

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA**  
**FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL**



**CONTROL DE INUNDACIONES DE LA CIUDAD**  
**DE TUMBES ( QUEBRADA LOS TUMPIS )**

**TESIS**

**Para optar el Título Profesional de**  
**INGENIERO CIVIL**

**ARTURO RICHARD BERNARDO MEZA**

*Promoción 1982 – 2*

Lima Perú

1989

## INDICE

I	Objetivo de la tesis	2 - 2
II	Estudios	5 - 5
	2.1 Estudio topográfico	5 - 6
	2.2 Estudio geológico y de mecánica de suelos	6 - 34
	2.3 Estudio hidrológico	35 - 57
	2.4 Estudio de alternativas y elección de la solución óptima	58 - 75
3	Obras Civiles	76 - 76
	3.1 Cálculos hidráulicos	76 - 164
	3.2 Análisis de estabilidad de taludes	165 - 169
	3.3 Diseños especiales	170 - 241
	3.4 Procedimiento de construcción	242 - 247
III	Metrados	248 - 249
IV	Análisis de Costos	250 - 290
V	Presupuesto de obra	291 - 298
VI	Conclusiones y Recomendaciones	299 - 300
	Relación de planos	301 - 302
	Bibliografía básica	303 - 303

## SUMARIO

La tesis de Grado que se presenta con el título de Control de Inundaciones de la Ciudad de Tumbes (Quebrada-Los Tumpis) expone los estudios básicos y procedimientos de diseño para seis alternativas de evacuación de las -aguas provenientes de las precipitaciones pluviales en la Cuenca Los Tumpis, ubicada en la parte alta de la ciudad de Tumbes.

La Tesis de Grado presenta dos volúmenes que contienen:

### Volumen N<sup>o</sup> 1

Este volumen comprende los capítulos siguientes:

CAP. I : Objetivo de la Tesis

CAP. II : Estudios

CAP. III: Metrados

CAP. IV : Analisis de Costos

CAP. V : Presupuesto de Obras

CAP. VI : Conclusiones y recomendaciones

### Volumen N<sup>o</sup> 2

En este volumen se presenta la relación de Planos (18 en total).

## INTRODUCCION

Con el propósito de dar cumplimiento a uno de los requisitos para optar el título de Ingeniero Civil de la Universidad Nacional de Ingeniería se ha elaborado esta tesis de grado bajo el título de: "Control de Inundaciones de la Ciudad de Tumbes" (Quebrada Los Tumpis).

Los Capítulos siguientes contienen un estudio detallado de Topografía, Geología, Mecánica de Suelos, Hidrología, que nos permitirán desarrollar alternativas para la evacuación de las aguas provenientes de las precipitaciones pluviales en la Cuenca Los Tumpis, y seleccionar la alternativa más favorable. Asimismo en el siguiente proyecto, se exponer los cálculos hidráulicos, cálculo de estabilidad de taludes, diseños especiales, procedimiento constructivo, metrados, análisis de costos, presupuesto de obra, de las alternativas presentadas.



## CAPITULO I

Objetivo de la Tesis:

La tesis tiene por objeto desarrollar y exponer los trabajos necesarios para el control de la cuenca Los Tumpis, ubicada en la parte baja de la Ciudad de Tumbes, ello permitirá evacuar las aguas provenientes de las precipitaciones pluviales, especialmente en los meses de verano, (enero, febrero, marzo, abril), y los años de superabundancia de lluvias (como el ocurrido en el año de 1,983) a lugares inhóspitos, situados fuera de la ciudad.

Este proyecto formaba parte de los trabajos de rehabilitación de la Ciudad de Tumbes, afectada en 1,983 por las torrenciales lluvias, que ocasionaron grandes destrozos en las viviendas, carreteras, zonas agrícolas, pérdida de vidas y económica, ello debido a la incidencia de la Corriente del Niño.

En el año de 1,983, SENAMHI informó que el 15 de abril las precipitaciones pluviales alcanzaron los 1,295 mm de lo que va al año, siendo lo normal 141.1 mm.

## **Descripción General de la Zona del Proyecto**

Este proyecto se desarrolla en la cuenca Los Tumpis a una altitud de 25 m.s.n.m. y en la calle Los Tumpis en la misma ciudad de Tumbes.

La calle Los Tumpis forma parte de la red vial de la ciudad y comunica el pueblo joven "El Pacífico" con el resto de ésta.

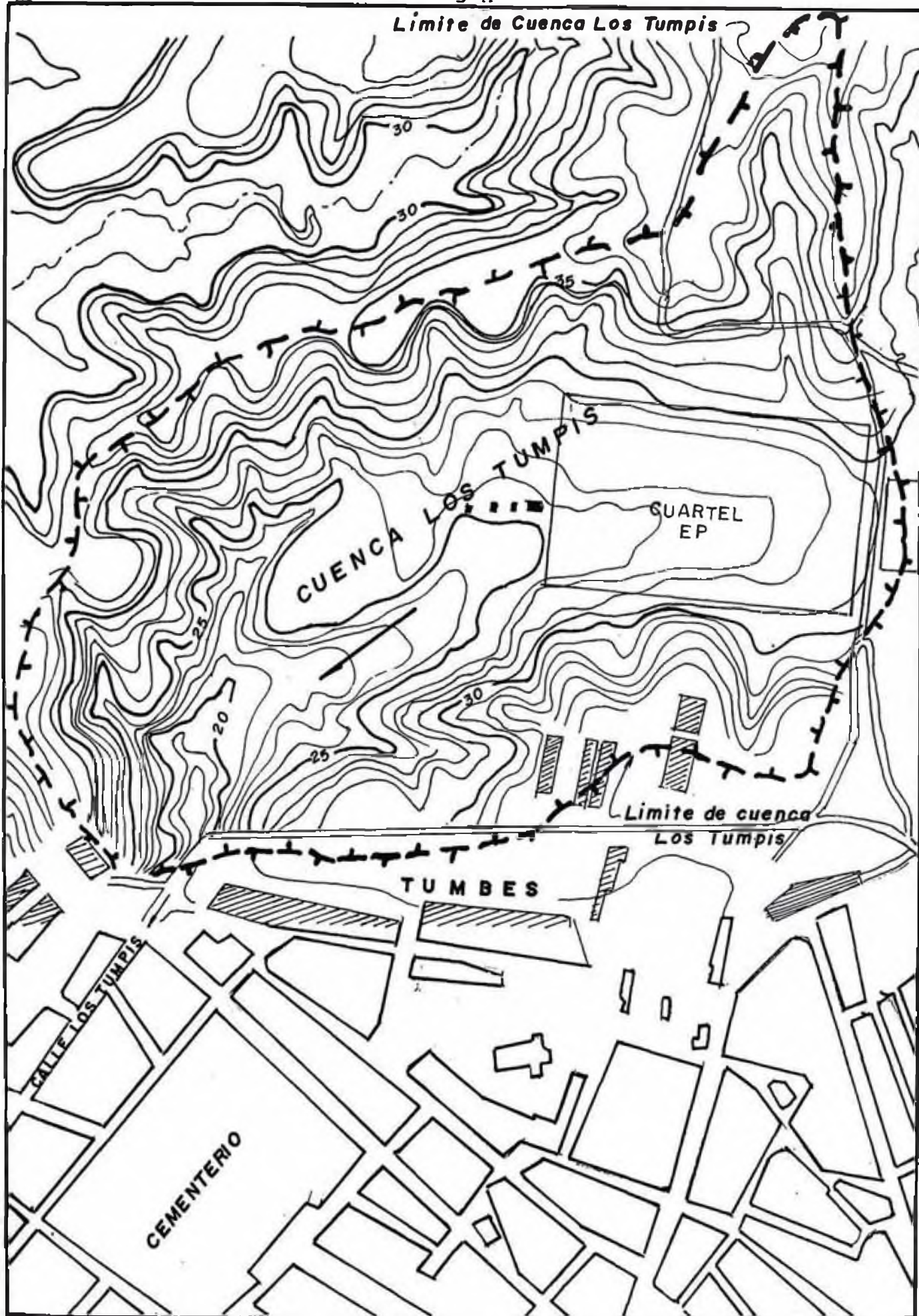
### **Ubicación (ver lámina nº 1)**

La cuenca Los Tumpis está ubicada al norte de la plaza de armas de la ciudad de Tumbes, distante 800 m de la Carretera Panamericana (Av. Teniente Vásquez). En la parte superior se ubica el pueblo joven "El Pacífico", que tiene una población de 2,500 habitantes, siendo la calle Los Tumpis su principal vía de acceso a la Av. Panamericana.

### **Clima.**

La ciudad de Tumbes presenta características climatológicas diferentes al resto de la costa peruana, principalmente lo referente a precipitaciones pluviales. Ello se debe en parte a la menor altura de la cordillera de los Andes, a su cercanía a la línea ecuatorial y a la influencia de la Corriente del Niño.

Limite de Cuenca Los Tumpis



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA PROGRAMA ACADEMICO DE INGENIERIA CIVIL	TESIS PROFESIONAL DE ING. CIVIL	ESCALA : 1: 200,000
	PROYECTO: CONTROL DE INUNDACIONES-TUMBES	FECHA : FEB. 88
	UBICACION, CUENCA LOS TUMPIS	LAMINA N° 1



El clima de Tumbes es tropical, caracterizado por el alto calor y humedad (85%). Su temperatura máxima alcanza los 35.5°C en febrero y su temperatura mínima de 15.5°C en julio, siendo la temperatura media de 24.3°C.

Los vientos predominantes son los alisios, que soplan del sudeste durante la mayor parte del año con una velocidad promedio de 2.5 m/s siendo por lo general vientos suaves.

Durante los meses de verano, particularmente en febrero y marzo, los vientos alisios son frecuentemente reemplazados por vientos que soplan del noreste, norte o noroeste.

Arturo Rocha Ingenieros Asociados S.A. (agosto-84), en su informe hidrológico de Tumbes, describe que han ocurrido en el NW peruano lluvias torrenciales, truenos, relámpagos y fuertes vientos durante los años de 1863, 1864, 1894, 1914, 1925, 1926, 1932, 1939, 1946, 1953, 1964, 1972, 1977, 1978 y 1983.

### **Topografía**

La topografía de la zona en donde se va a desarrollar este proyecto tiene una pendiente fuerte, especialmente en donde van a estar ubicadas las obras civiles. Las cotas fluctúan de 25 m.s.n.m a 3 m.s.n.m, advirtiéndose una serie de quebradas y ondulaciones del terreno.

## CAPITULO II

ESTUDIOS

## Información Básica

## 2.10 Estudio topográfico

La cuenca de Los Tumpis tiene un área aproximada de 0.425 km<sup>2</sup>, con una superficie de escasa vegetación. Los cerros circundantes a esta cuenca tienen quebradas pequeñas que van formando el cauce de un pequeño riachuelo cuyo drenaje es la actual calle Los Tumpis (ver lámina 1).

La información topográfica disponible es la siguiente:

- Un levantamiento topográfico (para el cálculo del área de la cuenca) con curvas de nivel equidistantes 1 metro a escala 1:5,000 de la cuenca.
- Un levantamiento topográfico con curvas de nivel equidistantes 1 metro a escala 1:2,000 de la zona que bordea la cuenca para efectuar las alternativas de evacuación de las zonas pluviales.

La primera información fue obtenida de la oficina de catastro del Ministerio de Agricultura; mientras que la segunda fue efectuada por la compañía consultora Arturo Rocha Ingenieros Asociados S.A. para el Programa de Rehabilitación y Reconstrucción del Departamento de Tumbes, ejecutados por la

Corporación Departamental de desarrollo de Tumbes  
en el año de 1985.

## 2.20 Estudio de la geología y de la mecánica de suelos

### A) Geología del departamento

El aspecto general de la geomorfología del departamento de Tumbes está vinculado estrechamente con la estructuración geotectónica de su subsuelo, que se ha desarrollado principalmente durante el terciario y el pleistoceno.

Desde Tumbes a Zarumilla se extiende una gran llanura, de altura variable, siendo de aproximadamente 10 m en Tumbes, 21 m en Zarumilla y 60 m en Papayal. Esta unidad morfológica está atravesada por pequeños cursos de agua eventuales, que apenas alteran la topografía llana.

G. Petersen, en su tratado "Historia Marítima del Perú", primer tomo, hace mención de que ha analizado las cartas estratigráficas en pozos perforados para la extracción de agua para consumo humano en Zarumilla, La Palma y Papayal, habiendo establecido una secuencia de estratos poco consolidados, pertenecientes al plio-pleistoceno.

## Estratigrafía de la Ciudad de Tumbes

Tumbes, geológicamente, tiene las siguientes formaciones: La formación Tumbes y la formación cuaternaria fluvial.

Formación Tumbes. - Pertenece al mioceno superior (terciario), es de origen marino y está constituido por rocas sedimentarias en las que se observa una intercalación de areniscas blandas, poco compactas, arcillas arenosas, conglomerados (gravas canto) y arena arcillosa.

En ciertos sectores se ha distinguido sales tipo yeso ( $\text{SO}_4\text{Ca}2\text{H}_2\text{O}$ ). La formación Tumbes aflora en la parte superior de la cuenca de Los Tumpis (20, 21, 22 m.s.n.m).

Formación cuaternario fluvial. - En Tumbes se observan grandes llanuras y planicies que están constituidas por depósitos y terrazas fluviales, délticas y continúan sedimentos poco compactados y de grosor variado. Los principales componentes recientes lo constituyen los depósitos de arena, limo, arcilla que son fácilmente removibles con fuertes lluvias torrenciales.

Estudio de la Geología de la Cuenca Los Tumpis

Este estudio fue realizado por el geólogo Elmer Evangelista Sánchez para la compañía consultora Arturo Rocha Ingenieros Asociados S.A.

Las características geológicas del área interesada pueden resumirse:

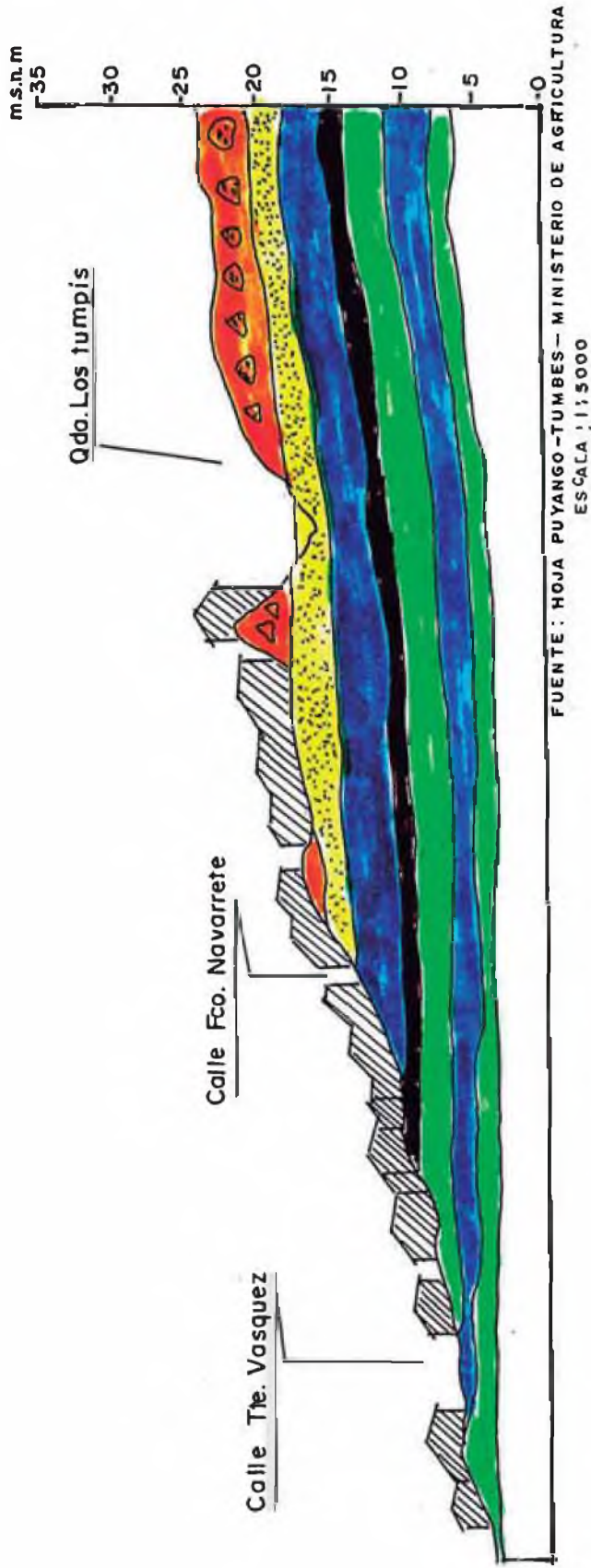
En la parte superior de la cuenca existen afloramientos de un banco de Coquinas (los fósiles son ostras que están constituidos por  $\text{CO}_3\text{Ca}$ ) y tienen un espesor de 3.5 metros.

En la parte inferior se presentan horizontes arenosos, conglomerado (grava y cantos) y horizontes arcillo-arenosos, pertenecientes al cuaternario (ver lámina n° 02).

Es importante expresar que los estratos en esta zona tienen un buzamiento de  $10^\circ$  en el sentido de la quebrada Los Tumpis.

En base a la inspección de campo efectuada en la quebrada Los Tumpis, se ha podido evidenciar que los horizontes arenosos presentan sales solubles, que facilitan se produzcan fuertes erosiones en época de lluvias torrenciales y socavamientos de la quebrada que pueden afectar parcialmente áreas críticas.





### LITOLOGIA CALLE LOS TUMPIS

- SUELO CUATERNARIO FLUVIAL
  - Arenas
  - Limo
  - Arcillo
- TERCIARIO
  - Coquina (astreas CO, Co)
- FORMACION TUMBES
  - Areniscas blandas
  - Conglomerada
  - Arcillo
  - Areniscas

<b>UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA</b>	
<b>PROGRAMA ACADÉMICO DE INGENIERIA CIVIL</b>	
<b>TESIS PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL</b>	
<b>PROYECTO : CONTROL DE INUNDACIONES - TUMBES</b>	
<b>PERFIL TRANSVERSAL CALLE LOS TUMPIS</b>	
PRESENTADO POR : ARTURO R. BERNARDO MEZA	
ESCALA : H = 1:2,000 V = 1:200	FECHA : FEB 88
LAMINA Nº 2	

## **B) Estudio de Mecánica de Suelos**

### **I.- Generalidades**

El estudio de mecánica de suelos fue realizado por la compañía Lagesa Ingenieros Consultores S.A., cumpliendo un programa de perforaciones en el lugar de la boquilla y vaso de la cuenca.

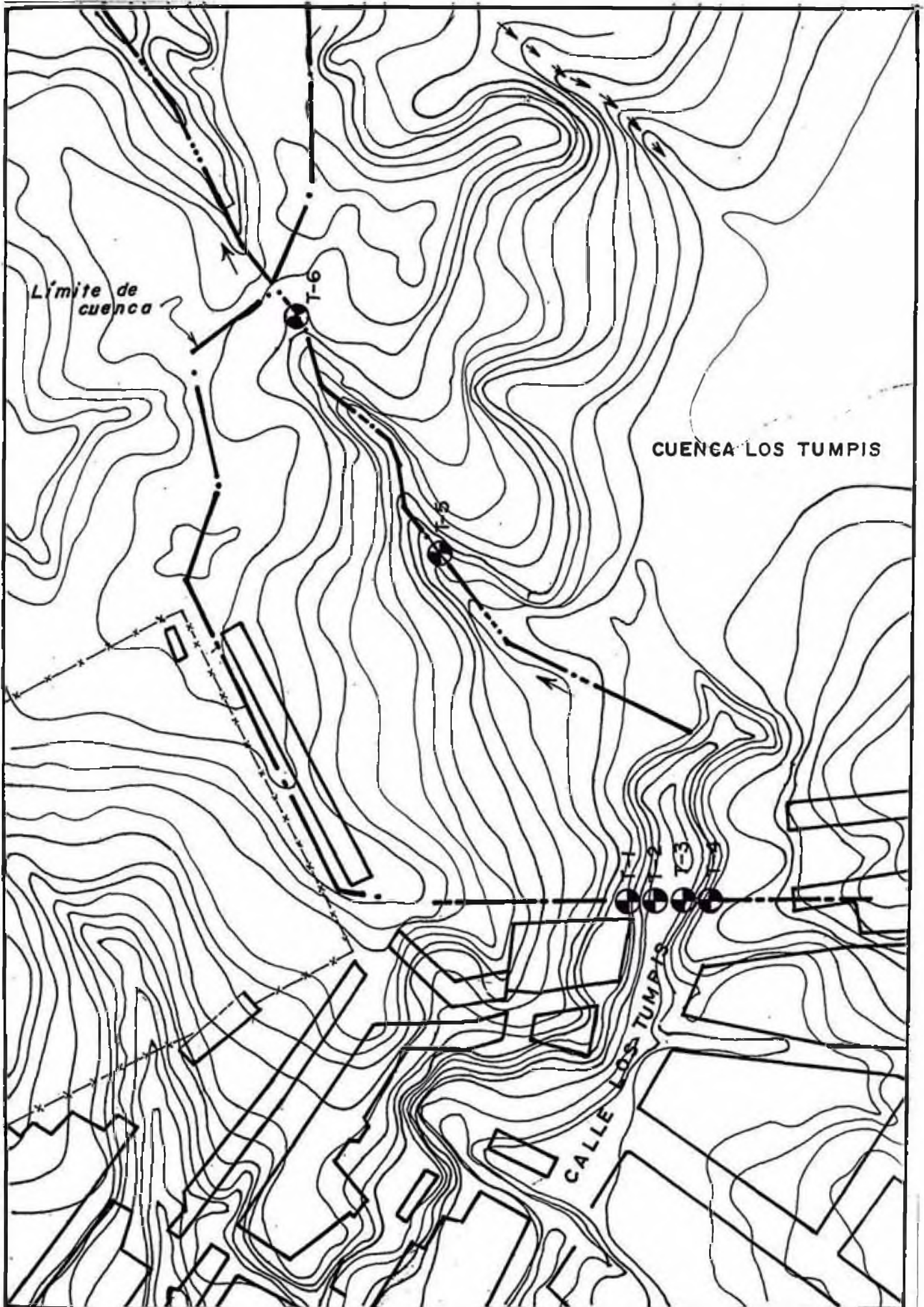
Se han efectuado las perforaciones : T-1, T-2, T-3, T-4, T-5, T-6 (ver ubicación en lámina nº 3), con la finalidad de definir genéricamente la estratigrafía del suelo, que serán utilizadas en el diseño de las estructuras hidráulicas. Así mismo se hará las recomendaciones de velocidad, talud, especialmente en los canales de tierra. La simbología utilizada en la clasificación de suelos es del sistema unificado.

### **Estratigrafía**

Los horizontes delineados (ver cuadros de perfiles estratigráficos) indican que los suelos subyacentes corresponden a depósitos gluviales y aluviales recientes.

