23

OBSERVACION :

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

OBRA : PROYECTO "EL TABLON"
RUBRO: TRANSPORTE DE MATERIAL SUELTO
ESPECIFICACION:

OFERENTE : CARLOS CHURUIHUANCA R.
FECHA : MAYO DE 1988
UNIDAD : M³/Km

A. EQUIPO

DESCRIPCION	ESPECIFICACIONES	C O S T O HORA	RENDIMIENTO Hr/Un	T O T A L Cost/Un
8 Volquetas	Nissan TK20GDL	40.240,00	1/40,00	1006,00
TOTAL EQUIPO				1006,00

B. MANO DE OBRA

DESCRIPCION	JORNAL BAS/HORA	JORNAL REAL/HOR	OTROS BENEFIC	COSTO MANO OBRA	RENDIMIEN HR/UN	T O T A L COSTO/UN.
TOTAL MANO DE OBRA						

C. MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD DE MEDIDA	CANTIDAD CONSUMIDA	P R E C I O UNITARIO	C O S T O UNITARIO
TOTAL DE MATERIALES				

COSTO DIRECTO :..... 1.006,00
COSTOS INDIRECTOS
INDIRECTOS DE ADMINISTRACION :
IMPREVISTOS DE OBRA :
UTILIDADES :
COSTO INDIRECTO TOTAL : 30,10%..... 302,81

PRECIO UNITARIO TOTAL :..... 1.308,81

OBSERVACION :

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

OBRA : PROYECTO "EL TAPLON"
RUBRO: COMPACTACION DE SUELO ARCILLOSO EN TERRAPLEN
ESPECIFICACION: _____

OFERENTE : CARLOS CHUQUITHUANCA R.
FECHA : MAYO DE 1998
UNIDAD : M²

A. EQUIPO

DESCRIPCION	ESPECIFICACIONES	C O S T O HORA	RENDIMIENTO Hr/Un	T O T A L Cost/Un
1 Motoniveladora	Komatsu 6D 505A-2	7.710,00	1/276,48	27,89
2 Tanqueros	Ford 600	2.730,00	1/118,03	23,13
1 Rodillo pata de cabra	Ray-60	3.280,00	1/178,20	18,41
TOTAL EQUIPO				69,43

B. MANO DE OBRA

DESCRIPCION	JORNAL BAS/HORA	JORNAL REAL/HOR	OTROS BENEFIC	COSTO MANO OBRA	RENDIMEN HR/UN	T O T A L COSTO/UN.
TOTAL MANO DE OBRA						

C. MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD DE MEDIDA	CANTIDAD CONSUMIDA	P R E C I O UNITARIO	C O S T O UNITARIO
TOTAL DE MATERIALES				

COSTO DIRECTO :..... 69,43
COSTOS INDIRECTOS
INDIRECTOS DE ADMINISTRACION : _____
IMPREVISTOS DE OBRA : _____
UTILIDADES : _____
COSTO INDIRECTO TOTAL : 30,10% 20,90

PRECIO UNITARIO TOTAL :..... 90,33

OBSERVACION : _____

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

OBRA : PROYECTO "EL TABLON"
RUBRO: COLOCACION DE TUBERIA
ESPECIFICACION: ASBESTO-CEMENTO CLASE 25 ϕ 100 mm

OFERENTE : CARLOS CHUQUITHUANCA R.
FECHA : MAYO DE 1988
UNIDAD : NL

A. EQUIPO

DESCRIPCION	ESPECIFICACIONES	C O S T O HORA	RENDIMIENTO Hr/Un	T O T A L Cost/Un
TOTAL EQUIPO				

B. MANO DE OBRA

DESCRIPCION	JORNAL BAS/HORA	JORNAL REAL/HOR	OTROS BENEFIC	COSTO MANO OBRA	RENDIMEN HR/UN	T O T A L COSTO/UN.
2 Albañil-Plomero	70,42	115,48		230,96	0,18	41,57
3 Ayudantes	65,79	109,21		327,63	0,18	58,97
TOTAL MANO DE OBRA						100,54

C. MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD DE MEDIDA	CANTIDAD CONSUMIDA	P R E C I O UNITARIO	C O S T O UNITARIO
Tuberia Asbesto-Cemento clase 25 con				
unión Reka, ϕ = 100 mm	m	1,00	2.200,00	2.200,00
TOTAL DE MATERIALES				2.200,00

COSTO DIRECTO :..... 2.300,54
COSTOS INDIRECTOS
INDIRECTOS DE ADMINISTRACION :
IMPREVISTOS DE OBRA :
UTILIDADES :
COSTO INDIRECTO TOTAL : 30,10% C.D. 692,46
PRECIO UNITARIO TOTAL :..... 2.993,00

OBSERVACION : Rendimiento = 44 ml/Jornada; 1/R = 0,18 h/ml
Colocan: 11 tubos de 4m/Jornada.

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

OBRA :
RUBRO: COLOCACION DE TUBERIA D=52 mm. (2")
ESPECIFICACION: PLASTIGAMA FLEX-BAJA DENSIDAD

OFERENTE :
FECHA :
UNIDAD : PL

A. EQUIPO

DESCRIPCION	ESPECIFICACIONES	C O S T O HORA	RENDIMIENTO Hr/Un	T O T A L Cost/Un
TOTAL EQUIPO				

B. MANO DE OBRA

DESCRIPCION	JORNAL BAS/HORA	JORNAL REAL/HOR	OTROS BENEFIC	COSTO MANO OBRA	RENDIMIENT HR/UN	T O T A L COSTO/UN.
1 Plomero	70,42	115,48		115,48	0,04	4,62
2 Peones	65,79	109,21		218,42	0,04	8,74
TOTAL MANO DE OBRA						13,36

C. MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD DE MEDIDA	CANTIDAD CONSUMIDA	P R E C I O UNITARIO	C O S T O UNITARIO
Tuberia Plastigama Flex - 52 mm(2")	m	1,00	386,00	386,00
Uniones	u	0,04	500,00	20,00
TOTAL DE MATERIALES				406,00

COSTO DIRECTO :..... 419,36

COSTOS INDIRECTOS

INDIRECTOS DE ADMINISTRACION :

IMPREVISTOS DE OBRA :

UTILIDADES :

COSTO INDIRECTO TOTAL : 30,10% 126,23

PRECIO UNITARIO TOTAL :..... 545,59

OBSERVACION : Grupo Ideal: 1 Plomero + 2 Ayudantes; Rendimiento 200 ml/Jornada.