Desde el nivel 0.0 metros de la superficie de cada una de las perforaciones, T-1 y T-4 en las laderas, y T-2 y T-3 en el fondo de la quebrada, hasta la profundidad explorada máxima que fué de 15.50 metros, el subsuelo está integrado principalmente por arenas





UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA PROGRAMA ACADÉMICO DE INGENIERIA CIVIL	TESIS PROFESIONAL DE ING. CIVIL	ESCALA : 1: 2000
	PROYECTO: CONTROL DE INUNDACIONES-TUMBE	FECHA : FEB BR
	UBICACION DE LOS SONDAJES	LAMINA : Nº 3

unas veces limosas y otras arcillosas, que envuelven capas de arcillas y limos inorgánicos en espesores muy variables intercalados irregular en profundidad. Lo anterior le confiere al estrato investigado particularidad específica en cada punto de exploración; así en el área de influencia de las perforaciones en ambas laderas, se establecen horizontes más precisos y definidos de las mencionadas arenas, mientras que para el área que corresponde a las perforaciones en el fondo de la quebrada, las estratificaciones aparecen totalmente imprecisas.

Las perforaciones T-5 y T-6 cubre superficialmente estos horizontes un manto de tierra vegetal que llega a alcanzar los 0.30 m. En ningún caso fue detectado basamento rocoso.

## **Descripción de los Resultados**

De acuerdo a las perforaciones hechas se pueden apreciar espesores de diferente magnitud de cuatro materiales prevalectentes, que han sido identificados como: arenas arcillosas, arenas limosas, arcillas inorgánicas, limos inorgánicos y dada la diversidad de composición, el análisis de sus características que nos interesan se ha realizado en forma integral.

### **A) Textura fragmentaria (ver cuadros de perforaciones)**

Los suelos que parecen constituir los materiales de mayor abundancia superficial en la zona son las arenas, que muestran proporciones muy variadas de sus componentes que, en cada caso, los hace ubicar en grupos diferentes.

#### **Las arenas limosas (S.M.)**

Se encuentran en un nivel cercano a la superficie, presentando cantidades apreciables de gravas sub-angulosas a sub-redondeadas que a veces llegan a alcanzar valores significativos del orden del 43% (los porcentajes se infieren de acuerdo a su presencia, a medida que se va ganando profundidad en las perforaciones hechas). Las que se encuentran a una profundidad menor de 4.0 m del nivel del terreno muestran una ausencia total de gravas. Estas gravas que



mayormente tienen un tamaño máximo de 1 ½" muestran un claro predominio de las de grano fino. El componente arenoso, cuyo porcentaje varía entre el 32% y el 97% está integrado en mayor proporción por las de grano medio y fino, sobresaliendo en forma alternada cada uno de ellos con valores comprendidos entre el 2% y 48% para las primeras y entre 5% y 73% para las segundas. Por zonas desaparecen las de grano grueso, llegando a tener en otras una presencia máxima de 14%.

La fracción fina completa el conjunto también en proporciones muy irregulares, variando entre 3% y 44%.

#### **Las arenas arcillosas (S.C.)**

Muestran una gran similitud con las anteriores en lo que se refiere a la heterogeneidad en su composición fragmentaria, remarcando que cuanto más cerca estén de la superficie estos estratos, mayor es el abundamiento de gravas que ofrecen así, en la zona vecina a la perforación T-4 en la que esta capa constituye el horizonte superior, se aprecian porcentajes del orden del 37% que van decreciendo a medida que se va ganando en profundidad, llegando a desaparecer enteramente al alcanzar los 6.0 m a 7.0 m; igualmente en el área de la perforación T-1, el estrato que aparece después de los 7.0 m lo hace sin grava.

Es de observar, sin embargo, que en las inmediaciones de la perforación T-2, la prevalencia de las gravas se presenta entre 1.0 m y los 5.0 m que se puede considerar como un estrato netamente gravoso; en este caso se muestra una equivalencia proporcional entre las de grano medio y fino.

La fracción arenosa varía entre 24% y 63% en la que las arenas de grano grueso ocupan un bajo porcentaje o se presentan en trazas, siendo las de grano medio y fino las que prevalecen en proporciones del orden de 31% y 52% respectivamente como máximo.

El componente fino se presenta significativamente, teniendo valores hasta del 47%.

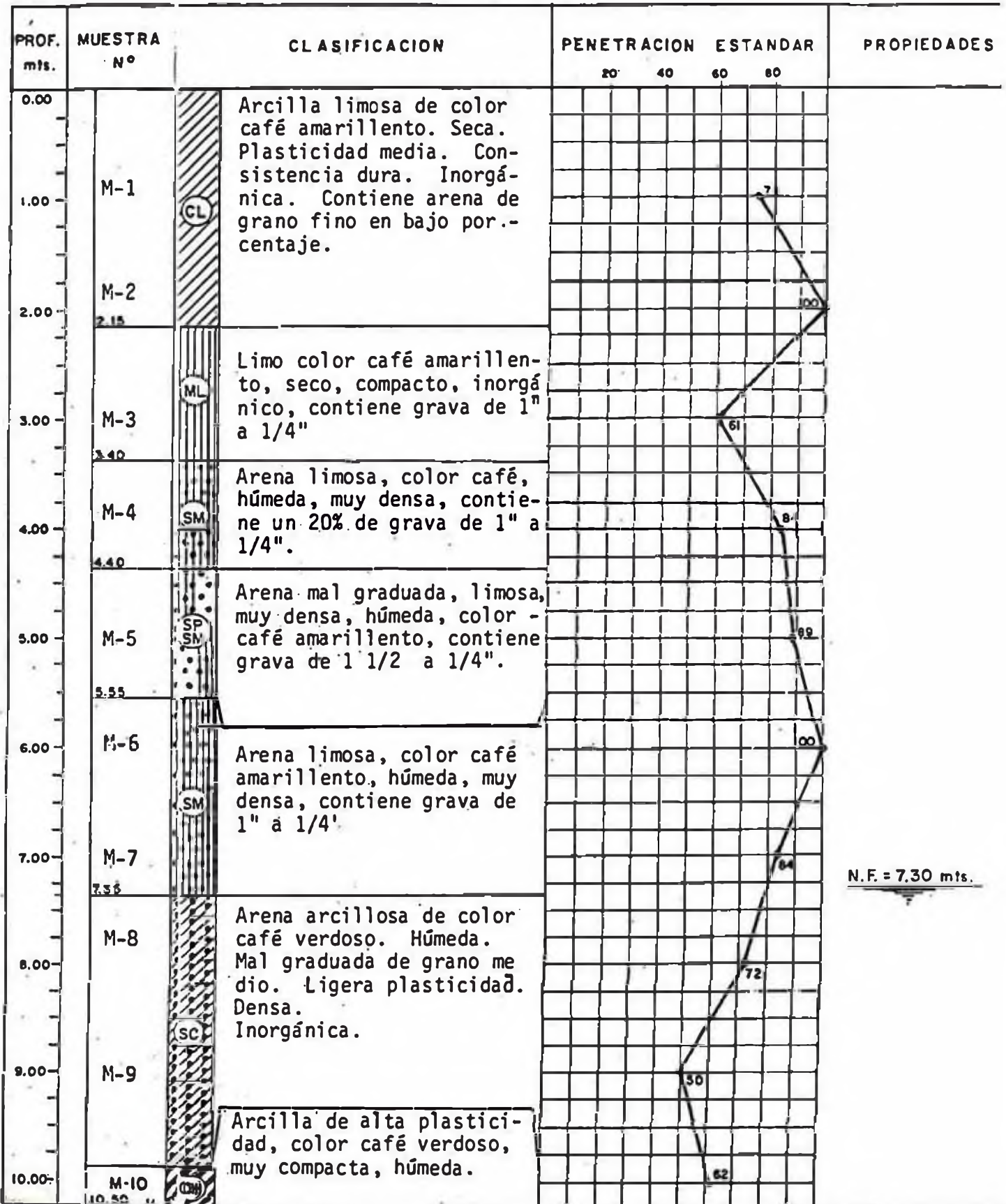
#### **Las arcillas inorgánicas (C.L.)**

Están integradas con arenas de grano fino en proporciones muy variadas como que van del 10% al 49% encontrándose las de grano medio casi sólo en trazas. La fracción fina llega a tener valores tan altos como el 86% aunque a veces se encuentra casi en el límite inferior.

**CUFORO N° 2.1 Perfil Estratigráfico del suelo en la perforación T-1 para su clasificación de acuerdo a la nomenclatura del sistema unificado.**

Profundidad de penetración : 10.50 m

Profundidad del nivel freático : 7.30 m

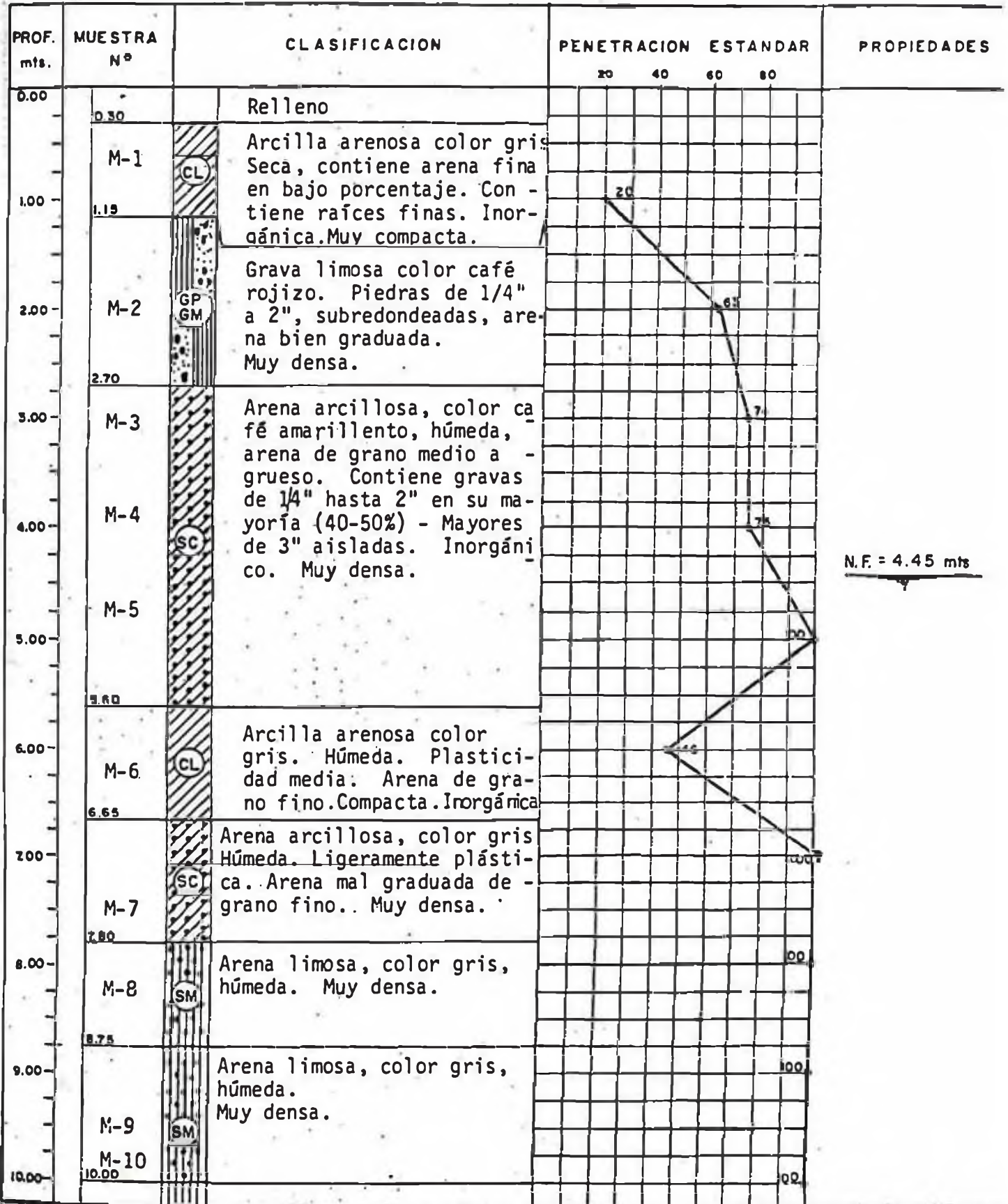




CUADRO N° 2.2 Perfil Estratigráfico del suelo en la perforación T-2 para su clasificación de acuerdo a la nomenclatura del sistema unificado.

Profundidad de penetración : 15.50 m

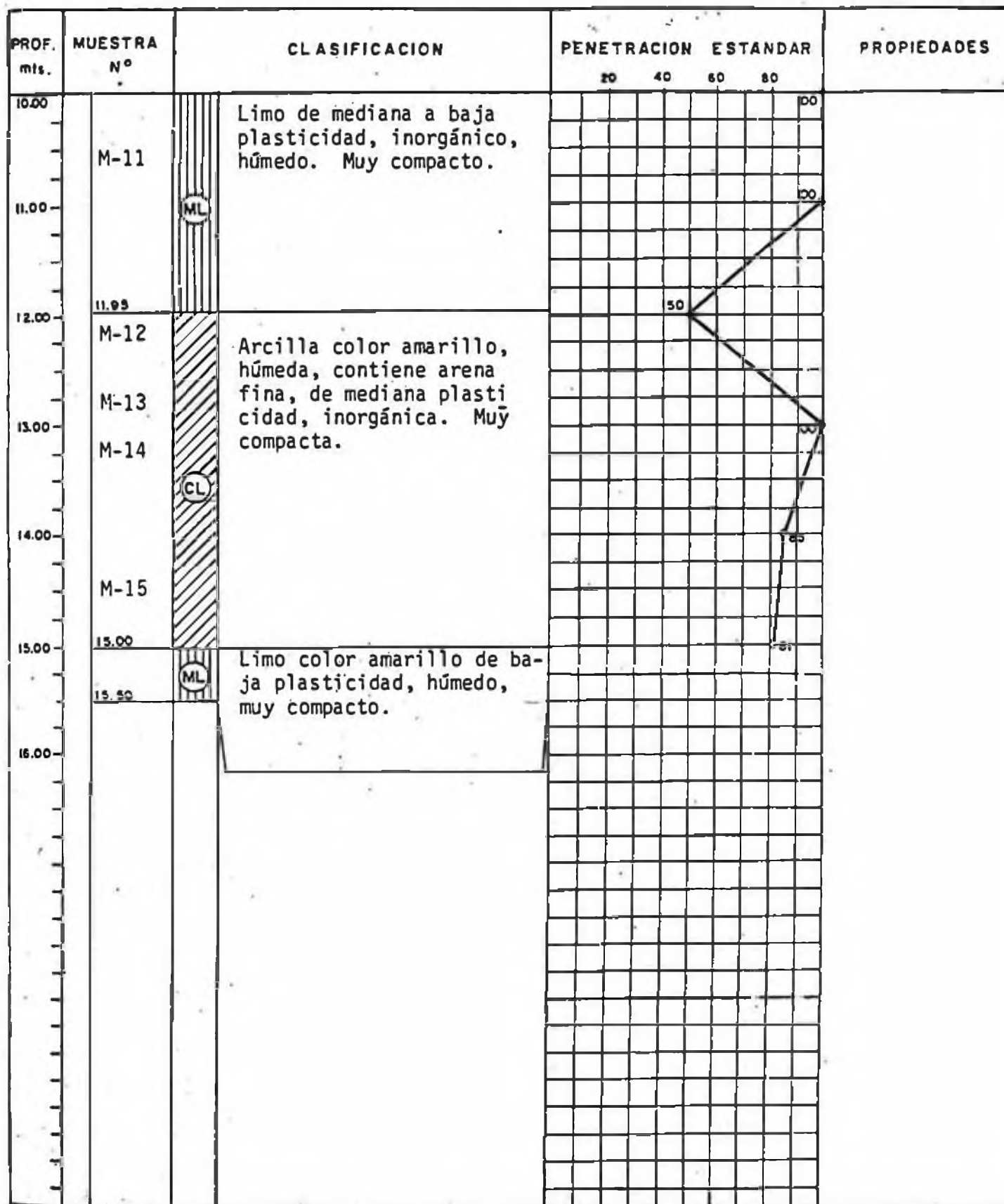
Profundidad del nivel freático : 4.45 m



CUADRO N° 2.3 Perfil Estratigráfico del suelo en la perforación T-2 para su clasificación de acuerdo a la nomenclatura del sistema unificado.

Profundidad de penetración : 15.50 m

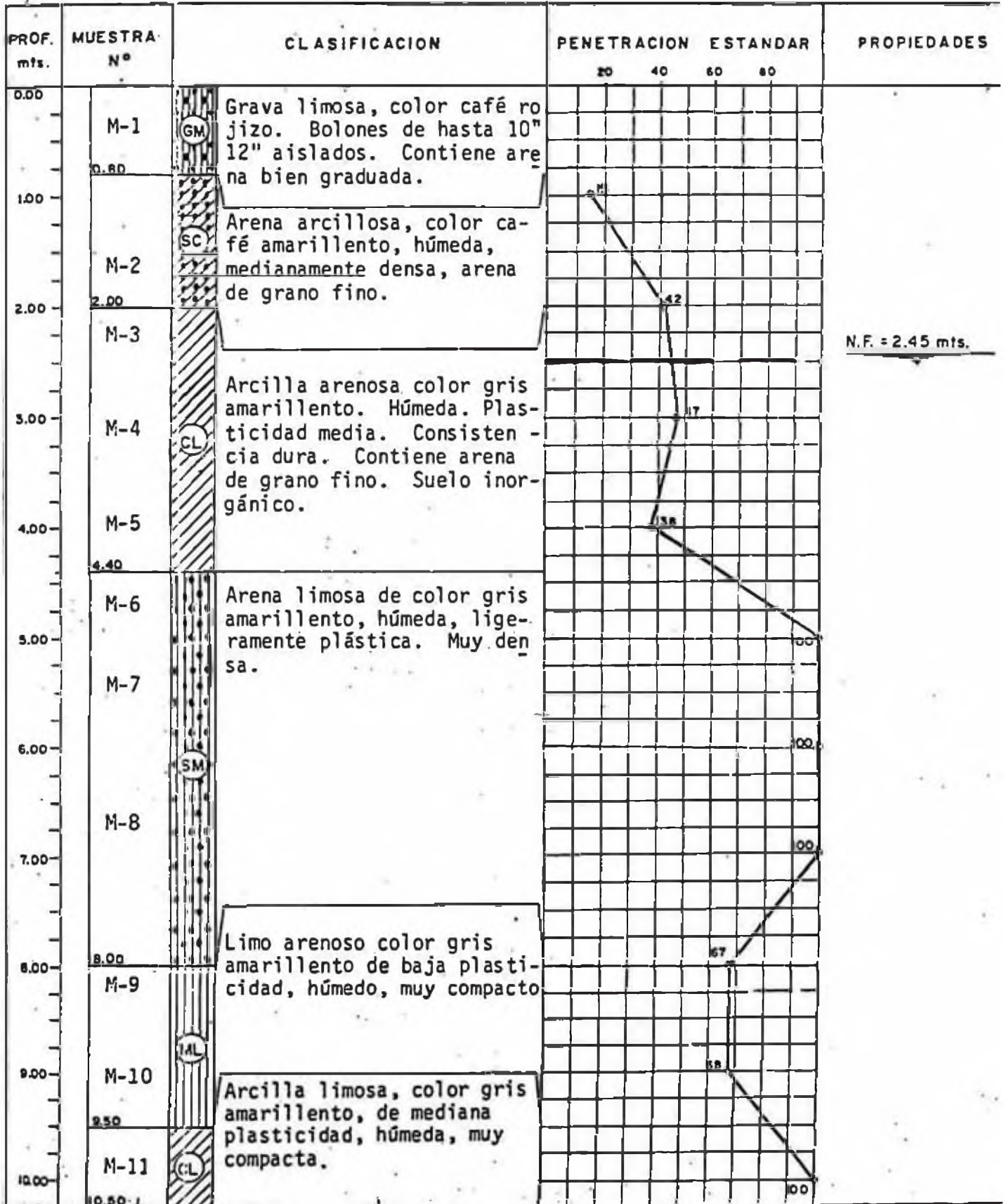
Profundidad del nivel freático : 4.45 m



CUADRO N° 2.4 Perfil Estratigráfico del suelo en la perforación T-3 para su clasificación de acuerdo a la nomenclatura del sistema unificado.

Profundidad de penetración : 10.50 m

Profundidad del nivel freático : 2.45 m

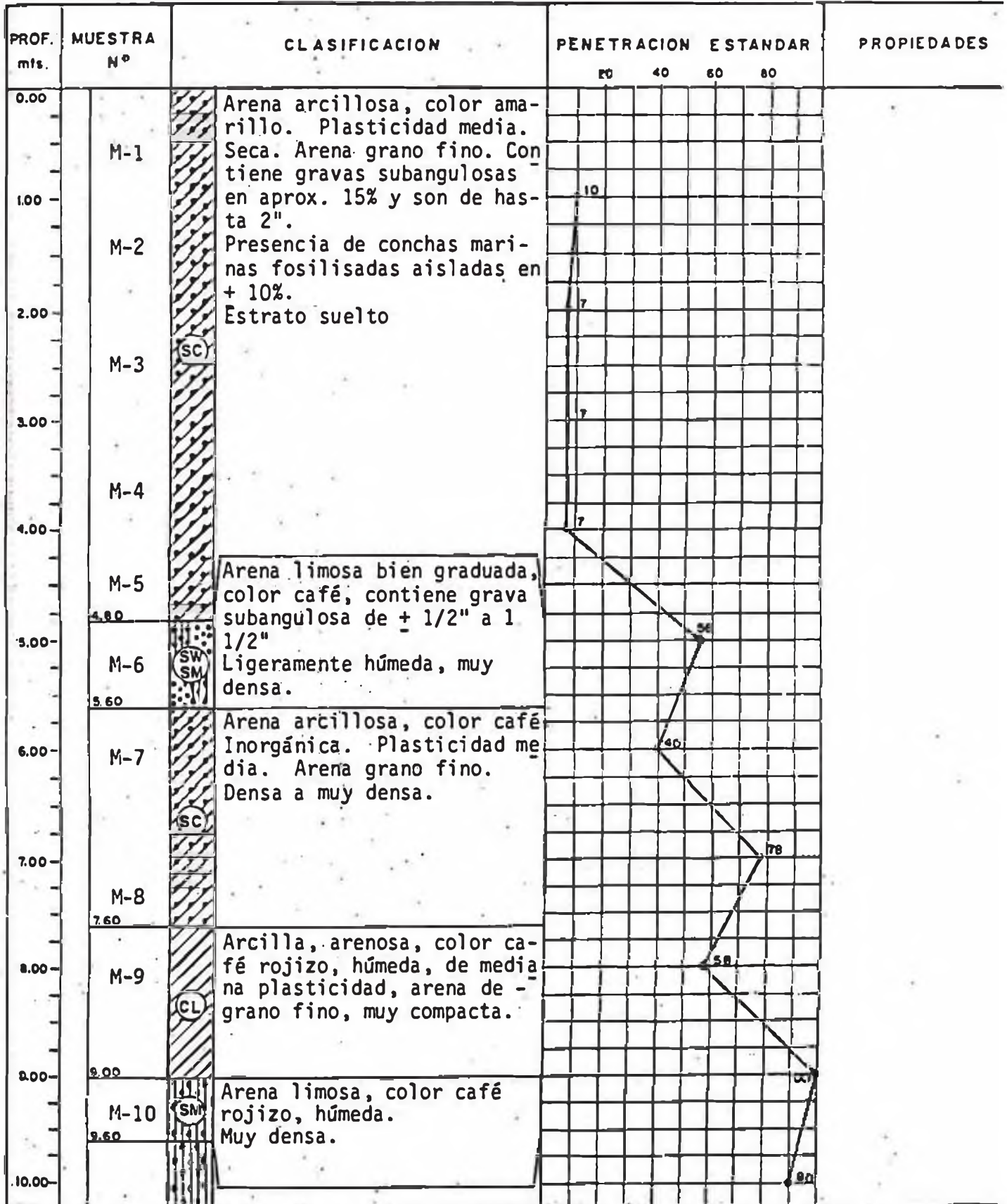




CUADRO N° 2.5 Perfil Estratigráfico del suelo en la perforación T-4 para su clasificación de acuerdo a la nomenclatura del sistema unificado.