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

OBRA : PROYECTO "EL TABLON"
RUBRO: COLOCACION DE TUBERIA 77 mm (3")
ESPECIFICACION: PLASTIGAMA FLEX (Baja Densidad)

OFERENTE : CARLOS CHURUTHUANCA R.
FECHA : MAYO DE 1988
UNIDAD : ML

A. EQUIPO

DESCRIPCION	ESPECIFICACIONES	C O S T O HORA	RENDIMIENTO Hr/Un	T O T A L Cost/Un
TOTAL EQUIPO				

B. MANO DE OBRA

DESCRIPCION	JORNAL BAS/HORA	JORNAL REAL/HOR	OTROS BENEFIC	COSTO MANO OBRA	RENDIMIEN HR/UN	T O T A L COSTO/UN.
1 Plomero	70,42	115,48		115,48	0,04	4,62
2 Peones	65,79	109,21		218,42	0,04	8,74
TOTAL MANO DE OBRA						13,36

C. MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD DE MEDIDA	CANTIDAD CONSUMIDA	P R E C I O UNITARIO	C O S T O UNITARIO
Tuberia Plastigama Flex ø 77 mm	m	1,00	1.156,00	1.156,00
Unión ø 77 mm	u	0,04	1.300,00	52,00
TOTAL DE MATERIALES				1.208,00

COSTO DIRECTO :..... 1.221,36
COSTOS INDIRECTOS
INDIRECTOS DE ADMINISTRACION :
IMPREVISTOS DE OBRA :
UTILIDADES :
COSTO INDIRECTO TOTAL : 30,10% 367,63

PRECIO UNITARIO TOTAL :..... 1.588,99

OBSERVACION :Grupo Ideal: 1 Plomero + 2 Ayudantes; Rendimiento 200 ML/Jornada

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

OBRA : PROYECTO "EL TABLON"
RUBRO: COLOCACION DE TUBERIA 102 mm (4")
ESPECIFICACION: PLASTIGAMA FLEX (Baja Densidad)

OFERENTE : CARLOS CHUQUIMANCA R.
FECHA : MAYO DE 1989
UNIDAD : ML

A. EQUIPO

DESCRIPCION	ESPECIFICACIONES	C O S T O HORA	RENDIMIENTO Rr/Un	T O T A L Cost/Un
TOTAL EQUIPO				

B. MANO DE OBRA

DESCRIPCION	JORNAL BAS/HORA	JORNAL REAL/HOR	OTROS BENEFIC	COSTO MANO OBRA	RENDIMIENT HR/UN	T O T A L COSTO/UN.
1 Ploero	70,42	115,48		115,48	0,04	4,62
2 Pedres	65,79	109,21		218,42	0,04	8,74
TOTAL MANO DE OBRA						13,36

C. MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD DE MEDIDA	CANTIDAD CONSUMIDA	P R E C I O UNITARIO	C O S T O UNITARIO
Tubería Plástigama Flex ø 102mm (4")	m	1,00	2.506,00	2.506,00
Uniones	u	0,04	3.000,00	120,00
TOTAL DE MATERIALES				2.626,00

COSTO DIRECTO :..... 2.639,36
COSTOS INDIRECTOS
INDIRECTOS DE ADMINISTRACION :
IMPREVISTOS DE OBRA :
UTILIDADES :
COSTO INDIRECTO TOTAL : 30,108 794,45

PRECIO UNITARIO TOTAL :..... 2.433,81

OBSERVACION :Grupo Ideal: 1 Ploero + 2 Ayudantes; Rendimiento 200 ML/Jornada

P R E S U P U E S T O

PROYECTO : "EL TABLON"
 OBRA : CAPTACION, CONDUCCION, EMBALSE Y DISTRIBUCION
 HOJA No. : 1 de 1

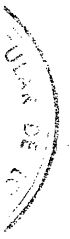
OFERENTE : CARLOS CHURUHUANCA R.
 FECHA : MAYO DE 1988

No.	R U B R O	UNIDAD	CANTIDAD	P R E C I O S/.	
				UNITARIO	TOTAL
	CAPTACION Y CONDUCCION				
1	Replanteo y limpieza	m ²	1.600,00	80,00	128.000,00
2	Excavación	m ³	400,00	340,99	136.396,00
3	Tubería PVC Serie 20 (D=4")	m ¹	1.571,54	3.846,71	6'045.259,00
4	Válvula H-F (Americana) 150 lbs (D=4")	u	1,00	85.156,00	85.156,00
5	Relleno	m ³	378,00	150,00	56.700,00
6	Hormigón Ciclópeo f'c=180 Kg/cm ² (Incluido transporte de agregados)	m ³	34,00	11.005,84	374.198,56
	- Rejilla de hierro	u	1,00	2.000,00	2.000,00
	EMBALSE				
7	Excavación para camino de acceso	m ³	360,00	142,59	51.332,00
8	Excavación para obra complement en la presa	m ³	5.000,00	142,59	712.950,00
	Terraplén:				
9	Excavada y carga del material de préstamo	m ³	15.400,00	238,23	3'668.742,00
10	Transporte del material de préstamo (L=20Km)	m ³	16.364,00	1.308,81	21'417.366,00
11	Compactación	m ³	14.000,00	90,33	1'264.620,00
12	Materiales para drenes (incluye carga, transporte y relleno)	m ³	2.300,00	800,00	1'840.000,00
	Hormigones (Vertedor de excesos, dissipador de energía, etc)				
13	f'c = 180 Kg/cm ²	m ³	7,10	11.005,84	78.142,00
14	f'c = 210 Kg/cm ²	m ³	1,00	16.377,29	16.377,29
15	Tubería Asbesto-Cemento Clase 25 (D=4")	m ¹	65,00	2.993,00	194.545,00
16	Válvulas de acero WCG (Amer) 300 lbs (4")	u	2,00	120.000,00	240.000,00
	-Rejilla de hierro	u	1,00	2.000,00	2.000,00
	CONDUCCIONES SECUNDARIAS (al área de riego)				
17	Tubería Plastigama-Flex (4")	m ¹	238,16	3.433,81	817.797,00
18	Tubería Plastigama-Flex (3")	m ¹	1.081,76	1.588,99	1'718.906,00
19	Tubería Plastigama-Flex (2")	m ¹	135,20	545,59	73.764,00
20	Indemnización	Ná.	1,50	100.000,00	150.000,00
				TOTAL =	39'074.250,85