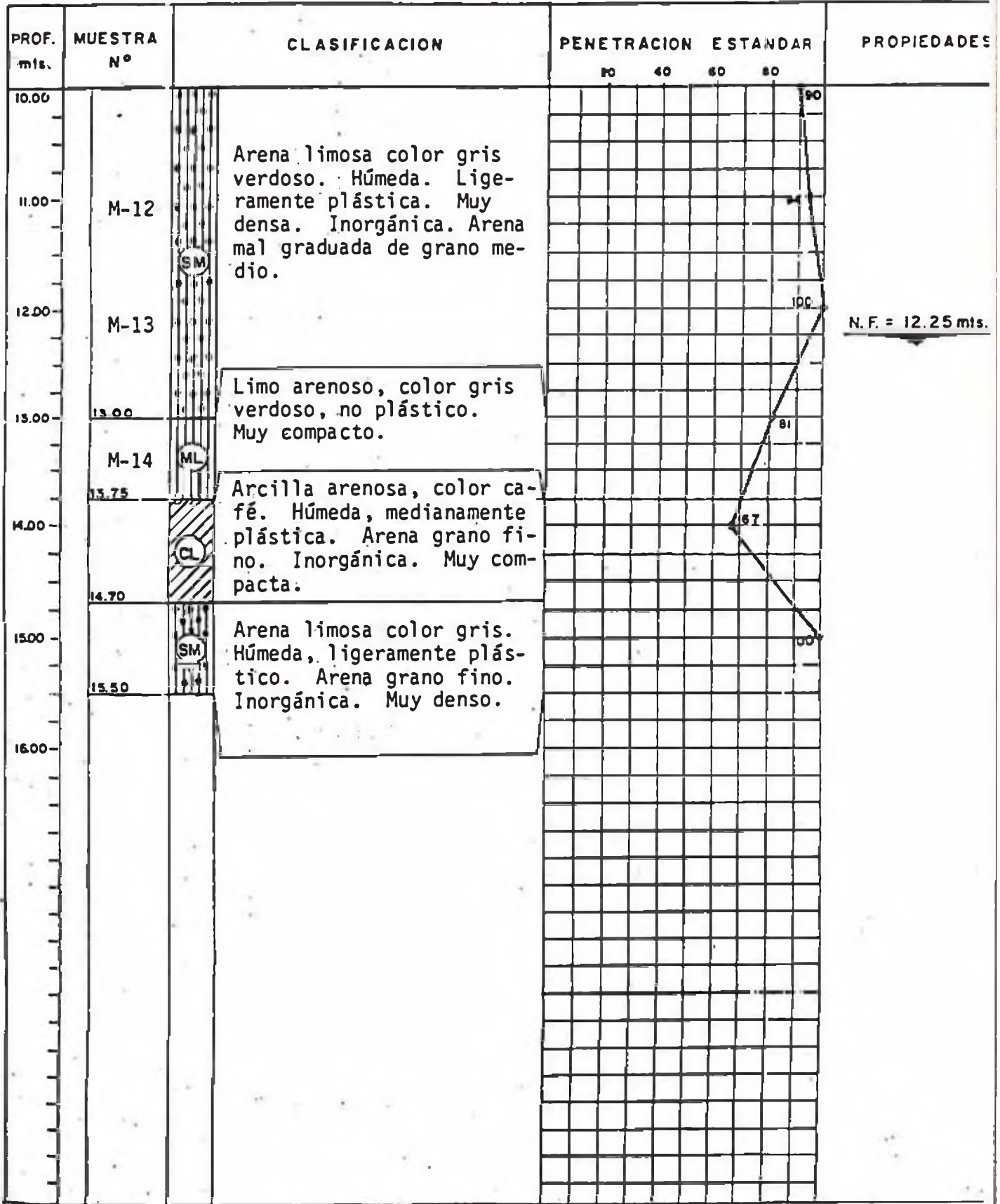
Profundidad de penetración : 15.50 m

Profundidad del nivel freático : 12.25 m



CUADRO N° 2.6 Perfil Estratigráfico del suelo en la perforación T-4 para su clasificación de acuerdo a la nomenclatura del sistema unificado.

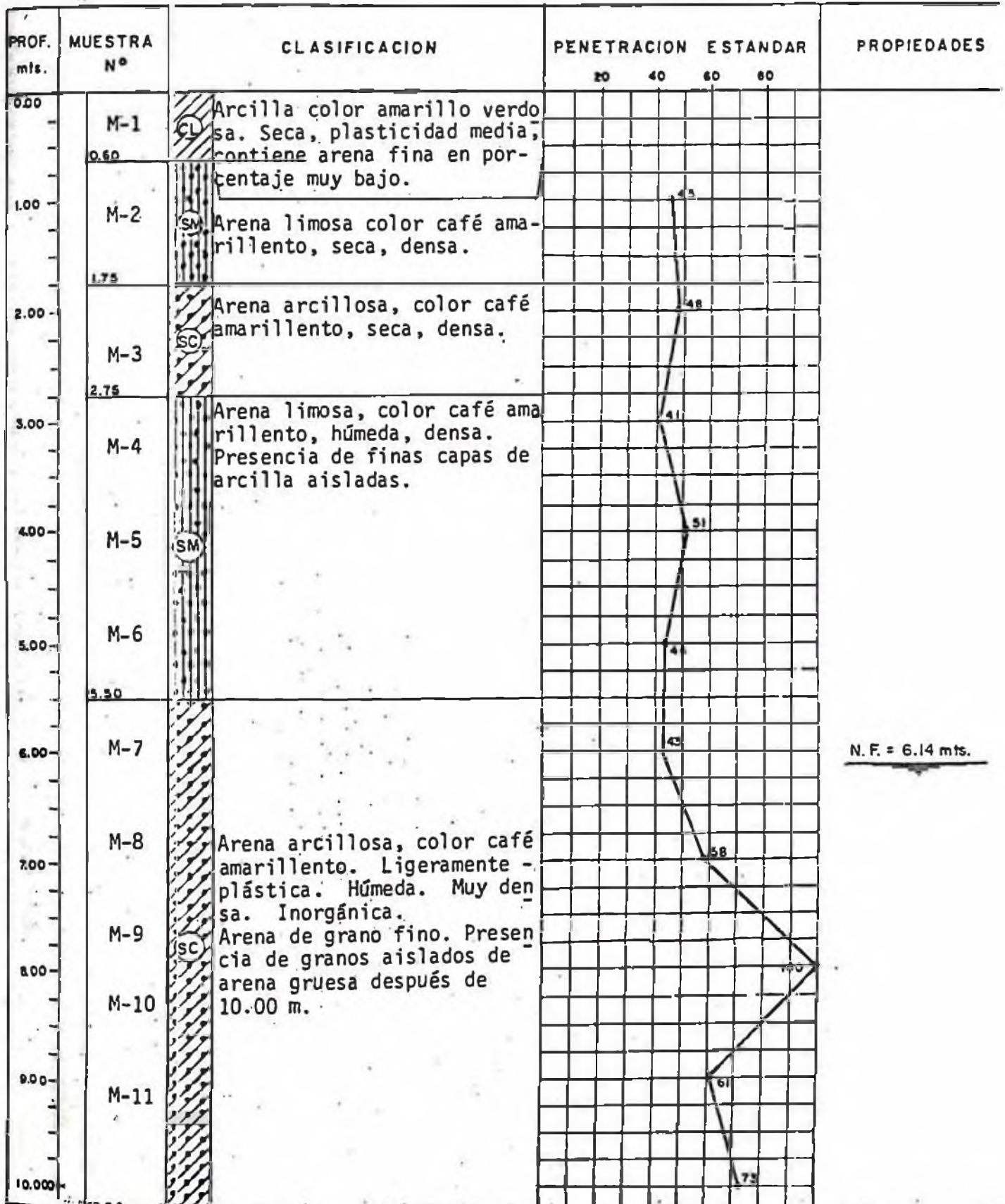
Profundidad de penetración : 15.50 m



CUADRO N° 2.7 Perfil Estratigráfico del suelo en la perforación T-5 para su clasificación de acuerdo a la nomenclatura del sistema unificado.

Profundidad de penetración : 10.00 m

Profundidad del nivel freático : 6.14 m





CUADRO N° 2.8 Perfil Estratigráfico del suelo en la perforación T-6 para su clasificación de acuerdo a la nomenclatura del sistema unificado.

Profundidad de penetración : 10.50 m

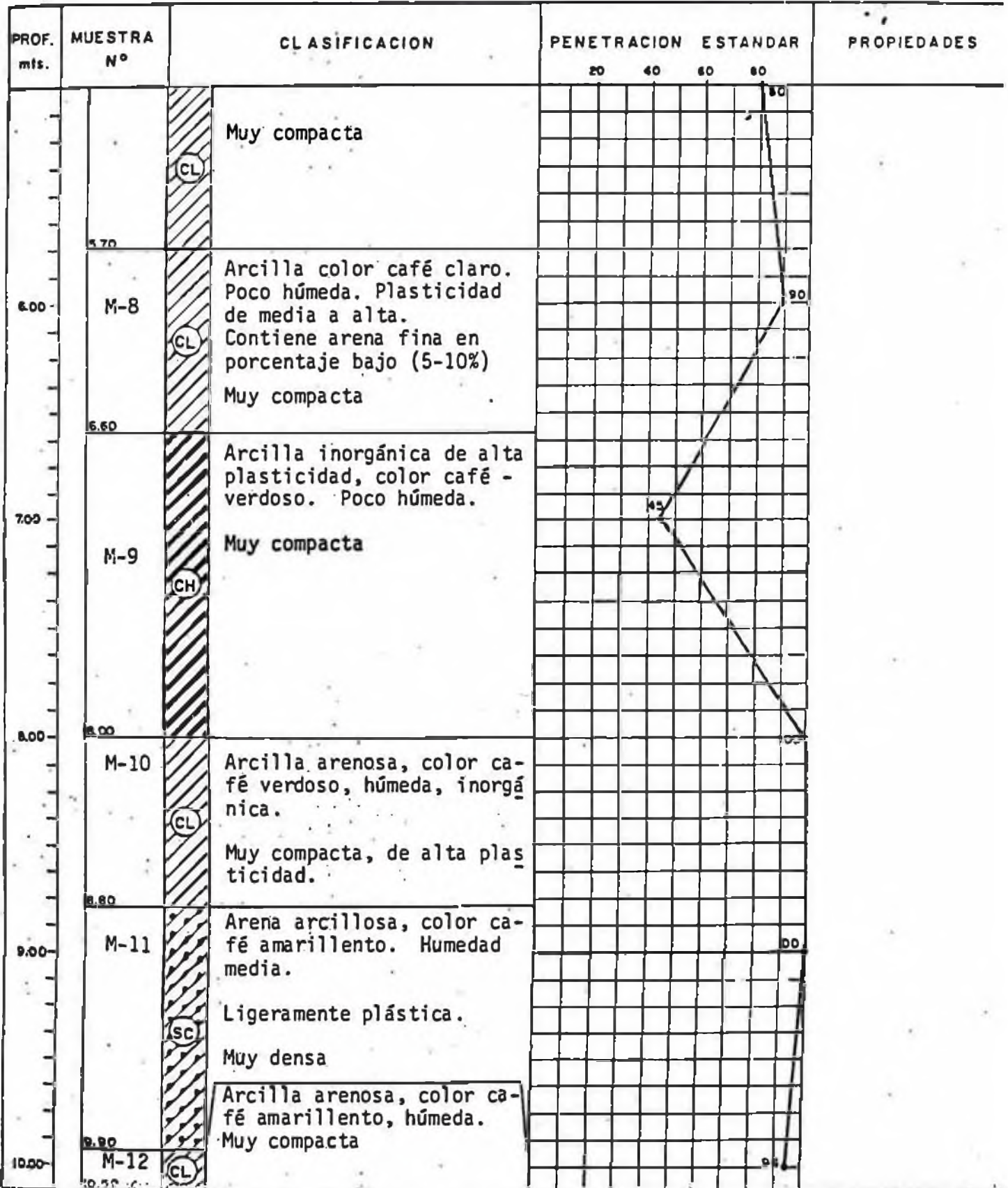
Profundidad del nivel freático : no se ubicó

PROF. mts.	MUESTRA N°	CLASIFICACION	PENETRACION ESTANDAR				PROPIEDADES
			20	40	60	80	
0.00	M-1	Grava arcillosa, color café, seca.					
0.60	M-2	Arcilla de alta plasticidad, color café amarillento contiene arena de grano fino en bajo porcentaje. Seca. Compacta. Presencia de gravas aisladas de hasta 1½".					
1.00	M-3	Arena arcillosa color café claro, Seca. Ligeramente plástica. Arena mal graduada de grano medio de mediana compacidad.					
1.50	M-4	Arcilla franca inorgánica color rojo con finas venillas verdes transversales. Compacta. Alta plasticidad					
2.00	M-5	Arena arcillosa color café rojizo. Ligeramente húmeda, poco plástica. Arena de grano medio. Inorgánica. Densa.					
2.10	M-6	Arcilla arenosa color café rojizo. Medianamente húmeda. Plasticidad de media a alta. Presencia de lentes finos de arena y limo.					
2.80	M-7						
3.00							
3.50							
4.00							
5.00							

CUADRO N° 2.9 Perfil Estratigráfico del suelo en la perforación T-6 para su clasificación de acuerdo a la nomenclatura del sistema unificado.

Profundidad de penetración : 10.50 m

Profundidad del nivel freático : no se ubicó





**Los limos inorgánicos (M.L.)**

Muestran una composición comparable al material anterior.

**B) Condiciones de Plasticidad**

Las condiciones de plasticidad de los suelos tiene la finalidad de determinar si el suelo se puede deformar rápidamente o moldearse sin que cambie de volumen, se agriete o se deforme. Estas condiciones nos servirán para recomendar el tipo de material de relleno en la sub-base del pavimento a diseñar en las alternativas 1 y 3 del proyecto en estudio. Así mismo en la conformación del terraplén en el diseño de los canales sin revestir de la alternativa n° 4.

Las condiciones de plasticidad de los suelos encontrados es:

**Arena Limosa**

A pesar de tener porcentajes elevados de finos, carecen de esta característica.

**Arena arcillosa**

Debido a la irregularidad de los porcentajes con que se presenta, la fracción arcillosa define esta característica como de muy débil.

**Arcilla inorgánica**

Su índice presenta variaciones entre 8% y 36%, lo cual confirma que, siendo suelos inorgánicos, su plasticidad es flotante entre media y baja.

### C) Nivel freático

El nivel freático ha sido registrado en todos los puntos explorados con la finalidad de fijar los niveles de excavación por encima de este nivel y no tener problemas de deslizamiento de talud.

Las cotas de los niveles freáticos ubicados se muestran en el siguiente cuadro.

Cuadro nº 2.10 - Cota del nivel freático

Perforación	cota (m. s. n. m.)
T-1	11.70
T-2	10.56
T-3	12.55
T-4	7.75
T-5	17.86
T-6	no se ubicó

### Propiedades mecánicas

Los parámetros de esfuerzo cortante de estos suelos han sido inferidos a partir de las pruebas de penetración in situ.

Tanto para las arenas limosas como para los limos inorgánicos carentes de plasticidad se ha considerado conservadoramente una cohesión nula y un ángulo de fricción interna de 35°.

Para las arcillas inorgánicas se ha estimado un valor de la cohesión de  $20 \text{ Tn/m}^2$

Los valores de los parámetros de cohesión, ángulo de fricción interna, serán utilizados en el estudio de estabilidad de taludes.

### Propiedades físicas

Por lo común, todos estos suelos subyacentes se encuentran en la condición de parcialmente saturados, grado que va aumentando a medida que se va alcanzando mayor profundidad hasta llegar a la probable saturación en las proximidades de la mesa de agua o por debajo de ella (ver cuadro 2.11).

El peso específico de los granos que componen tan variados suelos cae dentro de los valores enmarcados para ellos. Los valores encontrados serán utilizados en el estudio de estabilidad de taludes y cálculo estructural de las obras civiles.

Cuadro N° 2.11 - Pesos específicos

Perforación	Profundidad (m)	Peso específico (gr/cm <sup>3</sup> )
T-1	10.00 - 10.50	2.68
T-2	6.00 - 6.50	2.71
T-3	4.00 - 4.50	2.66

### E) Permeabilidad

Como el material de la zona es arena en mayor abundancia, se ha efectuado ensayos de permeabilidad en la zona de cimentación donde se va a proyectar una presa de tierra, determinándose el coeficiente de permeabilidad (ver cuadro N° 2.12). Estos resultados nos van a permitir calcular en forma tosca las filtraciones.

Para la obtención de los resultados de permeabilidad se ha efectuado la prueba de inyección en la que se bombea agua dentro de las perforaciones T-1, T-2, T-3 y T-4 observándose las filtraciones bajo una carga determinada de agua, obteniéndose la permeabilidad para diferentes profundidades.

Cuadro N° 2.12 - Cálculo de los coeficientes de permeabilidad en las perforaciones realizadas

Perforación	Profundidad	Tiempo Pasado	Volumen de agua q' pasal	Flujo q=v/t	Presión de agua "H"	Coeficiente de forma $lc=2hL/Ln(2L/D)$	Coeficiente de permeabilidad $K = q/CH$
	m	seg	cm <sup>3</sup>	cm <sup>3</sup> /seg	cm	cm/seg	cm/seg
T - 1	2	3,600	16,500	4.58	300	121.28	$11.27 \times 10^{-4}$
T - 2	2	3,600	548,000	152.22	300	121.28	$14.18 \times 10^{-3}$
T - 3	2	3,600	19,500	5.42	300	121.28	$11.50 \times 10^{-4}$
T - 4	2	3,600	411,000	114.16	300	121.28	$13.13 \times 10^{-3}$

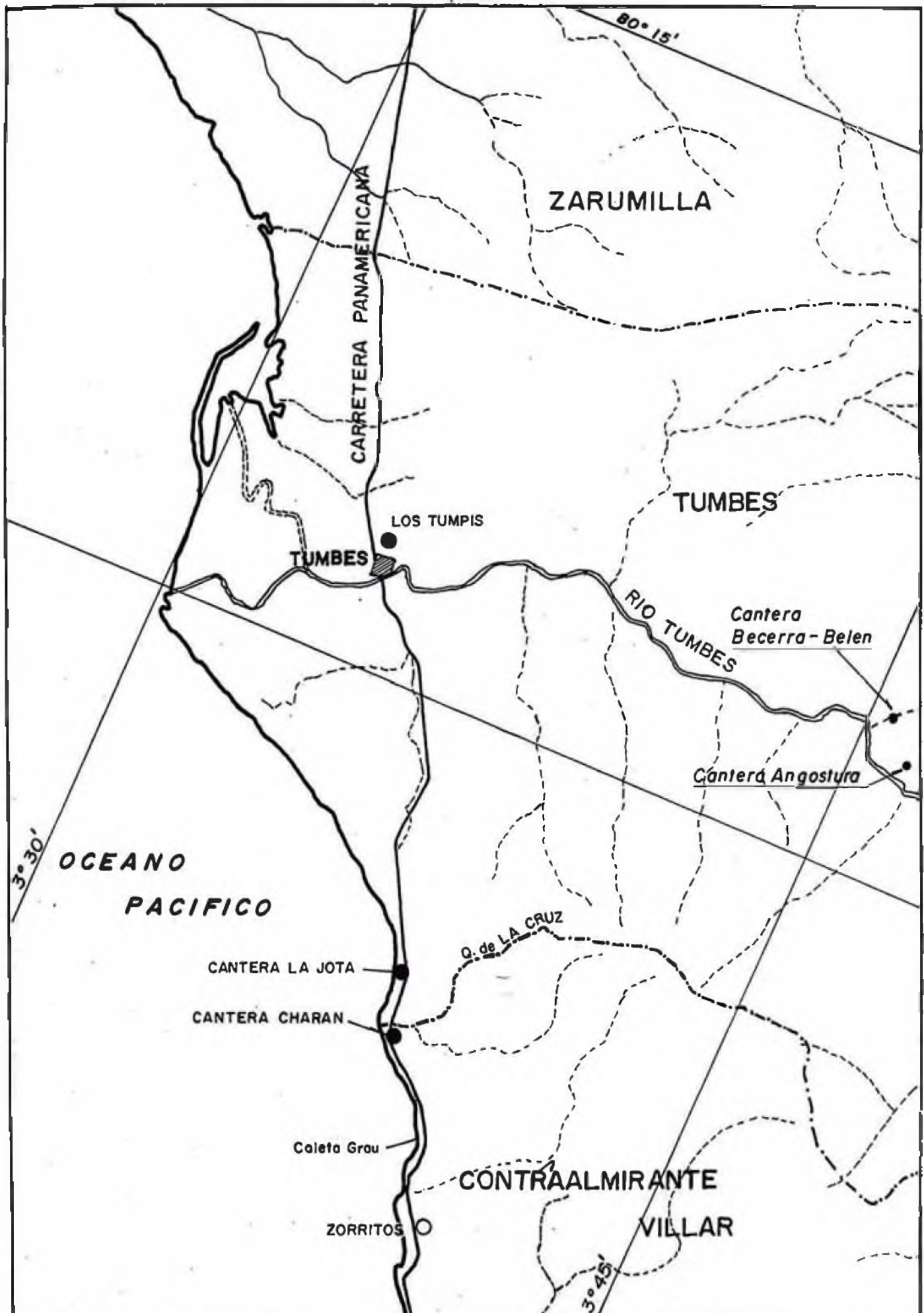
**F) Compresibilidad**

Para el estado de confinamiento en que se encuentran los suelos susceptibles de ser compresibles, por el grado de densificación que muestran, no es probable que se generen deformaciones de significación para cargas no mayores de 1 kg/cm<sup>2</sup>. Sin embargo, es de observar que el estado arcilloso superficial que cubre la ladera izquierda presenta una consistencia blanda indicativa de deformaciones no deseables hasta aproximadamente los 5.0 m de profundidad.

**G) Disponibilidad de materiales para construcción**

El Ingeniero Geólogo Elmer Evangelista Sánchez realizó por encargo de Arturo Rocha Ingenieros Asociados S.A. -COR Tumbes-, una evaluación de las áreas de préstamo de materiales para el programa de rehabilitación y reconstrucción de Tumbes en 1,984.

Se ha tratado de buscar canteras de agregados, rocas y material impermeable para efectuar la construcción de las obras civiles. De las canteras existentes se han seleccionado cinco de ellas (ver ubicación lámina N° 4), estando ubicadas en lugares accesibles.



<b>UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA</b> <b>PROGRAMA ACADÉMICO DE INGENIERIA CIVIL</b>	<b>TESIS PROFESIONAL DE ING. CIVIL</b>	<b>ESCALA 1:200 000</b>
	<b>PROYECTO: CONTROL DE INUNDACIONES-TUMBES</b>	<b>FECHA: FEB. 88</b>
	<b>UBICACION DE AREAS DE PRESTAMO</b>	<b>LAMINA N° 4</b>



**Cantera de Agregados:**

Charán: Se encuentra ubicada a 20 km de distancia.

Actualmente se explota arena fina, media, gruesa y grava. Su potencial es vasto, con un volumen de 2'340,000 m<sup>3</sup> de arena y grava en conjunto, pero es necesario efectuar una buena selección, pues existen fragmentos que están constituidos por caparazones calcáreos (CO<sub>3</sub>Ca) y costra de sales y micas.

Existen además bancas de areniscas silíceas y cuarcita, que son compactas, pudiéndose obtener 1,500 m<sup>3</sup> de roca.

**Canteras de roca:**

La Jota: Se encuentra ubicada a 18 km de distancia. Es una cantera que se explota artesanalmente y su yacimiento posee horizontes de arena silícea y cuarcita competentes para ser empleadas como enrocado. Posee un volumen de 500 m<sup>3</sup> de roca, teniéndose que realizar trabajos de desquinche para su obtención.

Becerra Belén: Se encuentra ubicada a 25 km de distancia. Existe un gran potencial de rocas graníticas, estimándose un volumen de 5'000,000 m<sup>3</sup> en el área inspeccionada. Así mismo, existe un 20% de material que se encuentra fracturado y

en proceso de alteración, cuyo empleo no es recomendable.

**Angostura:** Se encuentra ubicada a 29 km de distancia. Existen bancos de cuarcita que tienen espesores de 0.80 a 2.5 m y una longitud de 15 m. La cuarcita se presenta en buenas condiciones, estimándose un potencial de 1'500,000 m<sup>3</sup> de roca, debiéndose tomar nota de que además existen, asociadas a la cuarcita, rocas de tipo fillitas y vetas de cuarzo que no reúnen las condiciones apropiadas.

Es importante señalar que se ha observado que en el curso de la quebrada de angostura existe un considerable número de bloques competentes de cuarcita que solo requiere de un cargador frontal para ser utilizados.

#### **Cantera de material impermeable:**

**Quebrada Los Tumpis:** Para la obtención de material impermeable se ha tenido en cuenta el estudio de mecánica de suelos realizado en la cuenca Los Tumpis, en la cual existe una buena cantidad de este material (Arena limosa, arena arcillosa) en la zona.

La cantera para la explotación de este material está ubicada a una distancia de 0.5 km.



## Análisis macroscópico de muestras

Se ha obtenido muestras de rocas de las canteras en estudio y se ha efectuado un análisis macroscópico de ellas, obteniéndose los siguientes resultados (ver cuadros).

Foto N° 2.1 - Principales rocas de las canteras de Tumbes



Cuadro N°2.12 Resultado de las muestras de roca

Características	Cantera La Joya		Cantera Charán Muestra N°5
	Muestra N°3	Muestra N°4	
Nombre	arenisca silicea	arenisca calcárea	arenisca
Presentación	estratos	estratos	estratificada
Color	gris plomizo	pardo amarillento	pardo rojizo horizonte negruzco
Estructura	masiva, bordes angulosos	parcialmente masiva	masiva y disgregable
Textura	elástica detrital	elástica detrital	elástica y/o detrital
Minerales esp.	cuarzo ortosis	cuarzo feldespatos	cuarzo, feldespatos
Peso especifico	2.65	2.60	2.72

Características	Cantera Becerra Belén		Cantera Angostura Muestra N°8
	Muestra N°6	Muestra N°7	
Nombre	granito	granito alterado	cuarcita
Presentación	en espolón pronunciado	en espolón pronunciado	en espolón
Color	gris claro moteado	blanco pardoso moteado	gris con vetas oscuras
Estructura	masiva compacta	fracturado	masiva compacta
Textura	granular	granular	granoblástica de grano muy fino
Minerales esp.	cuarzo feldespatos	cuarzo ortosa	cristales de cuarzo
Peso especifico	2.62	2.60	2.79

Características	Cantera de Angostura	
	Muestra N°7	Muestra N°8
Nombre	cuarzo	fillita
Presentación	en filones o vetas peq.	—
Color	blanco lechoso	gris verdoso brillante
Estructura	fracturado	foliada
Textura	—	granoblástica
Minerales esp.	—	feldespatos y mica
Peso específico	2.60	2.50

## CONCLUSIONES DE LOS ESTUDIOS DE GEOLOGIA Y GEOTECNIA

### A) GEOLOGIA

- La cuenca Los Tumpis tiene una configuración geomorfológica y topográfica que favorece las inundaciones, por consiguiente es conveniente elaborar proyectos que contemplen la ejecución de obras civiles que permitan la evacuación rápida de las aguas provenientes de las precipitaciones pluviales, como canales, conductos, cubiertas, etc.

- En la quebrada Los Tumpis, de ser factible se puede efectuar un programa de reforestación en la parte superior por existir en los horizontes arenosos sales solubles que facilitarán fuertes erosiones y socavamiento en la quebrada durante la época de lluvias torrenciales.

### B) GEOTECNIA

- En la calle Los Tumpis los materiales para excavación son: arenas, limo. Las normas peruanas de carreteras recomiendan para secciones en corte de material suelto una inclinación del talud de 1:1 (horizontal:vertical).

- En la cuenca Los Tumpis los materiales para excavación son: arcilla, arena arcillosa, arena limosa, arcilla arenosa, compactas en la mayoría de los casos, recomendándose un talud de 0.5:1 para secciones en corte. En los taludes de los canales sin revestir se recomienda una inclinación de 1.5:1 para efectos de

seguridad. Así mismo se recomienda que la velocidad media máxima del agua segura contra la erosión en canales sin revestir sea del orden de 0.75 m/seg a 0.85 m/seg en estos tipos de suelos.

- El coeficiente de permeabilidad presenta valores del orden del  $1.5 \times 10^{-4}$  a  $3.5 \times 10^{-3}$  cm/seg, a una profundidad de 4 metros correspondiéndole estos valores a suelos semipermeables (arena limosa).

- Para proyectar la construcción de una presa en la zona donde se ha efectuado los ensayos de permeabilidad se recomienda la construcción de un dentellón de tierras para cortar las posibles filtraciones que pudieran haber.

- El suelo en estudio presenta deformaciones para cargas mayores que  $1 \text{ kg/cm}^2$  por lo que se recomienda la construcción de estructuras con superficie plana de tal manera que las cargas se puedan repartir uniformemente en su superficie, como es el caso de los conductos cubiertos.

- De las canteras estudiadas se recomienda la explotación de la cantera charán para la adquisición de la arena gruesa y grava por tener un vasto potencial de volumen. Así mismo se recomienda la explotación de la cantera Becerra Belén para la explotación de la roca (granitos) por presentar mejores características geológicas y geotécnicas.

### 2.3 ESTUDIO HIDROLOGICO

En la cuenca bajo estudio no hay ninguna estación meteorológica que permita realizar el análisis hidrológico con información propia de la cuenca. Sin embargo en las zonas adyacentes existen estaciones pluviométricas y pluviográficas operadas por el Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología (SENAMHI). Estas estaciones se presentan en el siguiente cuadro:

cuadro N° 2.13 - Estaciones meteorológicas - Tumbes

Estación	Longitud	Latitud	Altitud (msnm)
El Salto	80° 19'	03° 26'	3.0
Puerto Pizarro	80° 28'	03° 30'	1.0
Tumbes	80° 23'	03° 33'	25.0
Rica Playa	80° 31'	03° 48'	106.0
Papayal	80° 14'	03° 34'	149.0
El Tigre	80° 27'	03° 46'	55.30

De estas estaciones se escogió la del tigre por ser la única estación Pluviográfica que resgistró las principales tormentas en 1983 y contar además con registros de precipitaciones desde 1964.

#### A) TRAZO DEL GRAFICO INTENSIDAD VS. DURACION

El trazo de este gráfico tiene la finalidad de calcular la intensidad de diseño para una frecuencia de precipitación determinada, y de una duración de precipitación.

En estos gráficos se expresan las intensidades máximas de proccipitación (mm/h) en diferentes periodos



de retorno o frecuencia (años) para diferentes duraciones de tormentas o precipitaciones (horas).

De las bandas pluviográficas proporcionadas por el SENAMHI (ver lámina 5) se obtuvieron las principales tormentas registradas en 1983 (año excepcional por las fuertes precipitaciones pluviales) y se calculó su intensidad (mm/h) y duración (minutos) para cada tormenta, tal como se aprecia en el cuadro de análisis siguiente:

Cuadro N° 2.14 - Análisis de tormentas

Fecha	hora	Intervalo (T) (minutos)	Tiempo acumulado (minutos)	Precipitación acumulada (mm)	Intensidad (I) (mm/hora)	Intensidad promedio para un determinado tiempo (mm/h)
14/03/83	16:00					
	16:45	45	45	8.70	11.60	I(60)= 9.86
	18:45	120	165	18.00	11.65	I(120)= 7.20
	20:00	75	240	22.50	3.60	I(240)= 5.60
	21:30	90	330	26.80	2.86	I(420)= 4.5
07/04/83	24:00	135	465	35.80	4.20	
	04:00					
	05:00	60	60	9.20	9.20	I(60)= 9.20
	07:00	120	180	18.10	4.45	I(120)= 6.80
	08:30	90	270	23.70	3.73	I(360)= 4.10
19/04/83	12:30	240	510	27.20	0.88	I(480)= 3.33
	13:00	30	540	27.70	1.00	
	03:20					
	04:00	10	40	9.50	14.25	I(60)= 13.50
	04:45	45	85	18.50	12.00	I(120)= 11.44
25/04/83	06:15	90	175	27.30	7.50	I(240)= 9.00
	07:30	75	250	36.10	5.80	
	08:15	45	295	38.60	3.30	
	02:30					
	03:00	30	30	6.50	13.00	I(60)= 9.5
16/05/83	04:30	90	120	15.50	7.60	I(120)= 7.75
	05:30	60	180	19.80	4.30	I(240)= 5.68
	06:00	30	210	21.80	4.00	
	07:00	60	270	23.60	1.80	
	04:50					
	05:10	20	20	8.80	26.40	I(30)= 22.00
	05:50	45	65	17.60	13.20	I(60)= 17.60
	07:00	70	135	27.20	8.23	I(120)= 13.95
	08:15	75	210	30.70	2.80	



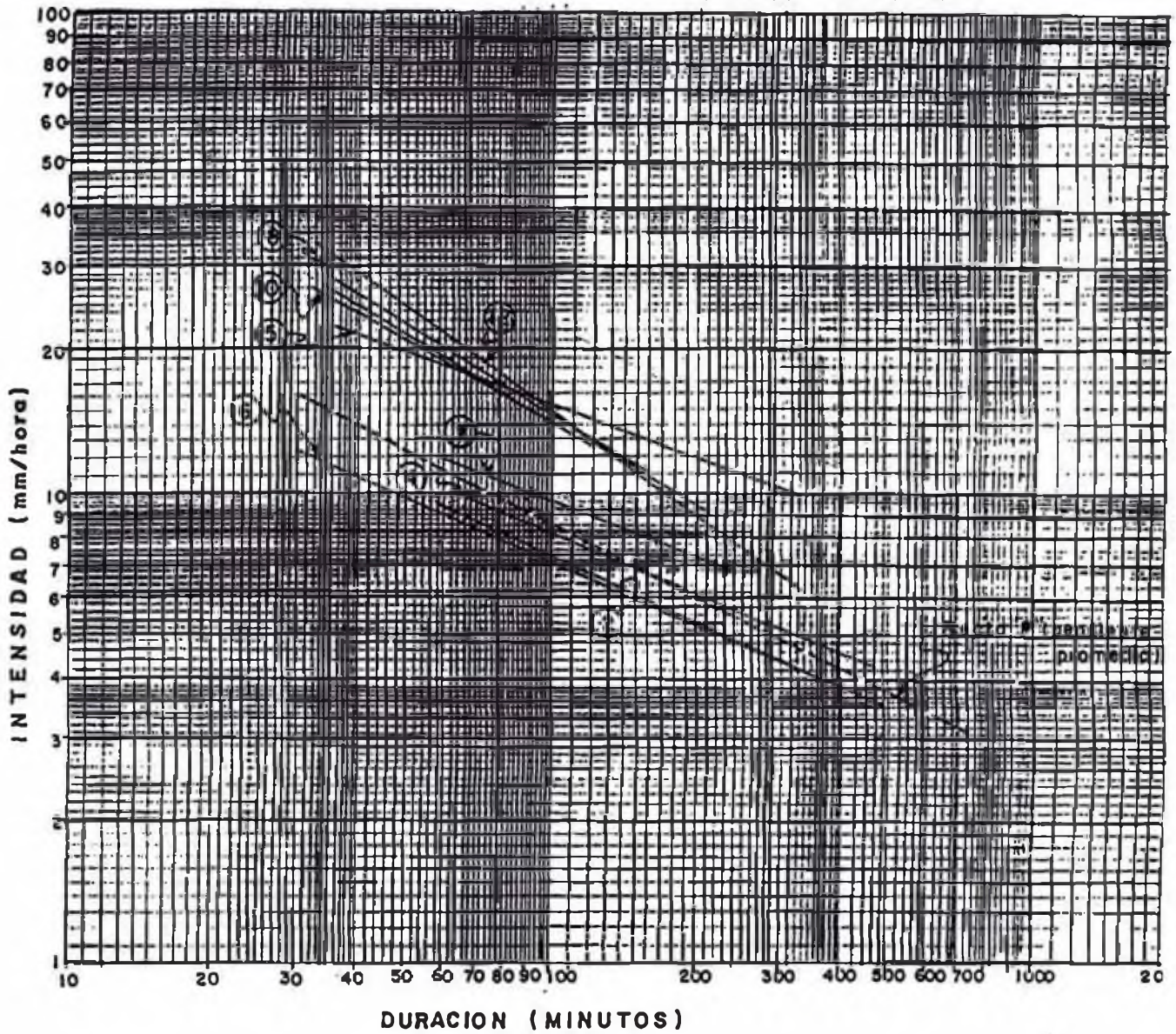


Fecha	hora	Intervalo (T) (minutos)	Tiempo acumulado (minutos)	Precipitación acumulada (mm)	Intensidad (I) (mm/hora)	Intensidad promedio para un determinado tiempo (mm/h)
18/05/83	02:15					
	02:45	30	30	5.90	11.80	$I(30) = 11.80$
	04:20	95	125	14.60	5.49	$I(60) = 8.65$
	05:15	55	180	19.00	4.80	$I(120) = 7.07$
	06:00	45	225	27.70	11.60	$I(240) = 5.95$
	08:00	120	345	32.50	2.40	
	10:30	150	495	36.00	1.40	
	11:15	45	540	37.50	2.00	
27/05/83	12:30	75	615	38.30	0.64	
	12:10					
	12:30	20	20	6.70	20.10	$I(60) = 11.36$
	13:30	70	90	21.20	6.69	$I(120) = 7.98$
	14:05	35	125	22.90	2.91	$I(180) = 7.52$
	15:30	85	210	32.70	6.92	$I(240) = 6.66$
31/05/83	16:00	30	240	36.70	8.00	
	13:50					
	14:00	10	10	5.50	33.00	$I(30) = 29.60$
	14:20	20	30	14.50	27.90	$I(60) = 18.60$
04/06/83	15:30	70	100	23.50	7.71	$I(90) = 15.00$
	01:00					
	01:50	10	10	5.50	33.00	$I(30) = 27.80$
20/05/83	02:15	25	35	16.00	25.20	$I(60) = 19.06$
	03:30	75	110	25.20	7.30	$I(90) = 15.00$
	11:40					
28/05/83	11:50	10	10	9.00	54.00	$I(30) = 24.50$
	12:30	40	50	17.50	12.75	$I(60) = 19.20$
	13:10	40	90	24.50	10.50	
	11:40					
-	11:45	5	5	4.60	55.20	$I(30) = 31.86$
	12:00	15	20	14.60	40.00	$I(60) = 19.80$
	13:15	75	95	24.40	7.84	$I(120) = 16.30$
	13:45	30	125	33.60	18.40	
	14:00	15	140	38.60	20.00	

Los valores de la intensidad promedio calculados para cierto intervalo de tiempo (30, 60, 120, 180, 240, 480 minutos) de cada tormenta, se grafican en un papel logarítmico obtuyéndose una recta para cada tormenta registrada.

Del conjunto de rectas obtenidas, se traza la recta "P" con la pendiente promedio tal como se puede apreciar en el gráfico de la lámina 6.

**GRAFICO INTENSIDAD Vrs. DURACION  
ESTACION EL TIGRE**



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA PROGRAMA ACADEMICO DE INGENIERIA CIVIL	TESIS PROFESIONAL DE ING. CIVIL	ESCALA
	PROYECTO: CONTROL DE INUNDACIONES-TUMBES	FECHA.
	GRAFICO INTENSIDAD Vrs DURACION	LAMINA N° 6



## ANALISIS DE LAS PRECIPITACIONES CON AJUSTE A LA CURVA DE GUMBEL..

De las precipitaciones registradas (máxima diaria) anuales se hizo un análisis de ajuste por el método de Gumbel, mediante el siguiente procedimiento. Para lo cual es necesario calcular el periodo de retorno de cada evento mediante la ecuación:

$$T_{pi} = \frac{t}{m+c-1} \quad \text{----- (2.3.1)}$$

Para una ordenación de precipitaciones creciente  
(Bibliografía: Homero X. de Andrade Pedrosa)

De donde:

- T<sub>pi</sub>: Periodo de retorno
- t : Número de observaciones
- m : Orden creciente
- c : Factor de Gumbel = 0.959

Del Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología (SENAMHI) se obtubieron 24 registros de precipitaciones (maxíma diaria) anuales de la estación Pluviográfica "El Tigre" desde el año 1963 a 1987.

Para el cálculo de los periodos de retorno se tendrá:

t = 24 observaciones, reemplazando valores en la ec. 2.3.1

$$T_{p1} = \frac{24}{1 + 0.959 - 1} = 25.03 \text{ (primer evento)}$$

$$Tp_2 = \frac{24}{2 + 0.959 - 1} = 12.25 \text{ (segundo evento)}$$

$$Tp_3 = \frac{24}{2 + 0.959 - 1} = 8.11 \text{ (tercer evento)}$$

En el siguiente cuadro se aprecia los periodos de retorno calculados para cada evento.

Cuadro N° 2.15 Cálculo del periodo de retorno método Gumbel

año	precipitación (mm)	Nºorden	$(\bar{P} - P_i)^2$	periodo de retorno $T_{pi}$
1969	83.50	1	1880.96	25.03
83	78.50	2	1472.26	12.25
87	72.00	3	1015.70	8.11
76	60.80	4	427.25	6.06
73	60.80	5	427.25	4.84
72	60.80	6	427.25	4.02
75	60.30	7	406.83	3.45
64	52.00	8	140.90	3.02
70	50.80	9	113.85	2.60
77	41.90	10	3.13	2.41
65	40.00	11	0.02	2.19
71	40.00	12	0.02	2.00
86	40.00	13	0.02	1.85
67	36.20	14	15.44	1.72
84	35.20	15	24.30	1.60
81	30.20	16	98.60	1.50
78	28.50	17	135.26	1.42
79	24.00	18	260.18	1.34
66	20.00	19	405.22	1.20
80	20.00	20	405.22	1.20
82	12.30	21	774.51	1.15
74	10.50	22	877.94	1.09
85	3.70	23	1327.14	1.04
68	1.10	24	1523.34	1.00
$\Sigma P_i = 963.10$		$\Sigma (\bar{P} - P_i)^2 = 12162.59$		

Para su interpretación gráfica se utiliza papel de probabilidades, en el cual se plotea en las abscisas



las precipitaciones y en las ordenadas los períodos de retorno.

La condición de ajuste radica en que todos los puntos así ubicados (frecuencias observadas) deben estar en una línea recta (ecuación de Gumbel) siendo necesario para su cálculo encontrar una unidad adoptada por Gumbel para los valores de las ordenadas que él llama 'variable reducida'.

La variable reducida (Y) se calcula mediante la fórmula:

$$Y = a ( X - X_f ) \dots \quad (2.3.2)$$

en donde:

$$a : \text{constante} = \frac{1}{0.7797 \sigma(x)}$$

$$X_f : \text{moda} = \bar{P} - 0.450 \sigma(x)$$

$\bar{P}$  : precipitación media

$$\sigma : \text{desviación standard} = \left[ \frac{\sum (\bar{P} - P_i)^2}{n} \right]^{1/2}$$

$P_i$  : precipitación

$n$  : número de observaciones

Cálculo de la precipitación media ( $\bar{P}$ )

$$\bar{P} = \frac{\sum P_i}{n} = \frac{963.1}{24} = 40.13 \text{ mm}$$

Cálculo de la desviación standard ( $\sigma(x)$ )

$$\sigma(x) = \left[ \frac{\sum (\bar{P} - P_i)^2}{n} \right]^{1/2} = \left[ \frac{12.162.59}{24} \right]^{1/2} = 22.51 \text{ mm}$$

Cálculo de la constante

$$a = \frac{1}{0.7797 \times 22.51} = 0.057$$

Cálculo de la moda

$$X_f = 40.13 - 0.45 \times 22.51 = 30$$

Reemplazando valores en la ecuación de la variable reducida (ecuación 2.3.2):

$$\text{Para } x = 10$$

$$y = 0.057 (10 - 30) = -1.14$$

$$\text{Para } x = 60$$

$$y = 0.057 (60 - 30) = 1.71$$

$$\text{Para } x = 90$$

$$y = 0.057 (90 - 30) = 3.42$$

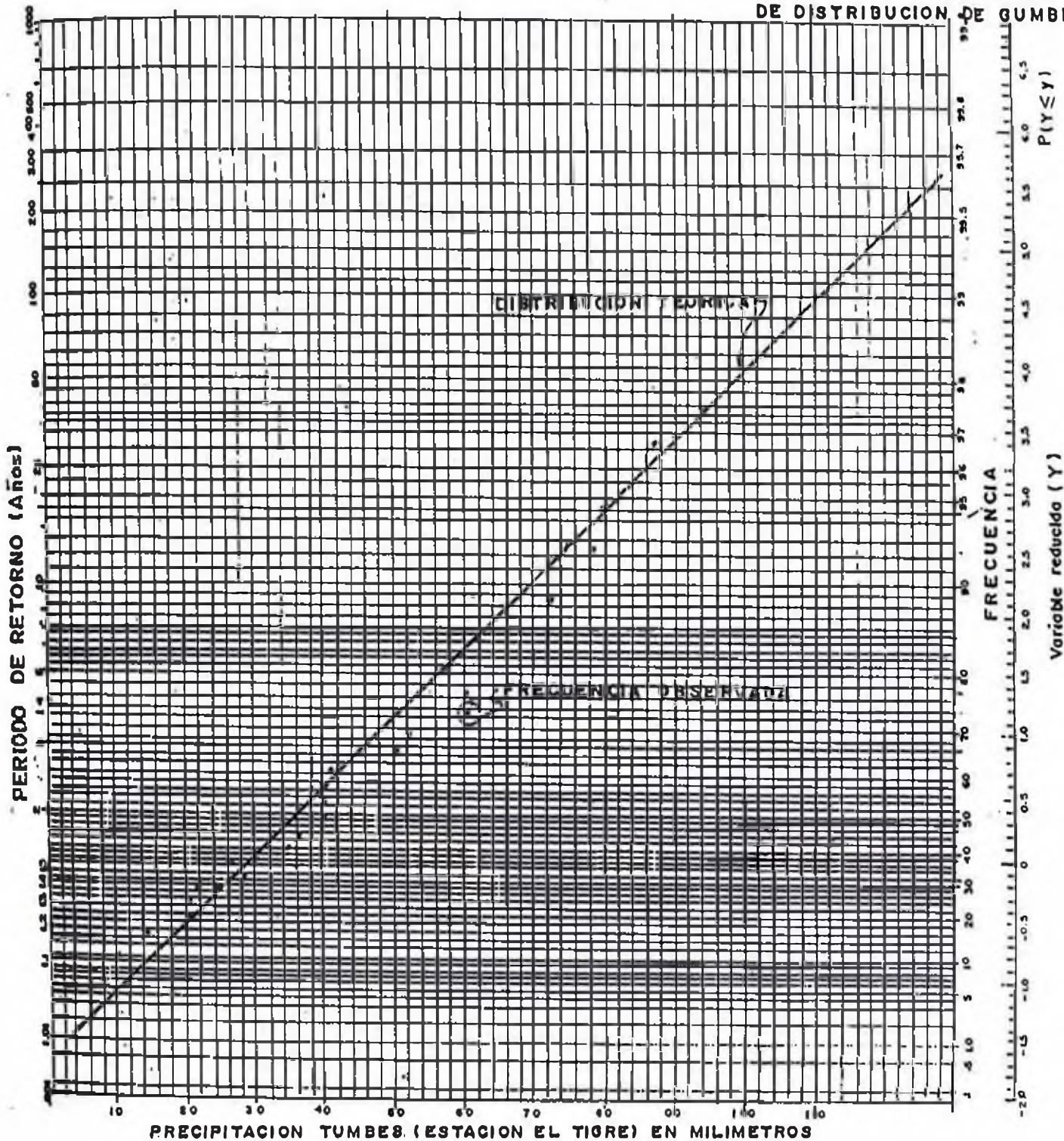
Con estos valores se traza la recta de Gumbel que vendría a ser la distribución teórica (ver lámina N°7).