CAPITULO X
PROGRAMA DE CONSTRUCCION

PROYECTO "EL TABLON"

OBRA TOTAL						PROGRAMA DE OBRA						Porcentaje Acumulado	TOTAL
Nº	RUBRO	CANTIDAD	UNID.	MONTO \$	%	AÑO							
						mes 1	mes 2	mes 3	mes 4	mes 5	mes 6		
1	Replanteo y Limpia: captación y conducción	1.600,00	ml.	128.000,00	0,33	1.600,00 128.000,00						100%	1.600,00 128.000,00
2	Excavación	400,00	m³	136.396,00	0,35	50,37 10.432,00	103,85 52.440,00	153,26 52.440,00	61,53 10.432,00			90%	400,00 136.396,00
3	Captación: Desripador, Desarenador canal acceso embalse, Tanque R.P.	34,00	m³	374.198,56	0,96				74,00 374.198,56			80%	34,00 374.198,56
4	Tubería PVC: Colocación y Relleno	1.571,54	ml.	6'101.959,00	15,62				114.308 1'223.398,20	1.233.232 6'881.567,20		70%	1.571,54 6'101.959,00
5	Limpieza camino de acceso al embalse	360,00	m³	51.332,00	0,13	360,00 51.332,00						60%	360,00 51.332,00
6	Excavación para la presa	5.000,00	m³	712.950,00	1,82	5.000,00 712.950,00						50%	5.000,00 712.950,00
7	Excavación, cargada y transporte del material de préstamo	15.400,00	m³	25'086.108,00	64,20	4.791,12 7'804.599,73	6.944,46 11'149.581,34	3.764,44 6'134.199,73				40%	15.400,00 25'086.108,00
8	Compactación del terraplén	14.000,00	m³	1'264.620,00	3,24	4.355,36 293.433,33	4.232,44 522.093,34	5.412,20 688.129,33				30%	14.000,00 1'264.620,00
9	Material para filtros	2.300,00	m³	1'840.000,00	4,71		470,00 552.000,00	1.533,33 1'724.444,44	76,67 1'333,33			20%	2.300,00 1'840.000,00
10	Vertedor de Excesos, Disipador de Energía, Rejillas	8,10	m³	98.519,29	0,25				8,10 78.819,29			10%	8,10 98.519,29
11	Colocación: tubería de salida de la presa y valvulas.			519.701,00	1,33				519.701,00			0	519.701,00
12	Conducciones secundarias	1.455,12	ml.	2'610.467,00	6,68				1.455,12 2'610.467,00				1.455,12 2'610.467,00
13	Indemnizaciones	1,5	Ha.	150.000,00	0,38								1,50 150.000,00
			Σ=	39'074.250,85	100,00								
	TOTAL PARCIAL					9'250.778,26	12'315.894,68	7'720.415,73	4'905.594,98	4'881.567,20			
	% PARCIAL					23,67	31,52	19,76	12,55	12,50			
	TOTAL ACUMULADO					9'250.778,26	21'566.672,94	29'287.088,67	34'192.683,65	39'074.250,85			
	% ACUMULADO					23,67	55,19	74,95	87,50	100,00			



CAPITULO XI

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- Las autoridades del INAMHI deben preocuparse de incrementar las estaciones metereológicas en la provincia de Loja, dado su escaso número existentes actualmente, y a las ya existentes dotarlas de modernos equipos, así como también instruir debidamente al personal encargado de las mismas, de tal manera que se obtenga una información mucho más confiables que las actuales. Su incremento ayudaría grandemente en los estudios metereológicos e hidrológicos a realizarse posteriormente en la provincia .
- Se debería iniciar una inmediata reforestación de la provincia de Loja, para contrarrestar el proceso erosivo de los terrenos, especialmente de la frontera, lo que se ve reflejado por la ausencia cada vez más acentuada de precipitaciones en estas zonas, y el consecuente abandono de sus pobladores.
- Desarrollar un gran programa de Miniriego, para regar pequeñas superficies, incluso aquellas inferiores a 5 Has., debido a la gran irregularidd topográfica de la

provincia que cuenta con reducidas superficies planas o valles.

- En cuanto al proceso mismo de ejecución de la presa se realizarán unas ligeras recomendaciones:

Toda el área que va a ocupar el terraplén de la presa, o las porciones, según se ordene, deben despalmarse a suficiente profundidad para eliminar todos los materiales que no son aprovechables, según lo determine la autoridad contratante, para la cimentación del terraplén de la presa. Los materiales no aprovechables que se tienen que quitar incluyen a toda la tierra vegetal incluyendo tocones y raíces, y todos los demás materiales putrescibles y perjudiciales.

Los alineamientos y las dimensiones de las secciones transversales de proyecto quedarán sujetas a cambios que sean necesarios según la autoridad contratante, para adaptar las cimentaciones a las condiciones expuestas por las excavaciones. El afinamiento exacto de los taludes de las excavaciones no será necesario, pero éstas deberán ajustarse con la mayor precisión posible a las líneas y niveles establecidos. La excavación en roca, será realizada según lo ordene la autoridad contratante.

"La ejecución del relleno del núcleo de arcilla en contacto con la roca de fundación debe hacerse en forma muy cuidadosa. La primera capa con un espesor de 10 a 15 cm., lleva el nombre de arcilla de contacto y se

ejecuta después de que el terreno de fundación ha sido preparado para esto, o sea después de que se han realizado las excavaciones determinadas en forma aproximada en el estudio. En la capa de contacto se utiliza una arcilla fina y plástica, por lo general a esta primera capa el dispersamiento se hace manual por toda la superficie y debe ser conducida de tal manera que el recubrimiento se realice gradualmente de abajo hacia arriba. Todas las desnivelaciones pequeñas van a ser rellenas con arcilla de la misma calidad. La humedad de la arcilla de contacto a la colocación en obra se recomienda sea más grande que la arcilla corriente a ser utilizada en el núcleo. La compactación de la primera capa se hace por lo general con pisonés mecánicos vibrantes con un peso mínimo de 30 kgf.