#### **OBTENCION DE RECTAS PARA PERIODO DE RETORNO DE 10, 25, 50 Y 100 AÑOS**

El período de retorno ( $T_p$ ) se selecciona de acuerdo al tipo de estructura que se va a construir. Así por ejemplo, para terrazas y estructuras de corta vida útil y temporal que no tengan mucho peligro de causar daños se selecciona un período de retorno de 10 años. Para caídas y rápidas se selecciona un período de retorno de

LAMINA Nº 7

AJUSTE DE LA LEY EXPERIMENTAL  
DE PRECIPITACIONES A LEY TEÓRICA  
DE DISTRIBUCION DE GUMBEL



25 años. Para aliviaderos de diques pequeños sin peligro de daños personales se utiliza un período de retorno de 50 años.

Del gráfico de ajuste de la ley experimental de precipitaciones a la ley teórica de distribución de Gumbel, se obtiene:

- Para un período de retorno de 10 años le corresponde 70 mm de precipitación
- Para un período de retorno de 25 años le corresponde 86 mm de precipitación
- Para un período de retorno de 50 años le corresponde 99 mm de precipitación
- Para un período de retorno de 100 años le corresponde 110 mm de precipitación.

Para una duración de 24 horas (1440 minutos) las intensidades (I) de precipitación serán:

$$\text{En el primer caso : } I = \frac{70}{24} = 2.92 \text{ mm/hora}$$

$$\text{En el segundo caso: } I = \frac{86}{24} = 3.58 \text{ mm/hora}$$

$$\text{En el tercer caso : } I = \frac{99}{24} = 4.13 \text{ mm/hora}$$

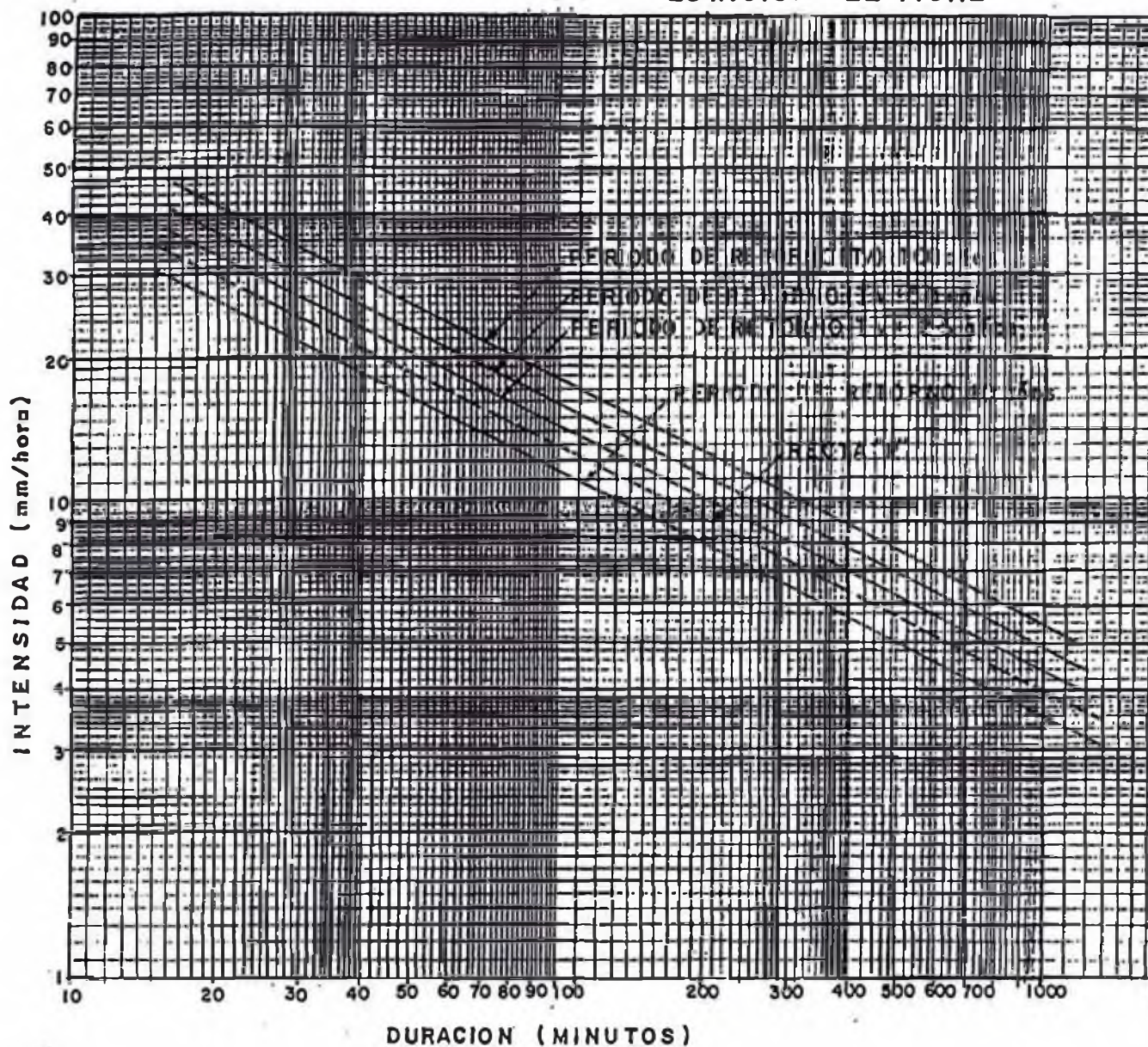
$$\text{En el cuarto caso : } I = \frac{110}{24} = 4.58 \text{ mm/hora}$$

Con cada valor de intensidad calculado, para una duración de 1440 minutos se ploteará en el gráfico intensidad vs. duración (lámina N°8) un punto para cada caso. De este punto obtenido se traza una recta



## GRAFICO INTENSIDAD Vrs. DURACION

ESTACION EL TIGRE



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA PROGRAMA ACADÉMICO DE INGENIERIA CIVIL	TESIS PROFESIONAL DE ING. CIVIL	ESCALA
	PROYECTO: CONTROL DE INUNDACIONES-TUMBE	FECHA:
	GRAFICO INTENSIDAD Vrs DURACION	LAMINA N° 8



paralela a la recta "P" trazada, obteniéndose, de esta manera, rectas correspondientes a los periodos de retorno de 10, 25, 50 y 100 años.

#### **CALCULO DE LA MAXIMA CRECIDA (CAUDAL DE DISEÑO)**

Para determinar la máxima crecida existen diferentes métodos que sintetizan una serie de factores principalmente relacionados con la precipitación (intensidad y frecuencia), la topografía o parámetros geomorfológicos (área, longitud de ríos y otros) y los llamados **coeficiente de escorrentía**, que expresan la relación entre el agua que se precipita y el agua que escurre sobre su superficie. El factor tiempo o frecuencia de ocurrencia se incluye dentro del factor precipitación seleccionando un periodo de retorno determinado. Para escoger la fórmula adecuada se requiere criterio y experiencia profesional.

La cuenca en estudio tiene un área de 0.425 km<sup>2</sup> aproximadamente, es relativamente pequeña, su suelo tiene poca vegetación y los cerros circundantes tienen poca altura.

Para el cálculo de la máxima crecida vamos a escoger dos criterios:

- a) Método racional
- b) Método del Servicio de Conservación de Suelos (S.C.S.)

## A) METODO RACIONAL

La fórmula del método racional indica el pico máximo de descargas para un determinado periodo de frecuencias, siendo este dato generalmente suficiente para el diseño de estructuras de evacuación de agua superficial, como caídas, rápidas, alcantarillas y aliviaderos. La fórmula es empírica, requiriendo el juicio del ingeniero para estimar algunos factores.

La fórmula es:

$$Q_{\text{máx}} = 0.278 CAI \quad \dots (2.3.3)$$

De donde:

Q: caudal de diseño en  $\text{m}^3/\text{seg}$

A: área de la cuenca (= 0.425  $\text{km}^2$ )

I: Intensidad máxima de la tormenta para el tiempo de concentración

### Cálculo del coeficiente de escorrentia (C)

El coeficiente de escorrentia se obtiene del cuadro N° 2.16, elaborado por el servicio de conservación de suelos (S.C.S.), para el cual se requiere tener un estudio previo de las características de escurrimiento de la cuenca que incluye los factores de: Relieve, características de infiltración de suelos, cobertura vegetal y almacenamiento superficial (Bibliografía: Dirección General de aguas y Suelos M.A.).

El coeficiente de escorrentia se obtiene de un promedio de las condiciones de la cuenca. Varía de 0 a 100.

CUADRO No. 2.16 Tabla de Puntaje para la Obtención del Coeficiente de Escorrentía (Servicio de Conservación de Suelos S.C.S.)

Característica de la Cuenca	Extremo	Alto	Normal	Bajo
Relieve	Terreno escarpado y empinado con pendientes mayores que 30%	Accidentes, con pendientes promedio del 10% al 30%	Ondulado con pendientes promedio del 5% al 10%	Relativamente plano con promedio del 5% al 10%
	Puntos..... 40	Puntos..... 30	Puntos..... 20	Puntos..... 10
Infiltración	Sin una capa efectiva de suelo superficial	Lentos para absorber el agua arcilla u otro suelo de baja capacidad de infiltración.	Normal, Franco Profundo con infiltración típica a los suelos de praderas.	Alto, Arena u otro suelo que absorbe el agua fácil y rápidamente
	Puntos..... 20	Puntos..... 15	Puntos..... 10	Puntos..... 5
Cobertura Vegetal	Terreno desnudo o sin cobertura efectiva	Cobertura regular, cultivos limpios (de Escarda)	Regular a buena, cerca del 50% del área con pastizales, bosques o áreas de buena cobertura.	Excelente, cerca del 90% del área con buenos pastizales bosques o cobertura equivalente
	Puntos..... 20	Puntos..... 15	Puntos..... 10	Puntos..... 5
Almacenamiento Superficial	Insignificante, depresiones y pozos profundos, desagües pequeños y empinados, no hay lagunas o pantanos.	Bajo, sistemas de drenaje en la superficie, no hay lagunas o pantanos	Considerable almacenamiento en depresiones superficiales, lagunas y pantanos definidos; menos del 2% del área y pantanos	Alto almacenamiento en depresiones superficiales, sit. de drenaje no bien definidos; muchas lagunas y pantanos
	Puntos..... 20	Puntos..... 15	Puntos..... 10	Puntos..... 5

Del cuadro N° 2.16 se obtiene que:

Relieve	:	30 puntos
Infiltración	:	15 puntos
Cobertura vegetal	:	15 puntos
Almacenamiento superficial	:	<u>20 puntos</u>
		80 puntos/100

$$C = 0.80$$

### **Cálculo de la intensidad de precipitación (I)**

La intensidad de diseño se obtiene del gráfico intensidad vs. duración, expresado en mm/hora para un determinado período de retorno, y duración de tormentas o precipitaciones (horas).

La duración de la tormenta se selecciona mediante un cálculo previo del tiempo de concentración de la cuenca. El 'tiempo de concentración' es el tiempo que demora el agua de escorrentía en recorrer hidráulicamente la longitud del cauce mayor de la cuenca, desde su punto más remoto al punto de desembocadura.



El método a emplear fue expuesto por Design of small Dams, Bureau of Reclamation, siendo la fórmula:

$$T_c = \left( 11.9 \frac{L^3}{H} \right)^{0.385} \dots (2.3.4)$$

De donde:

$T_c$  : tiempo de concentración en horas

$L$  : longitud del curso más lejos en millas  
en nuestro caso,  $L=1110 \text{ m} \approx 0.69 \text{ Mi.}$

$H$  : Diferencia de elevación en pies.  
en nuestro caso,  $H=35-15 = 20 \text{ m}$   
 $\approx 65.62 \text{ ft.}$

Reemplazando valores en la ecuación (2.3.4):

$$T_c = \left[ 11.9 \frac{(0.69)^3}{65.62} \right]^{0.385}$$

$$T_c = 0.34 \text{ horas} = 20.4 \text{ minutos}$$

Una vez obtenido el tiempo de concentración de la cuenca, se procede a utilizar el gráfico intensidad-duración que relaciona, para un determinado periodo de retorno, La intensidad de la precipitación con la duración del evento.

La duración del evento se considera igual al tiempo de concentración de la cuenca y se obtiene así la intensidad en mm/hora correspondiente.

Para un tiempo de concentración de 20.4 minutos se obtiene:

-Una intensidad de precipitación de:

26.5 mm/hora para un período de retorno de 10 años

33 mm/hora para un período de retorno de 25 años

37 mm/hora para un período de retorno de 50 años

41 mm/hora para un período de retorno de 100 años

Estos valores calculados se reemplazan en la ecuación 2.3.3 y se obtiene:

Para un período de retorno de 10 años, el caudal de diseño será:

$$Q = 0.278 \times 0.80 \times 0.425 \times 26.5$$

$$Q = 2.50 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Para un período de retorno de 25 años, el caudal de diseño será:

$$Q = 0.278 \times 0.80 \times 0.425 \times 33$$

$$Q = 3.11 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Para un período de retorno de 50 años, el caudal de diseño será:

$$Q = 0.278 \times 0.80 \times 0.425 \times 37$$

$$Q = 3.50 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Para un período de retorno de 100 años, el caudal de diseño será:

$$Q = 0.278 \times 0.80 \times 0.425 \times 41$$

$$Q = 3.87 \text{ m}^3/\text{seg}$$

**B) METODO DEL SERVICIO DE CONSERVACION DE SUELOS (S.C.S)**

Este método proporciona picos y volúmenes de descarga y se basa en el análisis de numerosos hidrogramas de los cuales se han desarrollado curvas que relacionan la **escorrentia directa (E)**, expresada en pulgadas, con la precipitación (P), también expresada en pulgadas. La línea que relaciona estos dos factores se llama **Curva Número (CN)**.

La ecuación de estas curvas es la siguiente:

$$E = \frac{(P - 0.25)^2}{(P + 0.85)} \quad \dots (2.3.5)$$

Donde:

E : Escorrentia directa en pulgadas

P : Precipitación en pulgadas

S : Máxima diferencia potencial entre la precipitación y la escorrentia en pulg al tiempo de inicio de una tormenta.

**B-1) Cálculo de las precipitaciones**

Para el gráfico de las rectas para cada período de retorno en el gráfico intensidad vs. duración, se obtuvieron las precipitaciones en el gráfico de ajuste de la ley experimental de precipitaciones a la ley teórica de distribución de Gumbel. Así tenemos:

Para:  $T_r = 10$  años, la precipitación es  $70 \text{ mm} = 2.76 \text{ pulg.}$

$T_r = 25$  años, la precipitación es  $86 \text{ mm} = 3.39 \text{ pulg.}$

$T_r = 50$  años, la precipitación es  $97 \text{ mm} = 3.90 \text{ pulg.}$

$T_r = 100$  años, la precipitación es  $110 \text{ mm} = 4.37 \text{ pulg.}$

## B-2) Cálculo del parámetro "S"

Este parámetro "S" se determina mediante la ecuación:

$$S = \frac{1000}{C.N.} - 10 \quad \dots (2.3.6)$$

En donde:

C.N. es un número que varía de 0 a 100 y se halla en tablas que relacionan las condiciones hidrológicas de infiltración de los suelos, las prácticas agronómicas y tipo de cobertura.

Para calcular C.N. clasificaremos inicialmente el suelo de acuerdo a su infiltración. Para ello usaremos el cuadro 2.17 cuya fuente es el Servicio de Conservación de Suelos (S.C.S.).

Cuadro N° 2.17 - Grupo de suelos

Grupo	tasa de infiltración mínima (pulg/hora)	Tipos de Suelo
A	0.30 - 0.45	Arenas profundas, tierra amarilla, honda, cieno agregado
B	0.15 - 0.30	Tierra amarilla superficial, barro arenoso
C	0.05 - 0.15	Tierras arcillosas margas, barro arenoso superficial, terrenos de bajo contenido orgánico y alto contenido en tierras amarillas superficiales
D	0.00 - 0.05	Terrenos que aumentan de volumen cuando se mojan, gredas de plástico pesado y ciertos terrenos salinos



De acuerdo a los resultados del estudio de mecánica de suelos realizado en la cuenca en estudio, el tipo de suelo corresponde al grupo "B".

El Servicio de Conservación de Suelos, para el cálculo de la C.N. indica que el antecedente de las condiciones de humedad, tiene influencia en infiltración en la parte inicial de la tormenta. Con este fin, las condiciones de humedad son definidas por las condiciones I, II y III.

Para las condiciones de humedad de la cuenca en estudio, consideraremos la condición III del Servicio de Conservación de Suelos (lluvia fuerte o ligera y bajas temperaturas que ocurrieron durante los cinco días precediendo la tormenta y el terreno es saturado).

En el cuadro N° 2.18 encontramos el número de curva para la condición II de acuerdo a la cobertura del suelo en estudio.

Cuadro N° 2.18 - Número de curva que relaciona las condiciones hidrológicas de infiltración de suelos, prácticas agronómicas y tipo de cobertura para la condición de humedad II.

C O B E R T U R A						
uso del suelo	tratamiento o práctica	condición hidrológ.	agrupaciones del tipo de suelo			
			A	B	C	D
berbecho	hilera recta		75	86	91	94
bosque		pobre	45	66	77	83
		regular	36	60	73	79
		bueno	25	55	70	77
vía	de tierra		72	82	87	89
	superficie dura		74	84	90	92

El número de curva para la condición de humedad II del suelo de la cuenca en estudio es 66 por pertenecer al grupo del tipo de suelo "B" y ser un bosque de condición hidrológica pobre.

Como el suelo de la cuenca corresponde a la condición de humedad III, haremos la conversión mediante la siguiente tabla del cuadro N° 2.19.

Cuadro N° 2.19 - Estimación del número de curva para varios antecedentes de condición de humedad.

número de curva para la condición II	número correspondiente condición	
	I	III
100	100	100
90	78	98
85	70	97
80	63	94
* 75	57	* 91
* 65	45	* 83
60	40	79
55	35	75
50	31	70
45	27	65
40	23	60
35	19	55
30	15	50

\* El número de curva correspondiente a la condición III se encuentra entre los valores 91 y 83, por lo que se interpola:

$$\frac{75 - 65}{66 - 65} = \frac{91 - 83}{\text{C.N.} - 83}$$

$$\text{C.N.} = 83.8 \approx 84$$

Reemplazando este valor en la ecuación 2.3.6

$$S = \frac{1000}{84} - 10 = 1.90$$

Con este valor calculado y las precipitaciones para cada período de retorno, calcularemos la **escorrentia directa** con la ecuación 2.3.5:

Para un período de 10 años

$$E = \frac{(2.76 - 0.2 \times 1.90)^2}{(2.76 + 0.8 \times 1.90)} = 1.32 \text{ pulg.}$$

Para un período de 25 años

$$E = \frac{(3.39 - 0.2 \times 1.90)^2}{(3.39 + 0.8 \times 1.90)} = 1.85 \text{ pulg.}$$

Para un período de 50 años

$$E = \frac{(3.80 - 0.2 \times 1.90)^2}{(3.80 + 0.8 \times 1.90)} = 2.20 \text{ pulg.}$$

Para un período de 100 años

$$E = \frac{(4.37 - 0.2 \times 1.90)^2}{(4.37 + 0.8 \times 1.90)} = 2.70 \text{ pulg.}$$

### CALCULO DE LA DESCARGA MAXIMA

El Servicio de Conservación de Suelos en base a conclusiones de los análisis de muchas averidas naturales considera aplicable la siguiente ecuación para el cálculo de la descarga máxima ( $q_p$ )

$$q_p = \frac{484 A E}{T_p} \quad \dots 2.3.7$$

En la que:

$q_p$  : expresado en pies<sup>3</sup>/seg

A : área de la cuenca en millas cuadradas = 0.163 Mill<sup>2</sup>

E : Escorrentia directa en pulgadas

$T_p$  : tiempo en horas desde el principio al máximo de intensidad



$$T_p = \frac{D}{2} + 0.6 T_c \quad \dots 2.3.8$$

Donde:

D : Período de exceso de precipitación en horas

T<sub>c</sub> : Tiempo de concentración que se calculó en el análisis anterior (método racional) = 0.34 horas

Como no se conoce el período de exceso de precipitación, se estima a partir de la ecuación

$$D = 2 \sqrt{T_c} \quad \dots 2.3.9$$

En la que:

D : en horas

T<sub>c</sub> : tiempo de concentración

Reemplazando valores en la ecuación 2.3.9:

$$D = 2 \sqrt{0.34} = 1.170 \text{ horas}$$

Reemplazando valores en la ecuación 2.3.8:

$$T_p = \frac{1.17}{2} + 0.6 \times 0.34 = 0.80 \text{ horas}$$

Reemplazando valores en la fórmula 2.3.7:

Para un período de retorno de 10 años:

$$q_p = \frac{484 \times 0.163 \times 1.32}{0.80} = 130.20 \text{ ft}^3/\text{seg} \approx 3.69 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Para un período de retorno de 25 años:

$$q_p = \frac{484 \times 0.163 \times 1.85}{0.80} = 182.44 \text{ ft}^3/\text{seg} \approx 5.20 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Para un período de retorno de 50 años:

$$q_p = \frac{484 \times 0.163 \times 2.20}{0.80} = 216.95 \text{ ft}^3/\text{seg} \approx 6.14 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Para un período de retorno de 100 años:

$$q_p = \frac{484 \times 0.163 \times 2.70}{0.80} = 266.26 \text{ ft}^3/\text{seg} \approx 7.54 \text{ m}^3/\text{seg}$$

## CONCLUSIONES DEL ESTUDIO HIDROLOGICO

- Debido a la importancia y duración de la vida útil de las obras civiles, se elaboraran los diseños con un periodo de retorno de 50 años.
- El máximo caudal para un periodo de retorno de 50 años por el método racional es de  $3.50 \text{ m}^3/\text{seg.}$
- El máximo caudal para un periodo de retorno de 50 años por el método de Conservación de Suelos es de  $6.14 \text{ m}^3/\text{seg.}$
- Se asumirá para los cálculos hidráulicos un caudal de diseño igual a  $4 \text{ m}^3/\text{seg.}$ , por cuanto se ha podido comprobar que en la calle Los Tumpis las marcas de alturas alcanzadas por las avenidas en un tramo durante las torrenciales lluvias de 1983 (año excepcional) alcanzaron caudales del orden de los  $4 \text{ m}^3/\text{seg.}$

## 2.40 ESTUDIO DE ALTERNATIVAS Y SELECCION DE LA SOLUCION MAS OPTIMA

Para efectuar el estudio de alternativas hay que observar las siguientes características:

- A) Operatividad y/o funcionamiento del proyecto
- B) Costo de inversión del proyecto
- C) Facilidad para efectuar la construcción del proyecto
- D) Características topográficas, forma de la boquilla de la cuenca y zona de evacuación
- E) Características geológicas y mecánica de suelos

En nuestro proyecto se va a estudiar seis alternativas que son las que se enumeran a continuación:

- 1º Pavimentación de la calle Los Tumpis con un conducto cubierto subterráneo a lo largo de su eje para la evacuación de las aguas pluviales provenientes de la cuenca Los Tumpis.
- 2º Evacuación de las aguas pluviales con vertederos frontales de canal lateral, conductos cubiertos y rápida mediante dos ramales (ramal N°1 y ramal N°2).
- 3º Pavimentación de la calle Los Tumpis con dos conductos cubiertos a lo largo de sus extremos, para la evacuación de las aguas pluviales provenientes de la cuenca Los Tumpis y la colocación de rejillas en su losa superior para el drenaje pluvial superficial.