Después que la superficie del terreno de fundación ha sido cubierta con la primera capa de arcilla de contacto, se continúa con la capa de arcilla de tránsito o arcilla de paso. El grosor de la capa de arcilla de paso es de 50 cm., las cualidades que debe cumplir esta arcilla son las mismas que la arcilla de contacto, y el dispersamiento se lo hace ya sea manual o con buldoser. La colocación se hace en capas de 15 cm. de grosor, antes de la compactación. La compactación se hace con el mismo equipo utilizado en la arcilla de contacto. Las operaciones de cargado, transporte, descargado y dispersamiento, de las demás capas del núcleo, se conducirán de tal manera que se evite el segregamiento del material que se obtenga dentro del marco de la misma

capa una repartición homogénea del material. Para la uniformización de humedad de la misma capa, para la homogenización del material y para asegurar la unión con la nueva capa, la capa precedente se escarifica mecánicamente con una profundidad igual de 5 cm., la escarificación se ejecuta paralelo con el eje de la presa de un estribo hacia el otro". [21]. El espesor de las capas del núcleo deberán ser de 15 cm. La humedad será aproximadamente igual a la humedad óptima de laboratorio obtenida con la prueba de Proctor (no menor al 95%). La compactación se realizará con rodillos pata de cabra, dadas sus excelentes condiciones para compactar este tipo de suelos finos.

Para tratar áreas reducidas de acceso difícil, como las zonas próximas a los empotramientos debe usarse compactadores manuales o mecánicos. La compactación de la arcilla en la zona de contacto con tubería, debe hacerse con equipos livianos de compactación, como son las denominadas "ranas", hasta una altura de 2 a 3 veces el diámetro de la tubería y después se pasará los equipos de compactación utilizados en el núcleo. En nuestro caso de acuerdo al tipo de la tubería (A-C) se recomienda pasar el equipo pesado de compactación a partir de 2.50 m. de relleno sobre la clave de tubería.

En general el núcleo se alza una vez con las zonas de filtro y las zonas de transición, en cualquier caso el núcleo no se va a alzar con mucho más de 2m., con relación a la cota adyacente a la cual han llegado los rellenos del enrocamiento.

Durante la construcción se debe hacer cumplir exactamente el número de pasadas y la velocidad del rodillo, para obtener la densidad deseada dentro de los límites permitidos.

El talud aguas arriba de las presas de tierra deben protegerse contra el oleaje y las aguas lluvias. Según el Bureau of Reclamation, la experiencia ha demostrado que en la mayoría de los casos, el enrocamiento colocado al volteo constituye el mejor tipo de protección del talud aguas arriba al costo mínimo razón por la cual se lo recomienda para el presente caso. El espesor de este enrocado no debe ser menor de 35 cm, y se coloca sobre un filtro convenientemente graduado pudiendo ser inicialmente con una capa de arena gruesa, después material como gravilla y ripio y luego enrocado. Los taludes de aguas abajo de las presas homogéneas deben protegerse contra la erosión por el viento y el escurrimiento pluvial con una capa de roca, cantos o pasto; pero debido a la incertidumbre para obtener una protección adecuada con cubiertas vegetales en muchos emplazamientos, especialmente en las zonas áridas, se prefiere la protección con cantos o roca, las cpas de 25 cm. de espesor, generalmente proporcionan suficiente protección.

La corona de la presa se debe cubrir con algún tipo de protección contra los daños por las salpicaduras y rocciones de las olas, los escurrimientos de las lluvias y el viento, y del desgaste y destrucción por el tránsito, cuando la cresta se usa como camino. El

tratamiento usual consiste en colocar una capa de roca fina seleccionada o de material gravoso con un espesor mínimo de 10 cm. Generalmente, se le da contraflecha a las presas de tierra a lo largo de la corona para asegurarse de que no disminuirá el borde libre por los asentamientos de la cimentación o por la consolidación del terraplén. La selección de la magnitud de la contraflecha es necesariamente arbitraria, basada en la magnitud del asentamiento de la cimentación y la consolidación del terraplén esperada para cada presa, con la idea que después del asentamiento y la consolidación todavía queda una contraflecha residual. Para las presas sobre cimentaciones relativamente incomprensibles, como el presente caso, se acostumbra según el Bureau of Reclamation, dar de contraflecha el 1% de la altura.

- Un aspecto importantísimo y quizás determinante en un proyecto es lo referente a la viabilidad económica del mismo. Es decir encontrar una justificación económica a la altura de la presa y a las áreas regadas. O dicho en otras palabras encontrar la mejor relación beneficio-costos. No se podría hablar de una altura económica de la presa, máximo si tomamos en cuenta que en la provincia de Loja, casi, ningún proyecto de riego es rentable, en el sentido de que el Estado reciba beneficios directos, lo que se trata es de lograr el desarrollo económico de regiones que crea a su vez una superestructura, de actividades con la implantación de riego.

ANEXOS



REPUBLICA DEL ECUADOR

SUBCOMISION ECUATORIANA

DIRECCION EJECUTIVA

AVENIDA PAQUISHA (SECTOR NORTE) — TEL.: 960784; 962090; 962091 — CASILLA 373 — TELEX 4136 — LOJA

Anexo N° 1

Mem. N° 379 DRR-87

PARA : JEFE DEL PROYECTO DE GEOGRAFIA ENERGETICA
DE : Ing. Carlomagno Chamba T.
ASUNTO : Informe de comisión al Tablón
FECHA : Loja, marzo 26 de 1987

Por medio del presente, pongo a su conocimiento el informe de la comisión de Servicios realizado al sitio el Tablón, en el cantón Calvas de la provincia de Loja.

Esta comisión estuvo integrada por el señor egresado de Ingeniería Civil Carlos Chuquihuanca y por el suscrito; la misma que se la llevo a cabo durante los días 9, 10, y 11 del presente mes.

En primer lugar se realizó el reconocimiento geológico general de la zona, poniendo mayor énfasis en el sitio donde irá ubicado el cierre del reservorio de agua. Geológicamente el sitio de estudio se encuentra en la Formación Sacapalca constituida por rocas andesíticas, lavas y proclastos interestratificados. Las lavas son de composición andesítica y dacítica con textura porfirítica de color café, marrón y gris. Para su descripción se han realizado 4 calicatas las mismas que nos permiten indicar las siguientes características.

0-0.50 m. Capa vegetal color café oscuro,
0.50 - 0.80 m. Arcillas cafés oscuras de composición plástica
0.80 - 1.30 m. Andesita alterada de grano grueso a medio de color café claro, apariencia de cascajo.
1.30 - 2.00 m. Andesita ligeramente alterada, poco fracturada.

A mayor profundidad de 2 m. se encontrará la roca fresca, pero esta puede ser comprobada con perforaciones a rotación, ya que con calicatas es imposible describir la roca debido a que la roca no permite el paso de herramientas manuales como son pico y barretas.

Estructuralmente el sitio de la presa se ubica en el flanco N del sinclinal, los llanos cuya dirección del eje es NNW - SSE, presentando una superficie estructural suave. Este sitio se caracteriza por ser un área poco disturbada, no existen fallas, de alto ni medio rango.

El fracturamiento en el sitio de presa no tiene dirección definida, ocurre en diferentes rumbos, observándose que las aberturas llegan hasta 5 mm. rellenas con material arcilloso y vegetal.



REPUBLICA DEL ECUADOR

SUBCOMISION ECUATORIANA

DIRECCION EJECUTIVA

AVENIDA FAQUISHA (SECTOR NORTE) — TEL.: 960784; 962090; 962091 — CASILLA 373 — TELEX 4136 — LOJA

.../ 2.

Mem. N° 379

Además se localizarón bancos de arcilla, la misma que servirá como material de préstamo impermeabilizable en el núcleo del reservorio, esta ha sido ubicada en dos sitios:

- El Ingenio a unos 15 Km. del sitio de represa, en el costado E de la carretera Lucero-Amaluza, se encuentra arcilla color café oscuro con buena plasticidad, se calculan aproximadamente unos 10.000 M³.
- Tierras Coloradas a unos 20 Km del sitio de represa, ubicada entre la carretera Gonzanamá-Cariamanga, antes de llegar a la cabecera cantonal Cariamanga, se encuentra arcilla de color rojiza con buena plasticidad, se calculan aproximadamente 40.000 m³.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- El sitio de represa se encuentra sobre una andesita ligeramente en la parte superior y bajo los 2 m. se encuentra roca fresca, bien compacta.
- Desde el punto de vista geológico no existe problema alguno para ubicar el cierre de la represa en este lugar.
- Se recomienda despojar el material vegetal y arcilloso de la parte superior para evitar la sedimentación de estos materiales en el reservorio.
- Analizar en los laboratorios de Mecánica de Suelos las muestras de arcillas tomadas, para obtener las propiedades físico-mecánicas de las mismas.
- Si es posible, realizar dos perforaciones pequeñas para obtener muestras de roca fresca y tratar de realizar pruebas de permeabilidad en el sitio de cierre de la misma.

Particular que pongo en su conocimiento para los fines consiguientes,

Muy Atentamente,

Ing. Carlomagno Chamba

c.c. Archivo general
CCH/rch.

ANEXO Nº 2

CARACTERISTICAS TECNICAS DE LA ROCA DE CIMENTACION

Ante la imposibilidad de poder disponer de los equipos necesarios para realizar el análisis de la Roca Andesita, detectada en el sitio de cimentación del terraplén, se ha procedido a adoptar valores característicos para esta clase de rocas, para lo cual se ha contado con la colaboración de los Técnicos del Departamento de Geología de la Subcomisión Ecuatoriana, y tomando en consideración el tipo de Roca (ígneas, de grano fino, compacta), sus propiedades geológicas determinadas superficialmente y de las cartas geológicas de la zona en estudio.

PROPIEDADES DE ROCAS

Tabla A

Tipos de Rocas	Peso Volumétrico 3 γ (kg/m)	Angulo de Rozamiento interno	Cohesión C (Kg/cm ²)
Rocas Frágiles	1950	45°	40,00
Rocas Sólidas	2400	45°	80,00

Fuente: "Mecánica de Rocas". I.M.PANIN.

Universidad Patricio Lumumba. Moscú. 1983

RESISTENCIA A COMPRESION DE ROCAS

Tabla B.

DESCRIPCION	RESISTENCIA A COMPRESION SIN CONFINAR (Kg/cm ²)	ENSAYO DE CAMPO
Muy Dura	1400 o más	Se dificulta romperla con el pico en trozos de 10 cm
Dura	560 - 1400	Se rompe en trozos de 10 cm con un golpe de martillo.
Blanda	175 - 560	Se puede raspar o dentellar ligeramente con la punta del pico
Muy Blanda	70 - 175	Se desmenuza con el pico, se raspa fácilmente con la cuchilla

De la tabla A se han adoptado los valores para Rocas Sólidas.

De la tabla B se han adoptado el valor medio del rango recomendado para rocas Duras, 980 Kg/cm². Luego la resistencia de trabajo, adoptando un factor de seguridad (fs) de 20 es: $(980 \text{ Kg/cm}^2 / 20) = 49 \text{ Kg/cm}^2$.

ANEXO N°3

AFOROS REALIZADOS A LA QUEBRADA ARRAYAN

Nº 1:

Fecha: 30 de Agosto de 1986

Método Volumétrico

Nº	Tiempo	Volumen	Caudal
1	15 seg.	18.824 lits.	1.255 lit/seg.
2	15 seg.	18.824 lits.	1.255 lit/seg.
3	16 seg.	18.824 lits.	1.277 lit/seg.
4	16 seg.	18.824 lits.	1.177 lit/seg.
5	16 seg.	18.824 lits.	1.177 lit/seg.
T=15.6 seg		V=18.824 lits.	Q=1.207 lit/seg.

Nº 2:

Fecha: 28 de Septiembre de 1986

Método: Volumétrico.