- 4° Evacuación de las aguas pluviales con un canal recolector principal y dos canales recolectores laterales N°1 y N°2, sin revestir, además una rápida y un conducto cubierto.
- 5° Construcción de una presa de tierra con canal evacuador.
- 6° Reserva de un fondo de inversión del proyecto para solventar los gastos de reconstrucción en casos de desastres como la del año de 1983.

**Alternativa N° 01 (ver planos N° 1, 2, 3, 4)**

A consecuencia de las lluvias torrenciales, la calle Los Tumpis se inunda, produciéndose daños materiales en las viviendas.

Una alternativa de controlar estas aguas provenientes de la cuenca Los Tumpis es mediante la construcción de un conducto cubierto de concreto armado, a lo largo de la calle Los Tumpis para evacuar estas aguas fuera de la ciudad.

Este tipo de estructura (conducto cubierto) es recomendable para su construcción debido a que el suelo en donde se desarrolla el proyecto tiene una capacidad portante de  $1 \text{ kg/cm}^2$ . Su estructura se diseñará de tal manera que su losa superior sea una losa-puente en toda su longitud, capaz de resistir la carga de un vehículo tipo H-10 (10 toneladas de peso).

Se complementará el diseño de la losa puente con la pavimentación de la calle Los Tumpis en los extremos de la losa-puente.

El conducto cubierto tiene una longitud de 1,280 m para una capacidad de evacuación de  $4 \text{ m}^3/\text{seg}$ .

Consta de dos tramos de sección rectangular, ello debido a cambios de pendiente que existen en el terreno (ver el perfil longitudinal, plano N°3). El primer tramo es de 800 m de longitud y su sección es de 1.50 m

de ancho y 1.45 m de altura. El segundo tramo es de 480 m y su sección es de 2.20 m de ancho y 1.45 m de altura.

La pavimentación de la calle Los Tumpis será una losa de concreto diseñada para resistir la misma carga que resiste la losa-puente.

Debido a que el límite de propiedad de las viviendas contiguas con respecto a los extremos de la calle Los Tumpis no es una línea recta sino quebrada, el ancho de la calle Los Tumpis es variable, siendo en unos casos de 16 metros y otros, 20 metros. (ver secciones transversales, plano N° 4) por lo que se ha visto conveniente diseñar el ancho de la calzada con 10 metros, considerando:

Ancho de Pavimento: 6.40 m (El ancho mínimo para carreteras del sistema vecinal, para una velocidad directriz de 70 km/h y un tráfico de 50 a 100 vehículos/hora es de 6.00 m de acuerdo a las normas peruanas para el diseño de carreteras). El ancho del pavimento incluye el ancho de la losa-puente.

Ancho de berma: 1.80 m en los extremos del pavimento (las normas peruanas para el diseño de carreteras considera un ancho mínimo de berma igual a 1.50 m para la velocidad directriz asumida). El ancho del pavimento tendrá un bombeo del 1% hacia sus extremos, para evacuación de las aguas

pluviales superficiales mediante la construcción de cunetas.

En la transición de entrada al conducto cubierto se considera un canal de encauzamiento revestido de roca de 15 m de longitud, con una armadura de acero colocada transversalmente a su eje, para la protección del conducto cubierto evitando el paso de troncos, rocas, que puedan ocasionar atoros y daños a la estructura.

Así mismo se colocarán tapas de concreto con armadura de acero en la losa-puente para efectos de mantenimiento del conducto. Tanto el pavimento como el conducto cubierto llevarán juntas de dilatación.



**Alternativa N° 02 (ver planos N° 1, 5, 6, 7, 8, 9)**

Esta alternativa consiste en evacuar las aguas provenientes de las precipitaciones pluviales mediante la construcción de vertederos frontales de canal lateral, conductos cubiertos y rápida, dispuestos en dos ramales 1 y 2, evacuando ambos un total de  $4 \text{ m}^3/\text{seg}$  (caudal de diseño), por el vaso de la cuenca hasta alejarse de la ciudad, evitando que estas aguas evacúen por la calle Los Tumpis. Para la distribución de la máxima avenida se tuvo en cuenta el área tributaria. Para el ramal N°1 el área tributaria es de  $0.32 \text{ km}^2$ , por tanto evacuará  $3 \text{ m}^3/\text{seg}$  hasta la progresiva  $0+187$ , siendo su longitud total de 610 metros. El ramal N°2 tiene un área tributaria de  $0.105 \text{ km}^2$ , evacuando  $1 \text{ m}^3/\text{seg}$  en todo su tramo (224.68 m de longitud)

Ambos ramales se intersectan en la progresiva  $0+187$  del ramal N°1, continuando este ramal hasta la progresiva  $0+610$  (final de la descarga).

El ramal N°1 consta de 2 vertederos frontales de canal lateral y cuatro conductos cubiertos de sección transversal variable diseñados para soportar cargas de 3, 6, 12 m de altura de material de relleno. Así mismo se ha previsto la construcción de una rápida y tanque amortiguador por el desnivel existente en el terreno. A continuación se presenta un cuadro con las estructuras a diseñar en el canal principal.

Cuadro N° 2.20 - Tipos de estructuras proyectadas  
En el ramal N° 1

Progresivas (km)	Tipo de Estructura	Longitud (m)	sección interna	
			plantilla	altura
0+000 - 0+016	Vertedero frontal de canal lat. 1	16.00	1.00	1.40
0+016 - 0+019	Transición	3.00		
0+019 - 0+126	Conducto cubierto N° 1	107.00	1.00	1.00
0+126 - 0+130	Transición	4.00		
0+130 - 0+140	Vertedero frontal de canal lat. 2	10.00	1.00	1.80
0+140 - 0+144	Transición	4.00		
0+144 - 0+185	Conducto cubierto N° 2	43.00	1.00	1.25
0+185 - 0+187	Transición	2.00		
0+187 - 0+510	Conducto cubierto N° 3	321.00	1.30	1.20
0+510 - 0+560	Canal de rápida	50.00	1.30	1.20
0+560 - 0+566.9	Trayectoria de la rápida	6.90	1.30	variable
0+567 - 0+579	Tanque amortiguador	12.00	1.30	variable
0+578.9 - 0+584	Transición	6.00	1.30	variable
0+584.9 - 0+627	Conducto cubierto N° 3	25.10	1.30	1.20
0+627 - 0+630	Transición de salida	3.00		

El Ramal N° 02 consta de un vertedero frontal de canal lateral y un conducto cubierto de sección rectangular. En el siguiente cuadro se presentan las estructuras a diseñar.

Cuadro N° 2.21 - Tipos de estructuras proyectadas en el ramal N° 2

Progresivas (km)	Tipo de Estructura	Longitud (m)	sección interna	
			plantilla	altura
0+000 - 0+016	Vertedero frontal de canal lat. 3	10.00	1.00	0.95
0+010 - 0+019	Transición	2.00		
0+012-0+222.68	Conducto cubierto N° 4	210.68	1.00	0.70
0+222.68-0+224.68	Transición	2.00		

Las quebradas tendrán un canal de encauzamiento a los vertederos frontales de canal lateral revestidos de roca.

En los vertederos frontales de canal lateral y conductos cubiertos, rápida, se construirán juntas de dilatación de Water Stop.

**Alternativa N° 03 (ver planos N° 10, 11, 13, 14)**

Esta alternativa es una variación de la primera. Consiste en la construcción de dos conductos cubiertos a lo largo de los extremos de la calle Los Tumpis, completándose el proyecto con la pavimentación de la calle.

Estos conductos cubiertos tienen una longitud de 1280 m para una capacidad de evacuación de  $2 \text{ m}^3/\text{seg}$  cada uno. Constan de dos tramos de sección variable, ello debido al cambio de pendiente que existe en el terreno (ver el perfil longitudinal, plano N°11/18). El primer tramo es de 800 metros y su sección es cuadrada de  $1.25 \times 1.25 \text{ m}$ . El segundo tramo es de sección rectangular, de 480 m de largo y sección de 1.85 m de ancho y 1.25 m de altura.

Tanto los conductos cubiertos como la pavimentación de la calle Los Tumpis se diseñarán para resistir una carga vehicular tipo H-10 (10 toneladas de peso).

El ancho de la calzada será de 10 m, considerando:

Ancho de Pavimento:

Primer tramo: 6 m (incluye el ancho de conductos)

Segundo tramo: 6.60 m (incluye el ancho de conductos)

Ancho de Berma:

Primer tramo :2.00 m en los extremos del pavimento

Segundo tramo:1.80 m en los extremos del pavimento



Se colocarán unas rejillas de fierro para la evacuación de las aguas pluviales superficiales en la losa-puente (losa superior de conducto).

Así mismo el ancho del pavimento tendrá un bombeo del 1%. En la transición de entrada de los conductos se construirá un canal de encauzamiento de la quebrada de 15 m de longitud con roca colocada manualmente. En este canal se colocará una armadura de acero transversal a su eje para la protección de los conductos, para evitar el paso de troncos, rocas que puedan ocasionar atoros y daños a la estructura.

Se colocarán tapas de concreto con armadura de acero en la losa-puente para efectos de mantenimiento de los conductos. Tanto el pavimento como los conductos llevarán juntas de dilatación.

**Alternativa N° 04 (ver planos N° 10, 12, 13, 15)**

Esta alternativa es una variación de la alternativa N° 02, la cual consiste en la evacuación de las aguas pluviales mediante canales recolectores. Estos canales evacuarán las aguas provenientes de las quebradas que forman la cuenca Los Tumpis.

Se construirá un canal principal y dos canales laterales N° 1 y N° 2. Para la distribución de la descarga se tuvo en cuenta el área tributaria, de esta manera se calculó que la capacidad de evacuación de los canales laterales es de  $1 \text{ m}^3/\text{seg}$  cada uno. El canal principal recolectará  $2 \text{ m}^3/\text{seg}$ , intersectándose con los canales laterales 1 y 2 en las progresivas: km 0+101 y 0+117 respectivamente, para seguir evacuando  $4 \text{ m}^3/\text{seg}$  hasta la progresiva 0+550 donde se efectúa la descarga.

Estos canales estarán sin revestir, y se protegerá con un enrocado tanto las transiciones de entrada y salida del canal, así como las intersecciones de canal a canal.

En el canal principal se ha previsto la construcción de una rápida y tanque amortiguador por el desnivel existente en el terreno. Así mismo un conducto cubierto por cuanto se intersecta el canal principal con una trocha carrozable.

Para el diseño de los canales sin revestir se ha determinado el valor del coeficiente de fricción ( $n$ ) igual a 0.40, por cuanto se ha previsto en el canal un deficiente mantenimiento.

A continuación se presenta un cuadro de las estructuras a diseñar en canal principal.

Cuadro Nº 2.22 Tipos de estructuras proyectadas en el canal principal

Progresivas (km)	Tipo de Estructura	Talud	Longitud (m)	sección interna	
				plantilla	altura
0+000 - 0+101	Canal sin revestir	1:15	101.00	1.10	1.65
0+101 - 0+105	Transición		4.00		
0+105 - 0+117	Canal sin revestir	1:15	12.00	2.10	1.65
0+117 - 0+120	Transición		3.00		
0+120 - 0+389	Canal sin revestir	1:15	369.00	3.00	1.65
0+389 - 0+400	Transición		11.00		
0+400 - 0+510	Canal de rápida	vertical	110.00	1.50	1.20
0+510 - 0+517.5	Trayectoria de rápida	vertical	7.50	1.50	variable
0+517.5-0+527.5	Tanque amortiguador	vertical	10.00	1.50	2.60
0+527.5 -0+530	Transición	vertical	2.50	1.50	variable
0+530 - 0+545	Conducto cubierto	vertical	15.00	2.10	1.25
0+545 - 0+550	Transición de salida		5.00		

El canal lateral N° 1 tiene una longitud de 87.32 metros y el canal lateral N° 2, 141.14 metros.

Cuadro N° 2.23 Tipos de estructuras proyectadas en los canales laterales N° 1 y N° 2.

Canal Lateral N° 1					
Progresiva km	Tipo de Estructura	Talud	Longitud (m)	plantilla (m)	altura (m)
0+000 - 0+005	Transición de entrada		5.00		
0+005 - 0+080	Canal sin revestir	1:15	75.00	1.00	1.35
0+080 - 0+087.32	Canal revestido con roca	1:15	7.32	1.00	1.35
Canal Lateral N° 2					
0+000 - 0+005	Transición de entrada		5.00		
0+005 - 0+134	Canal sin revestir	1:15	129.00	1.00	1.35
0+134 - 0+141.14	Canal revestido con roca	1:15	7.14	1.00	1.35

**Alternativa N° 5 (ver planos N° 16, 17, 18)**

Esta alternativa consiste en la construcción de una presa de tierra ubicada en la boquilla de la cuenca Los Tumpis con la finalidad de represar las aguas provenientes de las precipitaciones pluviales. Así mismo se ha previsto la construcción de un canal aliviadero, con la finalidad de evacuar los excedentes de las máximas avenidas.

Esta presa es del tipo homogéneo, de material arena-arcilloso, con una altura de 6 m y un ancho en la corona de 4.30 m. Tiene un talud (Z:1) de 2.5 : 1 en el talud izquierdo y 2:1 en el talud derecho. La longitud de esta presa es de 64 metros.

El canal aliviadero de la presa está compuesto de un vertedero frontal de canal lateral de 7 metros de longitud y un conducto cubierto de 373 metros, y una rápida de 110 m que hacen una longitud total de 490 metros. Así mismo, en el tramo final se construirá un canal de descarga de 5 metros de longitud.

El canal aliviadero está diseñado para una descarga de  $1.36 \text{ m}^3/\text{seg}$ , y su construcción es de concreto armado  $f_c: 175 \text{ kg/cm}^2$  y con armadura de acero.

En el siguiente cuadro se muestran las estructuras a diseñar.



Cuadro N° 2.24 - Tipos de estructuras proyectadas en el canal aliviadero

Progresivas km	Tipo de Estructura	Talud	Longitud	plantilla	altura
0+000 - 0+007	Vertedero frontal de C.L.	0.5:1	7.00	0.90	1.20
0+007 - 0+009	Transición	...	2.00	..	..
0+009 - 0+350	Conducto cubierto	vertical	341.00	0.90	0.90
0+350 - 0+463.5	Canal de rápida	vertical	113.50	0.90	variable
0+463.5-0+470	Tanque amortiguador	vertical	6.50	0.90	1.55
0+470 - 0+471.5	Transición	vertical	1.50	0.90	variable
0+471.5-0+488	Conducto cubierto	vertical	16.50	0.90	0.90
0+488 - 0+490	Transición de salida	vertical	2.00	variable	variable
0+490 - 0+495	Canal de descarga	2:1	5.00	1.80	0.90

**Alternativa N° 6**

Esta alternativa consiste en destinar un fondo de inversión en los trabajos de reconstrucción que demandará un desastre como el ocurrido en el año de 1983.

Este fondo de inversión estaría en reserva y sólo sería utilizado en caso de emergencia.

La alternativa N° 6 no contempla la construcción de una obra nueva, sino la reconstrucción de las obras que existen.

## SELECCION DE LA ALTERNATIVA MAS ÓPTIMA

Se puede observar de los estudios anteriores que casi no todas las alternativas propuestas presentan buenas características para la selección de la alternativa más óptima. Así tenemos:

- Las alternativas N° 1 y 3 muestran buenas características geológicas, mecánica de suelos, operación, de topografía y facilidad de construcción, pero su costo es alto debido principalmente a los trabajos de concreto armado y pavimentación de la calle Los Tumpis.
- La alternativa N° 2 también muestra un alto costo en su construcción debido principalmente a los trabajos de concreto armado y el gran volumen de excavación y relleno de tierra que se tendrá que efectuar.
- Las alternativas N° 4 y 5 son las más económicas pero requieren un eficiente mantenimiento debido a que los canales diseñados son sin revestir. Estas alternativas no muestran buenas características de topografía por lo que se tendrá que mover un gran volumen de tierra. Así mismo presentan buenas características geológicas, de mecánica de suelos y operación.
- La alternativa N° 6 requiere un control estricto en el fondo de inversión, siendo algunas veces

destinados a otros trabajos y no al realmente deseado.

Finalmente podemos concluir que la alternativa más favorable económicamente y sin riesgo a una inundación es la alternativa N° 4. Si bien es cierto que la alternativa N° 5 también es económica, la construcción de la presa en la parte alta de la ciudad de Tumbes, puede ser peligrosa, ya que una rotura podría originar fuertes daños.

### 3.00 OBRAS CIVILES

#### 3.01 Cálculos hidráulicos

A continuación se efectuará los cálculos hidráulicos para las alternativas presentadas para este proyecto.

Se empleará fundamentalmente la ecuación de Manning, la ecuación de la energía, y se seguirá las recomendaciones del **Bureau of Reclamation**, para el cálculo de vertederos. Así mismo se seguirá las recomendaciones de Horton para el coeficiente de fricción: 0.15 para concreto, y se asumirá 0.40 para canales de tierra, por considerar que estos canales tendrán un mantenimiento deficiente.

Se hará los cálculos del área mojada, perímetro mojado, radio hidráulico, asumiendo valores para la plantilla y tirante, efectuándose la comprobación del caudal de diseño del canal.

Se verificará si la velocidad de la estructura hidráulica está dentro del rango permitido, para evitar que el agua erosione las paredes del canal, para cada tipo de revestimiento.



Así tenemos:

<u>Material</u>	<u>Velocidad máxima permitida en m/seg</u>
Suelo arenoso ordinario	0.60 - 0.45
Tierra vegetal-arenosa	0.75 - 0.85
Concreto	4.50 - 6.00

Se calculará el tirante crítico para determinar si el flujo es de régimen subcrítico o supercrítico. Para el cálculo del borde libre se tomará en cuenta las recomendaciones del Bureau of Reclamation y la Secretaría de Recursos Hidráulicos de México.

Las estructuras hidráulicas a diseñar son:

- Vertedero frontal de canal lateral
- Conducto cubierto
- Canales de sección trapezoidal
- Rápida

Para el diseño de la rápida, calcularemos:

- Canal de la rápida
- Trayectoria
- Tanque amortiguador

En el canal de la rápida calcularemos los tirantes hidráulicos cada 5 m por el método de incrementos finitos utilizando la ecuación de la energía.

Los cálculos hidráulicos de la alternativa N° 5 los detallaremos en el capítulo 3.3 (Estudios Especiales).

Los cálculos estructurales de las 5 alternativas se efectúan en el anexo "A".