Nº	Tiempo	Volumen	Caudal
1	20.00 seg.	48.065 lits.	2.40 lit/seg.
2	17.15 seg.	48.065 lits.	2.80 lit/seg.
3	19.05 seg.	48.065 lits.	2.50 lit/seg.
4	19.50 seg.	48.065 lits.	2.46 lit/seg.
5	20.10 seg.	48.065 lits.	2.39 lit/seg.
T=19.16seg.		V=48,065 lits.	Q= 2.50 lit/seg.

Nº. 3:

Fecha: 20 Octubre de 1986

Método: Volumétrico

Nº	Tiempo	Volumen	Caudal
1	60 seg.	138.25 lits.	2.304 lit/seg.
2	60 seg.	142.50 lits.	2.375 lit/seg.
3	60 seg.	145.30 lits.	2.422 lit/seg.
4	60 seg.	152.35 lits.	2.539 lit/seg.
5	60 seg.	149.54 lits.	2.492 lit/seg.
T= 60 seg.		V=145,588 lits.	Q=2.426 lit/seg.

N.B. Cuando de antemano se conoce el volumen del recipiente, el tiempo es la variable.

Cuando no se conoce inicialmente el volumen del recipiente, el tiempo es constante.

ANEXO Nº 4

DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA CONDUCCION DE LA OBRA DE TOMA DEL
EMBALSE

Para calcular las cargas de tierra y de tráfico, se utilizan las teorías de Martson, Wetzork y Boussinesq-Holl-Newmark desarrolladas y adoptadas a tuberías de Asbesto Cemento, experimentalmente. (Norma ISO - 2875 de 1975)

1. PRESION INTERNA: P

1

1.a. Estática. 13m de H O = 1.30Kg/cm² = 1.3 atmósferas.

2

1.b. Golpe de Ariete. Adoptando que el tiempo más critico de cierre es de 0.24 seg. (recomendado), se obtiene una sobrecarga de 84 m. de H O, según
Michaund. (84 m. H O = 8.4 Kg/cm² = 8.4 atm.)

2

Luego: Presión Interna = Estática+Golpe de Arriete

$$= 1.3 + 8.4 = 9.7 \text{ atm.}$$

$$= 9.7 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (P)}$$

1

2. CARGAS EXTERNAS (DE APLASTAMIENTO): W

2.a. Por Relleno: Wt

$$Wt = \frac{e \cdot (2\alpha \cdot H/D \cdot \text{tg} P) - 1}{2\alpha \cdot \text{tg} P} \cdot \gamma \cdot D^2$$

$$\gamma_{\text{arcilla}} \approx 2000 \text{ Kg/m}^3$$

$$P = \phi = 25^\circ$$

$$H = 13 \text{ m.}$$

$$B = 0.60 \text{ m (ancho de zanja)}$$

Luego: Carga Total por Aplastamiento: $W_a = W_t + W_v$

$$= 325 + 137 = 498 \text{ Kg/ml}$$

3. COMPARACION DE LA RESISTENCIA DE LA TUBERIA:

Características de la tubería: adoptando tubería de
Asbesto Cemento, clase 25.

$d = 100 \text{ mm} \Rightarrow$ de las tablas de TUBASEC:

$e = 11,5 \text{ mm.}$ (espesor del tubo)

$D = 123 \text{ mm.}$ (diámetro exterior)

$\varphi = 50 \text{ Kg/cm}^2$. (Presión interna mínima en máquina)

$W = 12,5 \text{ Tm/m} = 12.500 \text{ Kg/m.}$ (Carga mínima de rotura
por aplastamiento en máquina).

a.1. Cálculo de la Presión Hidráulica Interna:

$$\sigma_p \geq 200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_p = \frac{\varphi d}{2l} = \frac{(50)(10)}{2(1,15)} = 217,39 \geq 200 \text{ Kg/cm}^2$$

a.2. Cálculo a Flexión Transversal (Aplastamiento):

$$\sigma_a \geq 450 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_p = \frac{3 w (d + e)}{\pi b e^2} = \frac{3(12500)(10 + 1,15)}{\pi (100) (1,15)^2} =$$

$$= 1.006,38 > 450 \text{ Kg/cm}^2$$

4. CALCULO DE LOS COEFICIENTES DE SEGURIDAD:

4.a. Cálculo del Coeficiente de Seguridad a Presión respecto al garantizado de Rotura en Máquina (P)

$$C_p = \frac{P}{P_1} = \frac{50 \text{ Kg/cm}^2}{9.7 \text{ Kg/cm}^2} = 5.15 ; P = \text{Presión interna máxima de trabajo obtenida de los cálculos hidráulicos (1).}$$

4.b. Cálculo del Coeficiente de Seguridad al aplastamiento respecto al garantizado de rotura en máquina de ensayo a aplastamiento (Ca).

$$C_a = \frac{WK}{W_a} = \frac{(12.500 \text{ Kg/m.}) (1.7)}{498 \text{ Kg/m}} = 42.67;$$

K = factor de carga que permite comparar las cargas verticales sobre la tubería en la zanja, con las cargas equivalentes en máquinas (combinadas).

K = 1.7 (para condiciones más desfavorables).

4.c. Cálculo del Coeficiente de Seguridad a Presión respecto a la rotura por efectos combinados en obra (C).

El coeficiente C, nos permitirá calcular cuánto podría aumentarse aún la presión, sin modificar las condiciones de aplastamiento de la instalación de la tubería.

$$C_1 = C_p \left[1 - \left(\frac{1}{C_a} \right)^2 \right] =$$

$$5.15 \left[1 - \left(\frac{1}{42.67} \right)^2 \right] = 5.15 > 2 \text{ (correcto: } 42.67 \text{)}$$

4.d. Cálculo del Coeficiente de seguridad o aplastamiento respecto a la rotura por efectos combinados en obra (C₂)

$$C_2 = C_a \left[1 - \frac{1}{C_p} \right]^{\frac{1}{2}} =$$

$$42.67 \left[1 - \frac{1}{5.15} \right]^{\frac{1}{2}} = 38.30 > 2 \text{ (Correcto: } 5.15 \text{)}$$

CONCLUSION: La tubería de Asbesto Cemento, Clase 25 ($\phi = 100$ mm; $e = 11,5$ mm) cumple condiciones de seguridad: para la carga hidráulica de $9,7 \text{ Kg/cm}^2$ ($9,7$ atmósferas ≈ 97 m de H₂O), con un relleno arcilloso de 13 m., y con una carga de tráfico de 30 Toneladas. (equipo pesado de compactación) que puede actuar a partir de los $2,50$ m sobre la clave de tubería. (Adicionalmente se utilizará Unión Reka dada sus condiciones de estanqueidad, flexibilidad, y su economía).

TABLA N° 1

SI	H:	$\frac{H_1}{8}$	$\frac{2H_1}{8}$	$\frac{3H_1}{8}$	$0.5H_1$	$\frac{5H_1}{8}$	$\frac{6H_1}{8}$	$\frac{7H_1}{8}$	H_1
	$2\alpha =$	0.70	0.70	0.55	0.45	0.30	0.15	0.07	0

SI	H:	$\frac{9H_1}{8}$	$\frac{10H_1}{8}$	$\frac{11H_1}{8}$	$1.5H_1$	$\frac{13H_1}{8}$	$\frac{14H_1}{8}$	$\frac{15H_1}{8}$	$2H_1$	$\frac{17H_1}{8}$	$\frac{18H_1}{8}$	$\frac{19H_1}{8}$	$2.5H_1$
	$2\alpha =$	-0.07	-0.09	-0.12	-0.14	-0.16	-0.18	-0.20	-0.21	-0.22	-0.23	-0.24	-0.25

Para $H > 2.5 H_1$; $2\alpha = -0.25$

$H < \frac{H_1}{8}$; $2\alpha = 0.70$

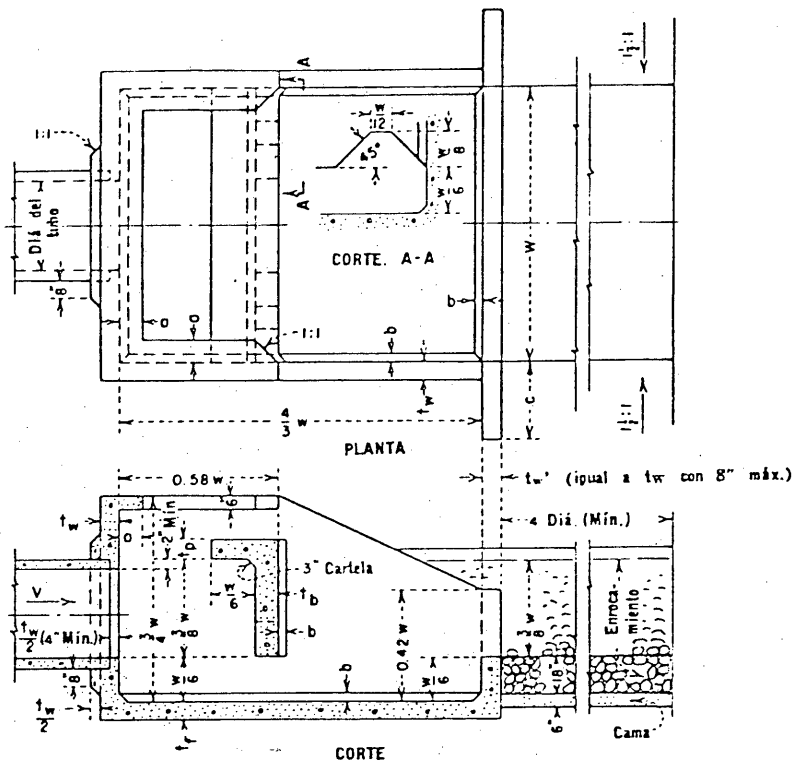
$H = H_1$; $W_1 = T.H_1.D$

TABLA N°2
T R A F I C O

Comión de 60, 30 y 12 T.

H (m)	$P_v \quad \frac{kg}{m^2}$			H (m)	$P_v \quad \frac{kg}{m^2}$		
	60 T.	30 T.	12 T.		60 T.	30 T.	12 T.
0.50	13831.58	7217.11	6519.93	5.00	256.92	128.93	164.35
0.60	10159.66	5731.04	4672.88	5.10	230.46	115.70	154.67
0.70	8206.19	4401.73	3506.08	5.20	805.90	403.42	154.96
0.80	6663.53	3517.42	2727.58	5.30	781.33	391.14	151.16
0.90	5574.20	2908.03	2185.28	5.40	757.73	379.80	146.46
1.00	4788.14	2476.27	1794.14	5.50	735.98	368.46	142.66
1.10	4207.10	2161.66	1503.15	5.60	714.25	357.13	137.94
1.20	3767.78	1925.46	1282.07	5.70	693.47	346.73	134.16
1.30	3429.55	1745.95	1110.12	5.80	673.63	337.29	130.38
1.40	3161.23	1604.24	975.01	5.90	654.73	327.84	127.55
1.50	2943.93	1489.92	866.36	6.00	636.78	318.39	123.76
1.60	2764.43	1396.38	777.55	6.10	618.83	309.89	119.98
1.70	2573.58	1317.02	703.86	6.20	602.77	301.38	117.15
1.80	2479.10	1249.00	642.45	6.30	585.76	292.88	114.32
1.90	2370.45	1188.53	590.49	6.40	570.65	285.32	111.48
2.00	2316.60	1156.41	546.08	6.50	555.53	277.76	108.65
2.10	2258.97	1129.01	512.07	6.60	541.36	270.21	105.81
2.20	2198.50	1098.78	488.45	6.70	527.19	263.59	102.98
2.30	2135.20	1067.60	465.77	6.80	513.02	256.98	100.14
2.40	2070.96	1036.42	445.00	6.90	500.73	250.36	98.26
2.50	2006.71	1004.30	424.21	7.00	488.45	243.75	95.42
2.60	1941.52	972.18	405.31	7.10	476.17	238.08	93.53
2.70	1878.22	940.06	387.36	7.20	463.89	232.42	90.70
2.80	1814.92	908.88	370.35	7.30	453.49	226.75	88.81
2.90	1753.51	877.76	354.29	7.40	442.16	221.08	86.92
3.00	1693.04	847.47	338.23	7.50	431.76	216.35	85.03
3.10	1634.47	818.18	324.06	7.60	421.37	210.68	83.14
3.20	1577.78	789.83	310.83	7.70	411.92	205.96	81.25
3.30	1522.98	762.44	298.55	7.80	402.48	201.24	79.36
3.40	1470.08	735.95	286.27	7.90	393.03	196.51	77.47
3.50	1419.06	710.47	274.93	8.00	384.52	191.79	75.58
3.60	1369.93	685.91	264.54	8.10	376.02	188.01	73.69
3.70	1322.69	662.29	254.15	8.20	367.52	184.23	72.75
3.80	1277.34	639.62	244.70	8.30	359.02	179.51	70.86
3.90	1233.88	617.89	235.22	8.40	351.46	175.73	68.97
4.00	1191.37	596.16	226.75	8.50	343.90	171.95	68.02
4.10	1151.69	576.32	219.19	8.60	336.34	168.17	66.13
4.20	1112.93	557.42	211.63	8.70	329.73	165.34	65.19
4.30	1074.10	538.52	204.07	8.80	323.11	161.56	63.30
4.40	1040.20	520.57	196.40	8.90	316.50	157.78	62.35
4.50	1004.15	503.57	191.79	9.00	309.89	154.94	61.41
4.60	974.07	487.51	186.12	9.10	303.27	152.11	59.52
4.70	942.84	472.39	180.45	9.20	297.61	148.33	58.57
4.80	912.61	457.22	175.00	9.30	291.00	145.50	57.63
4.90	884.32	443.10	170.04	9.40	285.32	142.66	56.69
5.00	856.62	428.97	164.35	9.50	279.65	139.83	55.74
				9.60	274.93	137.07	53.85
				9.70	269.26	135.10	52.91
				9.80	264.54	132.27	51.96
				9.90	259.87	129.43	51.02
				10.00	254.15	127.54	50.07