## ALTERNATIVA N° 1

## Diseño Hidráulico de Conducto Cubierto

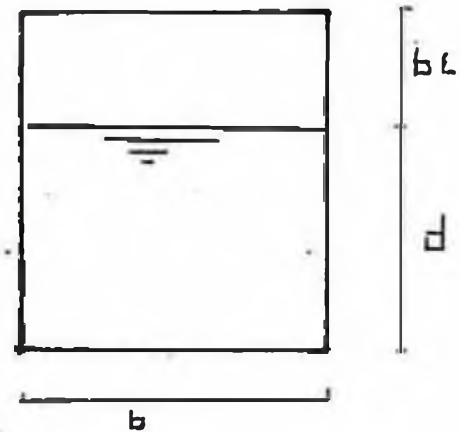
prog: km 0+000 - 0+800

Figura 3.1

Datos para el diseño del conducto:

Pendiente Hidráulica:  $S=0.0145$ Coeficiente de fricción de  
Hortón para superficies de  
concreto:  $n=0.015$ Caudal de diseño:  $Q=4 \text{ m}^3/\text{seg}$ Para el diseño hidráulico del  
conducto, emplearemos la ecuación  
de Manning:

$$Q = \frac{A R_H^{2/3} S^{1/2}}{n}$$



Donde:  $Q$ : caudal de Diseño en  $\text{m}^3/\text{seg}$   
 $A$ : área mojada en  $\text{m}^2$   
 $R_H$ : radio hidráulico en m  
 $S$ : pendiente hidráulica  
 $n$ : coeficiente de Manning

Asumiendo: plantilla de conducto  $b = 1.20 \text{ m}$ Tirante hidráulico  $d = 0.85 \text{ m}$ Con los datos y los valores asumidos, verificaremos  
el caudal de diseño. Para ello calcularemos:Área mojada:  $A = b \times d$ 

$$A = 1.20 \times 0.85 = 1.02 \text{ m}^2$$

Perímetro mojado:

$$P = 2 \times d + b$$

$$P = 2 \times 0.85 + 1.20 = 2.90 \text{ m}$$

Radio Hidráulico:

$$R_H = A/P$$

$$R_H = \frac{1.02}{2.90} = 0.352 \text{ m}$$

Reemplazando estos valores en la ecuación 3.01.01

$$Q = \frac{1.020 \times (0.35)^{2/3} \times (0.0145)^{1/2}}{0.015}$$

$$Q = 4.0 \text{ m}^3/\text{seg} \quad \text{correcto.}$$

Cálculo de la velocidad:

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

$$V = \frac{4}{1.028} = 3.97 \text{ m/seg} \quad \text{velocidad segura contra la erosión}$$

Cálculo del tirante crítico:

Para secciones rectangulares el tirante crítico se calcula por la ecuación:

$$d_c = \left[ \frac{Q^2}{b^2 g} \right]^{1/3} \quad \dots 3.01.2$$

Donde:

$d_c$  : tirante crítico en metros

$Q$  : caudal de diseño en  $\text{m}^3/\text{seg}$

$g$  : aceleración gravitacional =  $9.81 \text{ m/s}^2$

Reemplazando valores en la ecuación 3.01.2

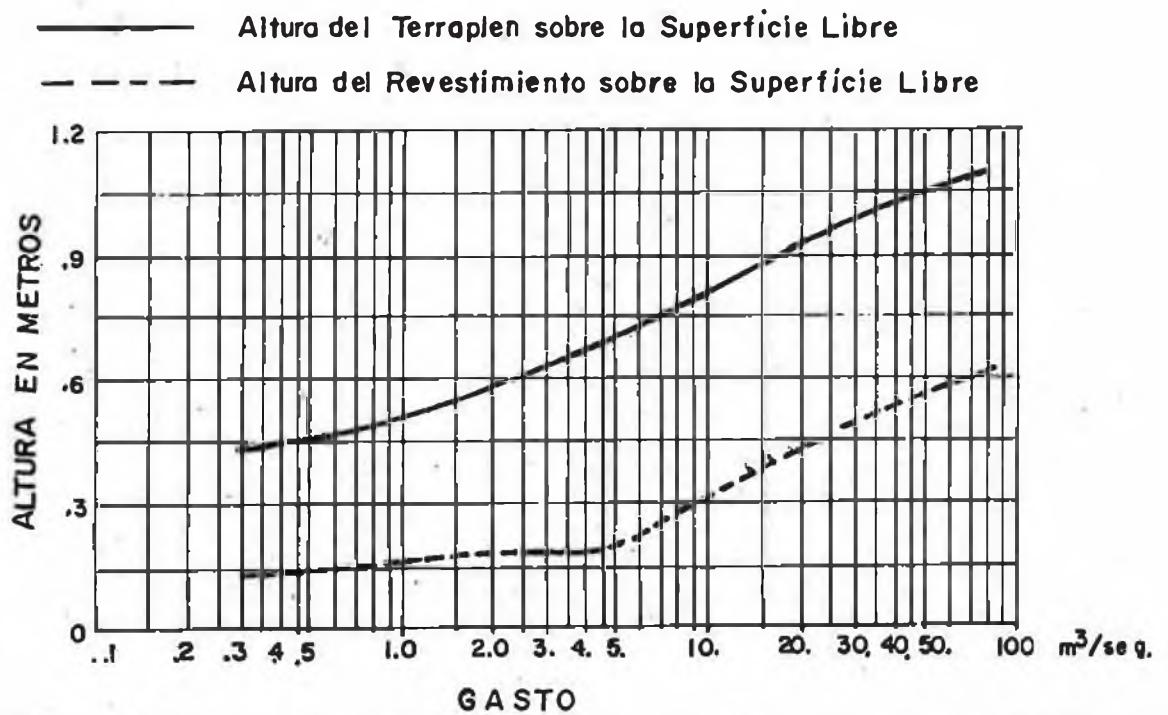
$$d_c = \left[ \frac{4^2}{(1.20)^2 \times 9.81} \right]^{1/3} = 1.04 \text{ m}$$

como  $d_c > d$  el flujo es supercrítico.

Cálculo del borde libre (b.l.)

Para el cálculo del borde libre emplearemos dos criterios:

a) **Bureau of Reclamation** recomienda en el siguiente gráfico de la lámina N° 9 para un caudal de  $4 \text{ m}^3/\text{seg}$ , el b.l. es de 0,18 m



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA  PROGRAMA ACADÉMICO DE INGENIERIA CIVIL	TESIS PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL	Fecha: Feb. 8
	PROYECTO CONTROL DE INUNDACIONES-TUMBES	LAMINA
		Nº 9



La Secretaría de Recursos Hidráulicos de México recomienda el Borde Libre según el siguiente cuadro:

Cuadro N° 3.1 Bordes Libres Recomendados

Caudal ( $m^3/s$ ) Q	Canal Revestido b.l. (cm)	Sin Revestir b.l. (cm)
< 0.05	7.50	10.00
0.05 - 0.25	10.00	20.00
0.25 - 0.50	20.00	40.00
0.50 - 1.00	25.00	50.00
≥ 1.00	30.00	60.00

De los dos criterios optaremos por el de la Secretaría de Recursos Hidráulicos de México, para darle mayor seguridad a la estructura; b.l. = 0.30 m.

progresivas : km 0+800 - 1+280

Datos para el diseño del conducto:

Pendiente Hidráulica:  $S = 0.0145$

Coefficiente de fricción:  $n = 0.015$

Caudal de diseño:  $4.0 m^3/seg$

Asumiendo: Plantilla:  $b = 1.90m$

Tirante:  $d = 0.85$

Verificaremos el caudal de diseño (siguiendo el procedimiento anterior):

Area mojada:  $A = 1.90 \times 0.85 = 1.62 m^2$

Perímetro mojado:  $P = 2 \times 0.85 + 1.90 = 3.6 m$

Radio hidráulico:  $R_H = \frac{1.62}{3.6} = 0.45 m$

Reemplazando estos valores en la ecuación 3.01.01:

$$Q = \frac{1.62 (0.45)^{2/3} (0.004)^{1/2}}{0.015}$$

$$Q = 4.0 \text{ m}^3/\text{seg} \quad \text{Correcto}$$

Cálculo de la velocidad:

$$V = \frac{4.0}{1.62} = 2.47 \text{ m/seg} \quad \text{velocidad segura contra la erosión}$$

Cálculo del tirante crítico:

Reemplazando valores en la ecuación 3.01.2

$$d_c = \left[ \frac{4^2}{1.92 \times 9.81} \right]^{1/3} = 0.77 \text{ m}$$

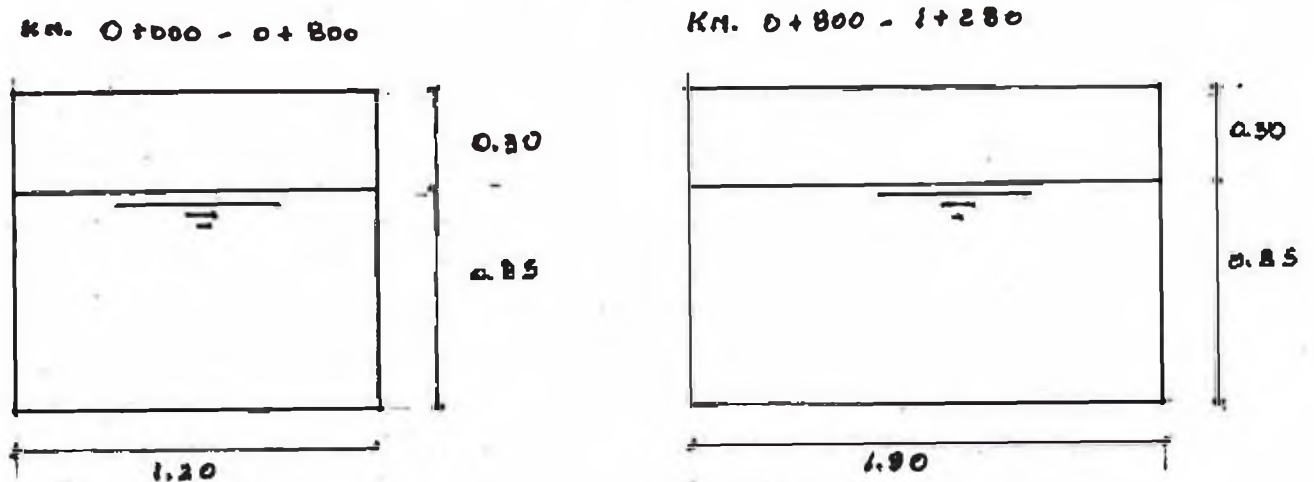
Como  $d_c < d$ , el flujo es de régimen subcrítico.

Cálculo del borde libre (b.l.):

Como en el caso anterior optaremos: b.l. = 0.30 m

En la figura N° 3.2 se tiene un esquema de las secciones definitivas de los conductos cubiertos.

Figura N° 3.2



Cálculo de la longitud de transición:

La longitud de transición se determinará de acuerdo con el criterio de Hinds. Este considera que el ángulo que forman la intersección de la superficie del agua y la pared, en el principio y fin de la transición, con el eje de la estructura es de  $12^{\circ}30'$

La ecuación de Hinds es: 
$$\frac{T_2 - T_1}{2T_1 12^{\circ}30'} \dots 3.01.3$$

Donde:

L = longitud de transición en m

$T_1$  = ancho superficial al principio de la transición, en m

$T_2$  = ancho superficial al final de la transición, en m

Para nuestro caso:

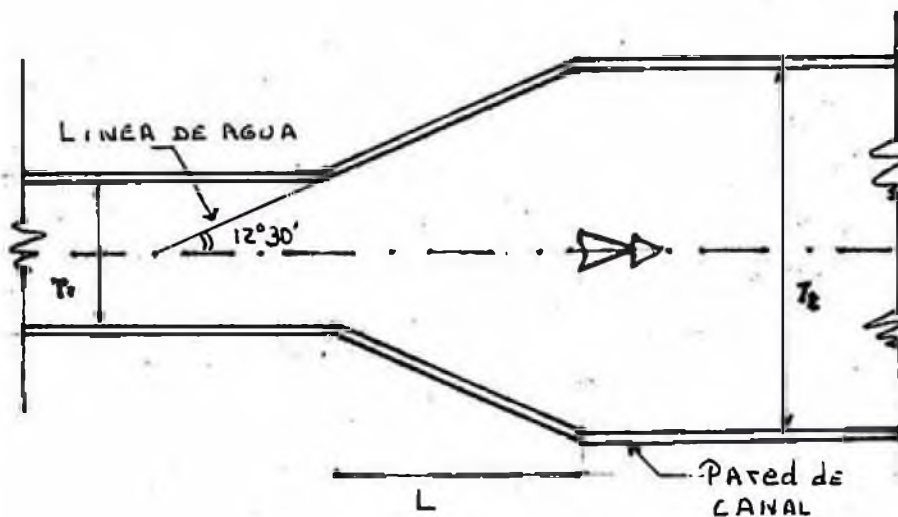
$$T_1 = 1.20 \text{ m. } T_2 = 1.90 \text{ m}$$

Reemplazando valores en la ecuación 3.01.3:

$$L = \frac{1.90 - 1.2}{2 \operatorname{tg} 12^\circ 30'} = 1.58 \text{ m}$$

Asumiremos  $L = 2.00 \text{ m}$

Figura N° 3.3 Esquema de una transición de canal



Cálculo del Perfil Hidráulico:

Con los valores obtenidos en el cálculo hidráulico, se efectuará el Perfil Hidráulico.

Así tenemos:

En la progresiva 0+000

velocidad= 3.97 m/seg

altura de velocidad:  $h_v = \frac{v^2}{2g} \dots 3.01.4$

Reemplazando valores:  $h_v = \frac{(3.97)^2}{2 \times 9.81} = 0.803 \text{ m}$

cota de rasante:  $z = 15.85 \text{ m}$

tirante hidráulico (d):  $d = 0.85 \text{ m}$

La elevación de la energía será:

$$G = z + d + \frac{v^2}{2g} = 3.01.5$$

Reemplazando valores:

$$G = 15.85 + 0.85 + 0.802 = 17.503 \text{ m}$$

De esta manera se tendrá la elevación de la energía en la progresiva 0+000.

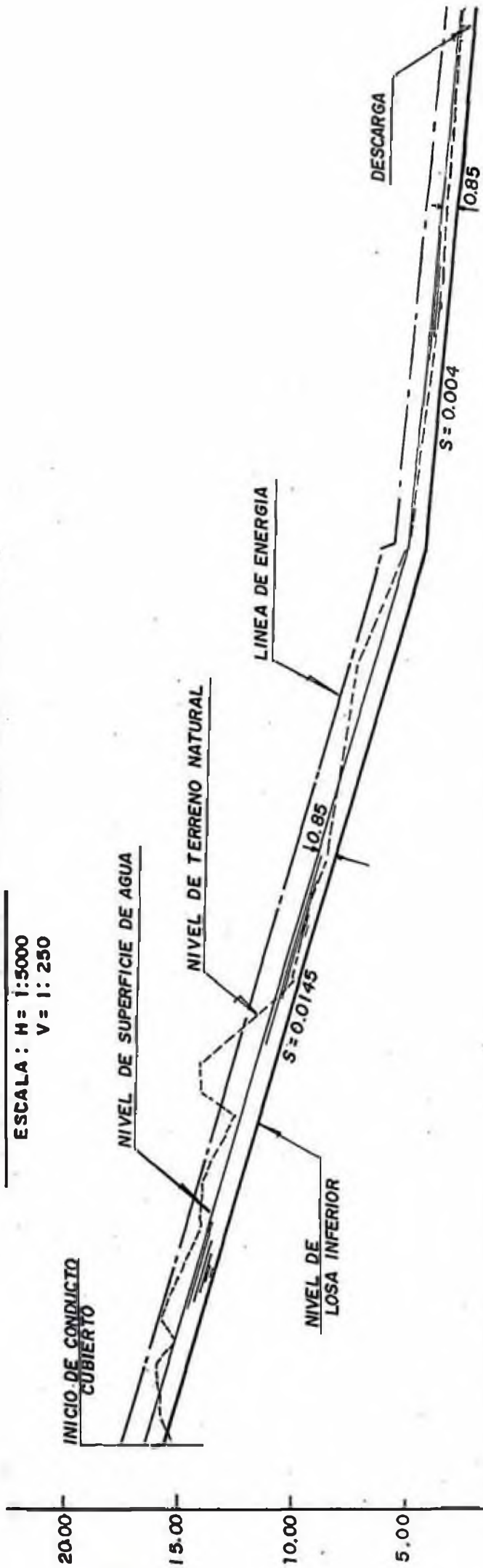
En el gráfico N° 3.1 se presenta el Perfil Hidráulico en todo el tramo del conducto cubierto.



GRAFICO 3.1

PERFIL HIDRAULICO - ALTERNATIVA N° 1

ESCALA: H = 1:5000  
V = 1:250



PROGRESIVA	COTA TERRENO	COTA RASANTE	COTA DE LINEA DE ENERGIA
17.503	15.00	15.85	0+000
16.053	14.40	15.00	0+100
14.603	12.95	14.00	0+200
13.153	11.50	12.20	0+300
11.703	10.05	10.30	0+400
10.253	8.60	9.30	0+500
8.803	7.15	7.80	0+600
7.353	5.70	7.20	0+700
5.903	4.25	5.00	0+800
5.091	3.85	4.80	0+900
4.691	3.45	4.30	1+000
4.291	3.05	3.90	1+100
3.891	2.65	3.30	1+200
3.491	2.33	3.05	1+280

## Alternativa N° 02

## Ramal N° 1

Cálculos hidráulicos de vertedero frontal de canal lateral N° 1 - Progresiva: km 0+000 - 0+016

Figura 3.4 - Vertedero frontal de C.L.

Datos para el diseño del vertedero y canal lateral

Longitud de la cresta :  $L = 16\text{m}$

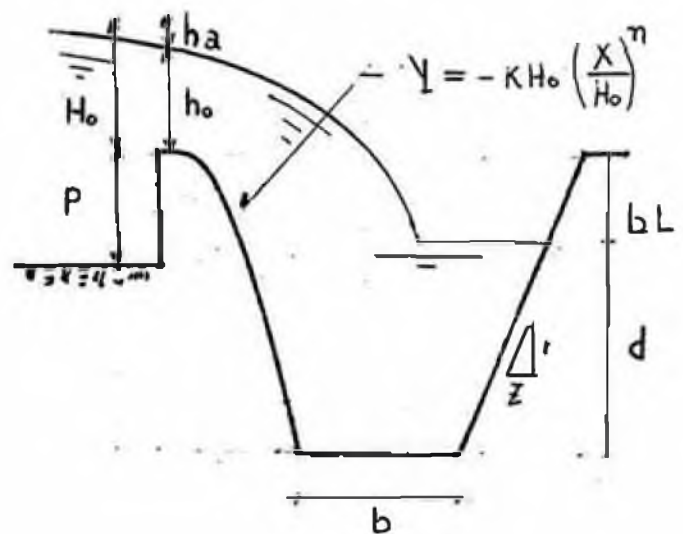
pendiente hidráulica :  $S = 0.01$

coeficiente de fricción :  $n = 0.015$

talud de canal  $z:1$  :  $0.5:1$  (asumido)

plantilla de:  $b = 1.00$  canal (asumido)

caudal de diseño :  $2\text{m}^3/\text{s}$



i) Cálculo de la carga total sobre la cresta ( $H_0$ )

Empleamos la ecuación:

$$H_0 = \left( \frac{Q}{C.L} \right)^{2/3} \dots 3.01.6$$

Donde:

$H_0$  : carga total sobre la cresta en metros

$Q$  : caudal de diseño en  $\text{m}^3/\text{seg}$

$C$  : coeficiente de descarga variable. asumiremos  $c = 2.15$

$L$  : longitud efectiva de cresta =  $16\text{ m}$

Reemplazando valores en la ecuación 3.01.6

$$h_G = \left( \frac{2}{2.15 \times 16} \right)^{2/3} = 0.15 \text{ m}$$

ii) Cálculo de la carga ( $h_a$ ) correspondiente a la velocidad de llegada ( $V_a$ ) del agua hacia el vertedor.

Para hallar este valor calcularemos la velocidad de llegada. Se aplica la fórmula:

$$V_a = \frac{q}{p + h_G} \quad \dots \text{ 3.01.7}$$

Donde:

$V_a$  : en m/seg

$q$  : descarga por metro línea:  $2/16 = 0.125 \text{ m}^3/\text{seg/ml}$ .

$h_G$  : diferencia entre la carga total encima de la cresta y carga correspondiente a la velocidad de llegada en m

$p$  : paramento de aguas arriba = 0.30 m

Asumiendo:  $h_G = 0.146 \text{ m}$

Reemplazaremos valores en la ecuación 3.01.7

$$V_a = \frac{0.125}{0.30 + 0.145} = 0.281 \text{ m/seg}$$

La carga de velocidad será ( ecuación 3.01.7)

$$h_a = \frac{V_a^2}{2g}$$

Para nuestro caso:

$$h_a = \frac{(2.81)^2}{2 \times 9.81} = 0.004 \text{ m}$$

Verificando la carga total sobre la cresta ( $H_0$ )

$$h_a + h_0 = H_0$$

$$0.004 + 0.146 \approx 0.149 \quad \text{correcto}$$

Resumiendo:  $H_0 = 0.15 \text{ m}$

$$h_0 = 0.146 \text{ m}$$

$$h_a = 0.004 \text{ m}$$

iii) Cálculo de la ecuación de la cresta de vertedero

La ecuación de la cresta del vertedero es:

$$Y = -K H_0 (X/H_0)^n \quad \dots 3.01.8$$

Donde Y y X son variables.

K, n son parámetros cuyos valores se obtienen en los gráficos elaborados por **Bureau of Reclamation** en su obra: "Diseño de presas pequeñas", en función del cociente  $h_a/h_0$

Para :  $\frac{h_a}{h_0} = \frac{0.004}{0.15} = 0.027$  .  $K = 0.506$   
 $n = 1.858$

Reemplazando valores en la ecuación 3.01.8:

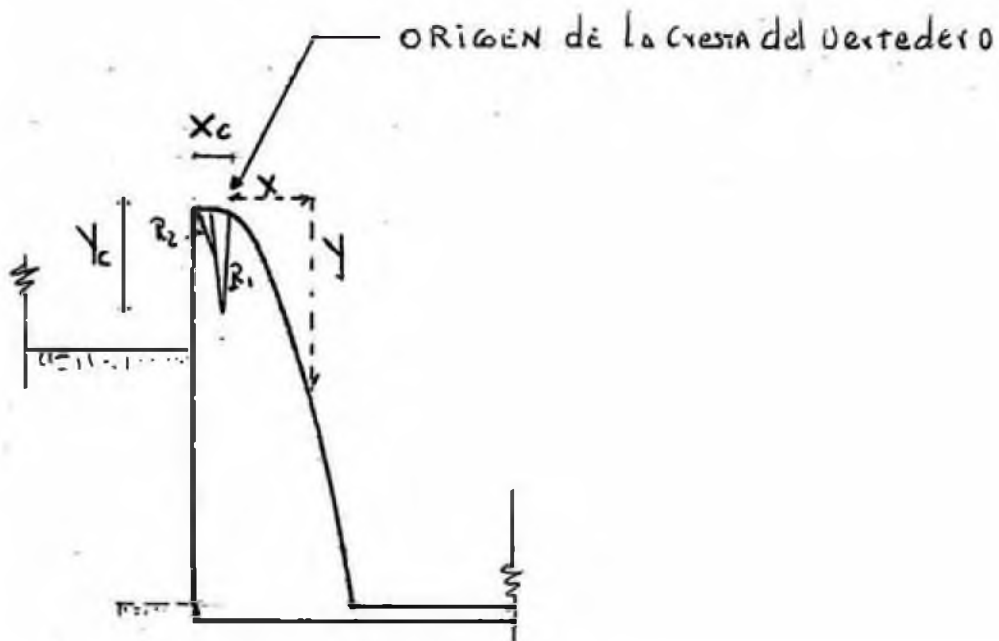
$$Y = -0.506 \times 0.15 (X/0.15)^{1.858} = -2.5767 X^{1.858}$$

Asumiendo los valores de X, se calcula Y en el siguiente cuadro.

Cuadro N° 3.2 - valores de las coordenadas de la curva de cresta del vertedero

X	Y
0.10	-0.036
0.20	-0.130
0.30	-0.275
0.40	-0.470
0.50	-0.711
0.60 <td -0.497	
0.70	-1.328
0.80	-1.70

Fig N° 3.5 - cresta de vertedero





Cálculo de  $X_c$ ,  $Y_c$ ,  $R_1$  y  $R_2$ 

De los gráficos elaborados por **Bureau of reclamation** se obtienen en función de  $h_a/h_0$  los valores de:

$$\frac{X_c}{H_0}, \quad \frac{Y_c}{H_0}, \quad \frac{R_1}{H_0}, \quad \frac{R_2}{H_0}$$

$$\frac{X_c}{H_0} = 0.27 \quad \implies \quad X_c = 0.041 \text{ m}$$

$$\frac{Y_c}{H_0} = 0.115 \quad \implies \quad Y_c = 0.017 \text{ m}$$

$$\frac{R_1}{H_0} = 0.52 \quad \implies \quad R_1 = 0.078 \text{ m}$$

$$\frac{R_2}{H_0} = 0.218 \quad \implies \quad R_2 = 0.033 \text{ m}$$

## iv) Perfil resultante del agua

Para el cálculo del perfil resultante del agua en el vertedero frontal de canal lateral se asume una sección de control aguas abajo para el control de la descarga y tendrá la forma de un canal rectangular.

Para el canal lateral se asumirá una sección trapezoidal en taludes laterales 0.5:1 y un ancho de plantilla  $b = 1.00$  m

Cálculo del tirante crítico aguas abajo (con la finalidad de obtener un punto de régimen crítico).