Anexo N°5



Q	a	b	c	t _w	t _f	t _b	t _p
100	9"	3"	3'-0"	8"	8"	9"	8"
200	12"	4"	3'-0"	10"	11"	10"	8"
300	14"	6"	3'-0"	12"	12"	12"	8"
400	16"	6"	3'-0"	12"	13"	12"	8"

El espesor mínimo del concreto que se aconseja es 6" - 15 cm

DIMENSIONES QUE SE ACONSEJAN PARA LA ESTRUCTURA DE CONCRETO

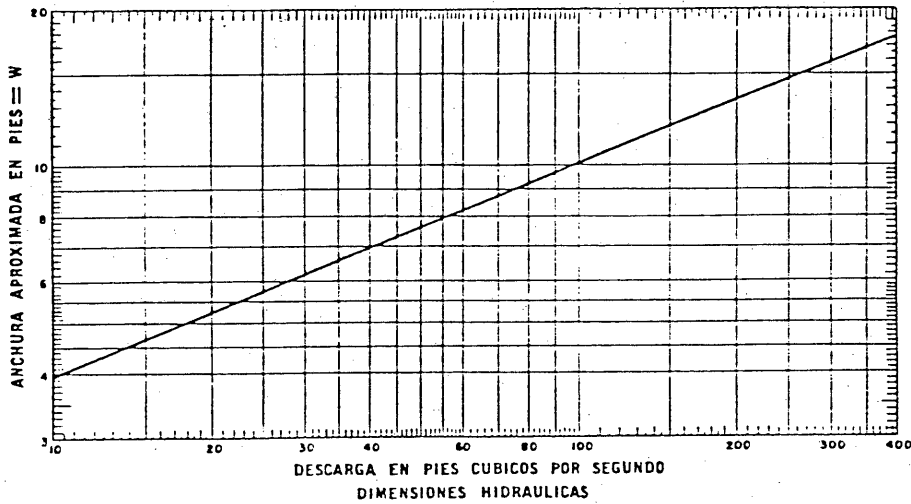
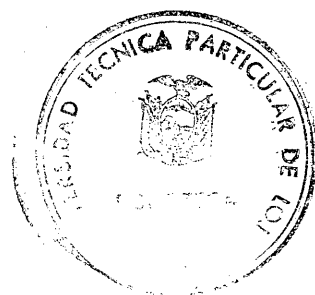


FIG. 1 . Procedimiento para determinar las dimensiones de los estanques amortiguadores del tipo de impacto

ANEXO Nº 6

PLANDS



BIBLIOGRAFIA

1. Apuntes de Conferencias sobre Hidrología. Cleve M. Milligan.
Mérida, Venezuela.
2. Hidrología para Ingenieros. Linsley - Ray.
Bogotá - 1976
3. Manual de Hidrología. Rafael Heras.
Madrid - 1976
4. Anuarios Meteorológicos. INAMHI.
5. Proyecto Guano. González Rafael.
U. Central Quito - 1981
6. Proyecto El Ingenio. Segunda Parte.
U. Nacional Loja - 1982
7. Introducción a la Mecánica de Suelos y Cimentaciones.
Sowers, México - 1983
8. Manual Visualizado de Ensayos de Mecánica de Suelos. J. Mendoza. U. Católica Quito - 1980
9. Manual de Tierras. Bureau of Reclamation.
USA - 1980.
10. La Técnica del Riego. INHERI - IRYDA - MAG.
Quito - 1978.
11. Diseño Hidráulico. Sviatoslav Krochin.
12. Diseño de Presas Pequeñas. Bureau of Reclamation.
USA - 1983
13. Propiedades Geofísicas de los Suelos. Joseph Bowles.
Bogotá - 1982.
14. Proyecto de Riego LINUMA. Campoverde, Guamán.
U. Técnica Loja - 1987
15. Obras Hidráulicas. J. Zurita
España - 1978
16. Hidráulica. S. Trueba Coronel.
México - 1976
17. Catálogo Comercial de Plastigama. Tuberías y Accesorios.
18. Mecánica de Rocas. I.M. Panin

Moscu - 1 983

19. Fundatti si Procedes de Fundare. Iacint Manoliu.
Bucuresti - 1977
20. Constructii Hidrotehnice. Vol.I. Radu Priscu.
Bucuresti - 1974
21. Baraje din Materiale Locale. Mihai Bala
Bucuresti - 1977
22. Metodologia de Presupuestación y Control de Obras
Públicas. Contraloría General del Estado. Quito -
1987.

ooo00ooo