Aplicando la ecuación 3.01.2 (tirante crítico para un canal de sección rectangular).

$$d_c = \left[ \frac{2^2}{12 \times 9.81} \right]^{1/3} = 0.742 \text{ m}$$

Cálculo de la velocidad crítica ( $V_c$ )

Se aplica la ecuación:  $V_c = q' / d_c$  .. 3.01.9

Donde  $q'$  : descarga por metro lineal =  $2/1 = 2 \text{ m}^3/\text{seg}$

$d_c$  : tirante crítico =  $0.742$  m

Reemplazando valores en la ecuación 3.01.9

$$V_c = \frac{2}{0.742} = 2.695 \text{ m/seg}$$

Cálculo de carga de velocidad crítica ( $h_{v_c}$ )

Reemplazando valores en la ecuación 3.01.3 se tiene:

$$h_{v_c} = \frac{(2.695)^2}{2 \times 9.81} = 0.371 \text{ m}$$

Cálculo de la energía de salida de la sección de control (para determinar las dimensiones del canal lateral)

Se aplica la ecuación de la energía:

$$d(0+016) + h_v(0+016) = d_c + h_{v_c} + 0.2(h_{v_c} - h_{v_c}(0+016)) \quad \dots \text{ 3.01.10}$$

Donde:  $d(0+016)$  : tirante en la progresiva km 0+016 (final de canal lateral)

$h_v(0+016)$  : carga de velocidad en la prog. km 0+016

$d_c$  : tirante crítico = 0.742 m

$h_{v_c}$  : carga de velocidad crítica = 0.371 m

Asumiendo  $d(0+016) = 1.11 \text{ m}$

y plantilla de canal  $b = 1.00 \text{ m}$

Se calcula lo siguiente:

Area mojada:

Se aplica la fórmula:  $A = d(b + dz) \quad \dots \text{ 3.01.11}$

Reemplazando valores :  $A = 1.11(1.00 + 1.11 \times 0.5) = 1.726 \text{ m}^2$

Velocidad:  $V = Q/A = 2/1.726 = 1.159 \text{ m/seg}$

Carga de velocidad:

Reemplazando valores en la ecuación 3.01.3:

$$h_v = \frac{(1.159)^2}{2 \times 9.81} = 0.068 \text{ m}$$

Verificaremos los valores asumidos en la ecuación 3.01.10:

$$1.11 + 0.0680 = 0.742 + 0.371 + 0.2(0.371 - 0.068)$$

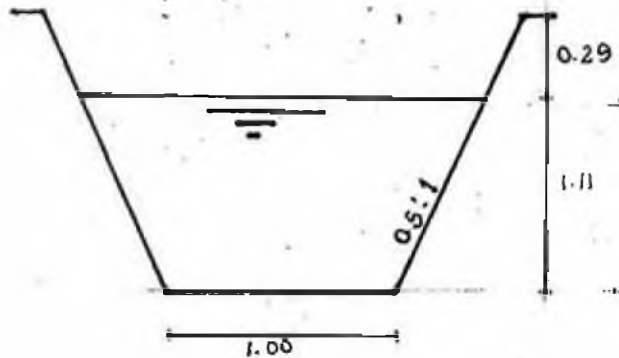
$$1.178 \approx 1.174 \quad \text{correcto}$$

Fig. N° 3.6

Cálculo del borde libre

Asumiremos b.l. = 0.29 m  
(por efecto de construcción del canal)

La sección definitiva del canal lateral N° 1 la tenemos en la fig. N° 3.6



Habiendo determinado las propiedades hidráulicas de canal lateral en la prog. 0+016, determinaremos el perfil de la superficie del agua mediante la siguiente ecuación que fue determinada por **Bureau of Reclamation** en su obra: "Diseño de presas pequeñas".

$$\delta y = \frac{Q_1 (V_1 + V_2)}{g (Q_1 + Q_2)} \left[ (V_2 - V_1) + \frac{V_2 (Q_2 - Q_1)}{Q_1} \right]$$

... 3.01.12

Donde:

$\delta y$  : cambio de la elevación de la superficie del agua en metros

$Q_1, Q_2$  : caudal al inicio y final de vertedero en  $m^3/s$

$V_1, V_2$  : velocidad al inicio y final de vertedero en  $m/s$

$g$  : aceleración de la gravedad =  $9.81 m/s^2$

En el cuadro N° 3.3 se efectúan los cálculos de los tanteos para determinar el perfil de la superficie del agua, graficándose estos valores en el gráfico N° 3.2.





### Diseño Hidráulico de Conducto Cubierto N° 1

Progresivas: km 0+016 - 0+130

Datos para el diseño del conducto cubierto N° 1

Pendiente hidráulica:  $S = 0.01$

Coefficiente de fricción:  $n = 0.015$

Caudal de diseño:  $Q = 2.0 \text{ m}^3/\text{seg}$

Asumiendo: plantilla de conducto  $b = 1.00 \text{ m}$

tirante hidráulico  $d = 0.70 \text{ m}$

verificaremos el caudal de diseño, para ello calcularemos:

$$\text{Area mojada} : A = 1 \times 0.70 = 0.70 \text{ m}^2$$

$$\text{perímetro mojado} : P = 1.00 + 2 \times 0.70 = 2.40 \text{ m}$$

$$\text{radio hidráulico} : R_H = \frac{0.70}{2.40} = 0.29 \text{ m}$$

Reemplazando valores en la ecuación 3.01.1

$$Q = \frac{0.70 (0.29)^{2/3} \times (0.01)^{1/2}}{0.015} = 2.0 \text{ m}^3/\text{seg} \quad \dots \text{correcto}$$

Cálculo de la velocidad:

$$V = \frac{2.0}{0.70} = 2.86 \text{ m/seg} \quad \text{velocidad segura contra la erosión.}$$

tirante crítico :  $d_c = 0.742 \text{ m}$

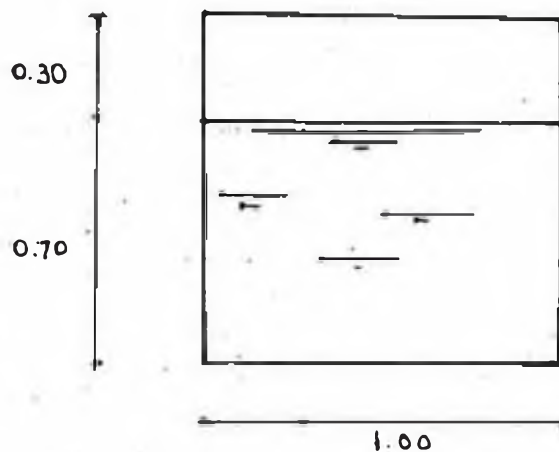
como:  $d_c > d$  el flujo es de regimen supercrítico.

## Cálculo del borde libre (b.l.)

El b.l. será: 0.30 m (criterio asumido de la  
Secretaría de Recursos  
Hidráulicos de México)

En la siguiente figura se apreciará la sección definitiva del conducto cubierto N° 1

Fig N° 3.7



Cálculo de la longitud de transición (entre vertedero  
N° 1 y conducto N° 1)

para este caso:  $T_1 = 1.00 \text{ m}$

$T_2 = 2.11 \text{ m}$

reemplazando estos valores en la ecuación 3.01.3:

$$L = \frac{2.11 - 1.00}{2 \operatorname{tg} 12^\circ 30'} = 2.50 \text{ m}$$

asumiremos  $L = 3.00 \text{ m}$ .

**Cálculos Hidráulicos de Vertedero Frontal  
de Canal Lateral N° 2**

Progresivas km 0+130 - 0+140

Datos para el diseño del vertedero y canal lateral:

Longitud efectiva de la cresta:  $L = 10$  m

pendiente hidráulica:  $S = 0.01$

coeficiente de fricción:  $n = 0.015$

Talud  $z:1$  (asumido):  $0.5:1$

plantilla de canal asumida:  $b = 1.00$  m

caudal de diseño:  $Q = 3$  m<sup>3</sup>/seg

que comprende:

caudal en el vertedero:  $Q_1 = 1$  m<sup>3</sup>/seg

caudal en el canal lateral:  $Q_2 = 2$  m<sup>3</sup>/seg

i) Cálculo de la carga total sobre la cresta ( $H_0$ )

aplicaremos la ecuación 3.01.6:

$$H_0 = (1 / (2.15 \times 10))^{2/3} = 0.129 \text{ m}$$

ii) Cálculo de la carga ( $h_a$ )

aplicaremos la ecuación 3.01.7 para el cálculo de la velocidad  $v_a$  asumiendo :  $h_0 = 0.126$  m

$$V_a = \frac{1/10}{0.30 + 0.126} = 0.235 \text{ m/seg}$$

La carga de velocidad será (aplicando la ecuación 3.01.3):

$$h_a = \frac{(0.235)^2}{2 \times 9.81} = 0.003 \text{ m}$$

Verificando la carga total sobre la cresta ( $H_0$ )

$$h_a + h_c = H_0$$

$$0.003 + 0.126 = 0.129 \text{ m} \quad \text{correcto}$$

Resumiendo:

$$H_0 = 0.129 \text{ m}$$

$$h_c = 0.126 \text{ m}$$

$$h_a = 0.003 \text{ m}$$

iii) Cálculo de la ecuación de la cresta de vertedero.

Emplearemos la ecuación 3.01.8 :  $Y = -KH_0(Y/H_0)^n$

$$\text{para: } \frac{h_a}{H_0} = \frac{0.003}{0.129} = 0.023 \quad K = 0.504$$

$$n = 1.86$$

$$\text{reemplazando valores: } Y = -2.933 X^{1.86}$$

Asumiendo valores para X, para el cálculo de Y en el siguiente cuadro



Cuadro N° 3.4 - valores de las coordenadas de la curva de la cresta del vertedero.

X	Y
0.1	-0.040
0.2	-0.147
0.3	-0.312
0.4	-0.234
0.5	-0.707
0.6	-1.134
0.7	-1.511
0.8	-1.937

Con el valor de  $h_a/H_0 = 0.023$  se obtiene de los gráficos de Bureau of Reclamation:

$$\frac{X_c}{H_0} = 0.272 \quad \implies \quad X_c = 0.035 \text{ m}$$

$$\frac{Y_c}{H_0} = 0.117 \quad \implies \quad Y_c = 0.015 \text{ m}$$

$$\frac{R_1}{H_0} = 0.52 \quad \implies \quad R_1 = 0.007 \text{ m}$$

$$\frac{R_2}{H_0} = 0.22 \quad \implies \quad R_2 = 0.03 \text{ m}$$

iv) Perfil resultante del agua

Cálculo del tirante crítico aguas abajo (en la sección de control). Aplicaremos la ecuación 3.01.2

$$d_c = \left[ \frac{3^2}{1^2 \times 9.81} \right]^{1/3} = 0.972 \text{ m}$$

Cálculo de la velocidad crítica ( $v_c$ ):

Aplicaremos la ecuación 3.01.9

$$v_c = 3 / 0.972 = 3.086 \text{ m/seg}$$

Cálculo de carga de velocidad crítica ( $h_{v_c}$ ):

Aplicaremos la ecuación 3.01.3

$$h_{v_c} = \frac{(3.086)^2}{2 \times 9.81} = 0.485 \text{ m}$$

Cálculo de la energía a la salida de la sección de control.

Asumiendo:  $d(0+140) = 1.48 \text{ m}$

plantilla de canal,  $b = 1.00 \text{ m}$

efectuaremos los siguientes cálculos:

- Área mojada (aplicando la ecuación 3.01.11)

$$A = 1.48(1.00 + 1.48 \times 0.5) = 2.575 \text{ m}^2$$

- velocidad:  $V = 3/2.575 = 1.165 \text{ m/seg}$

- carga de velocidad (aplicando la ecuación 3.01.3):

$$h_v = \frac{(1.165)^2}{2 \times 9.81} = 0.069 \text{ m}$$

Aplicaremos la ecuación de la energía a la salida de la sección de control (ecuación 3.01.10):

$$1.48 + 0.069 = 0.972 + 0.485 + 0.2(0.485 - 0.069)$$

$$1.549 \approx 1.542 \quad \text{correcto}$$

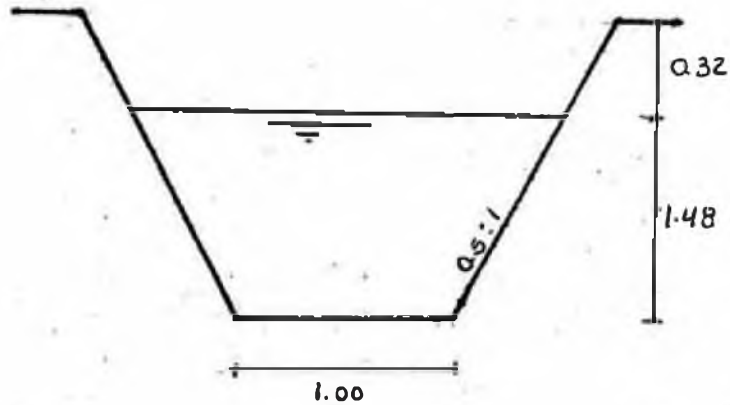
Cálculo del borde libre

## Cálculo del borde libre

Asumiremos:  $b.l. = 0.32 \text{ m}$

La dimensión definitiva del canal lateral N° 2 se puede apreciar en la siguiente figura:

Figura N° 3.8



Habiendo determinado las propiedades hidráulicas del canal lateral en la progresiva:  $\text{km} = 0+140$ , determinaremos el perfil de la superficie de agua mediante la ecuación 3.01.12, en el cuadro N° 3.5 se efectúan los cálculos de los tanteos. Así mismo con los valores calculados se graficará el perfil de la superficie del agua en el canal lateral (gráfico N° 3.2)

Cuadro No 3.5

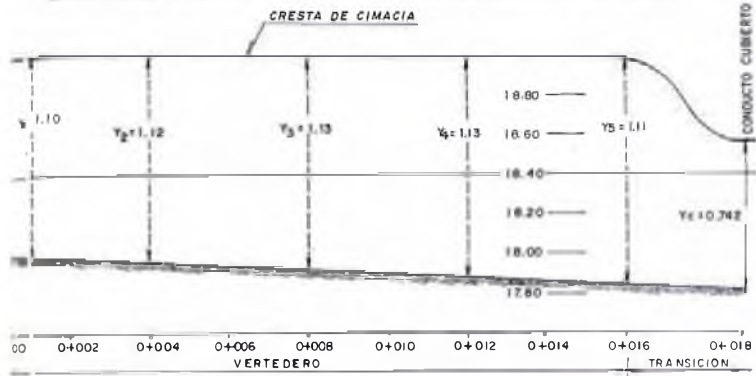
Cálculo del Vertedor de Demasías de Canal Lateral No 02

Longitud : L = 10 m  
 Caudal de Diseño : Q = 3.00 m<sup>3</sup>/seg  
 Plantilla : b = 1.00 m  
 Pendiente : S = 0.01

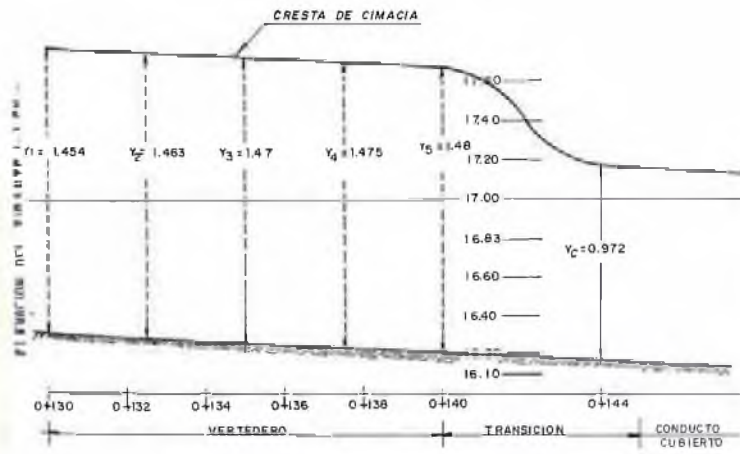
Sección	Nivel de rasante	Nivel de Tanteo $\Delta Y$	Nivel de Sup. de agua	Tirante	Agua	Caudal	Velocidad	g1	V1 + V2	V1 - V2	V2(Q2-g1)	$\Delta Y$
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	(9)(10)(11+12)
								g(01+02)			B1	
0+140	16.210		17.690	1.480	2.575	3.000	1.165					
0+137.5	16.235	0.050	17.740	1.505	2.638	2.750	1.042	0.049	2.207	0.123	0.106	0.020
		0.030	17.720	1.485	2.588		1.063		2.228	0.102		0.020
		0.020	17.710	1.475	2.563		1.073		2.238	0.092		0.020
0+135	16.200	0.010	17.720	1.460	2.526	2.500	0.990	0.049	2.155	0.082	0.107	0.020
		0.020	17.730	1.470	2.550		0.980		2.353	0.093		0.020
0+132.5	16.285	0.010	17.740	1.455	2.514	2.250	0.895	0.048	1.875	0.085	0.109	0.018
		0.018	17.748	1.463	2.533		0.888		1.868	0.092		0.018
0+130	16.310	0.015	17.763	1.453	2.509	2.000	0.797	0.048	1.685	0.091	0.111	0.015
		0.016	17.764	1.454	2.511		0.795		1.684	0.092		0.015

GRAFICO 3.2

**ESQUEMA DE LA SUPERFICIE DEL AGUA EN EL CANAL LATERAL N° 1**



**ESQUEMA DEL PERFIL DE LA SUPERFICIE DEL AGUA EN EL CANAL LAT. N° 2**



Cálculo de la longitud de transición (entre conducto N° 1 y vertedero N° 2):

Para este caso:  $T_1 = 1.00$  m

$T_2 = 2.48$  m.

Reemplazando estos valores en la ecuación 3.01.3

$$L = \frac{2.48 - 1}{2 \operatorname{tg} 12^{\circ}30'} = 3.34 \text{ m}$$

Asumiremos:  $L = 4.00$  m



**Diseño Hidráulico de Conducto Cubierto N° 2**

progresivas: km 0+140 - 0+187

Datos para el diseño del conducto:

pendiente hidráulica:  $S = 0.01$

coeficiente de fricción:  $n = 0.015$

caudal de diseño:  $3.0 \text{ m}^3/\text{seg}$

Asumiendo: plantilla de conducto:  $b = 1.00 \text{ m}$

tirante hidráulico:  $d = 0.95 \text{ m}$

Verificaremos el caudal de diseño. Para ello se calcula:

- Area mojada:  $A = 1.00 \times 0.95 = 0.95 \text{ m}^2$
- perímetro mojado:  $P = 1 + 2 \times 0.95 = 2.90 \text{ m}$
- radio hidráulico:  $R_H = 0.95/2.90 = 0.328 \text{ m}$

Reemplazando valores en la ecuación 3.01.1

$$Q = \frac{0.95 (0.328)^{2/3} (0.01)^{1/2}}{0.015} = 3.0 \text{ m}^3/\text{seg} \quad \dots \text{correcto.}$$

Cálculo de la velocidad:

$$V = 3.00/0.95 = 3.16 \text{ m/seg} \quad \text{velocidad segura contra la erosión.}$$

Tirante crítico :  $d_c = 0.742 \text{ m}$

como  $d_c < d$  el flujo es de regimen subcrítico.

Cálculo del borde libre (b.l.)

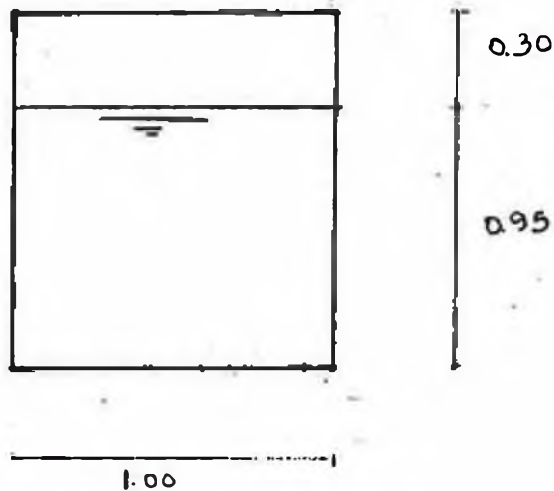
El b.l. será: 0.30 m ( Secretaría de Recursos  
Hidráulicos de México)

Cálculo de la longitud de transición (entre vertedero  
Nº 2 y conducto Nº 2)

$L = 4.00$  m (similar al caso anterior)

En la siguiente figura se aprecia la sección  
definitiva del conducto cubierto Nº 2.

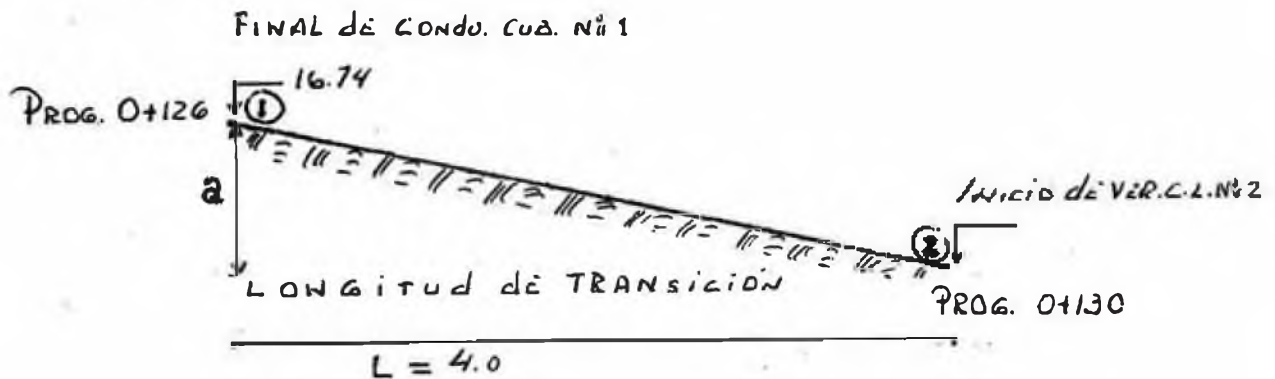
Fig. Nº 3.9



## Cálculo de elevación en la rasante de canal

Nivel de rasante al inicio de vertedero frontal de  
C.L. N° 1:

Fig. N° 3.10



Se aplica la ecuación de la energía en los puntos  
1 y 2 y se obtiene:

$$E_1 + a = E_2 + h_f$$

Donde:

$E_1$ : energía específica en 1

$a$ : diferencia de niveles

$E_2$ : energía específica en 2

$h_f$ : pérdida de carga hidráulica

Cálculo de  $E_1$ :

$$E_1 = d(0+126) + \frac{v^2}{2g}(0+126) \quad \dots 3.01.13$$

Reemplazando valores:

$$E_1 = 0.70 + \frac{(2.98)^2}{2 \times 9.81} = 1.14 \text{ m}$$

Cálculo de  $E_2$

$$E_2 = d(0+130) + \frac{v^2}{2g} (0+130)$$

Reemplazando valores:

$$E_2 = 1.454 + \frac{(0.796)^2}{2 \times 9.81} = 1.49 \text{ m}$$

Cálculo de  $h_f$

Se aplica la ecuación:

$$h_f = 0.2 \left[ \frac{V_1^2}{2g} - \frac{V_2^2}{2g} \right] \quad \dots \quad 3.01.14$$

Reemplazando valores:

$$h_f = 0.2 \left[ \frac{(2.93)^2}{2 \times 9.81} - \frac{(0.796)^2}{2 \times 9.81} \right] = 0.08 \text{ m}$$

Se reemplazan los valores calculados en la ecuación de la energía y se tiene:

$$1.41 + a = 1.49 + 0.08$$

$$a = 0.43 \text{ m}$$

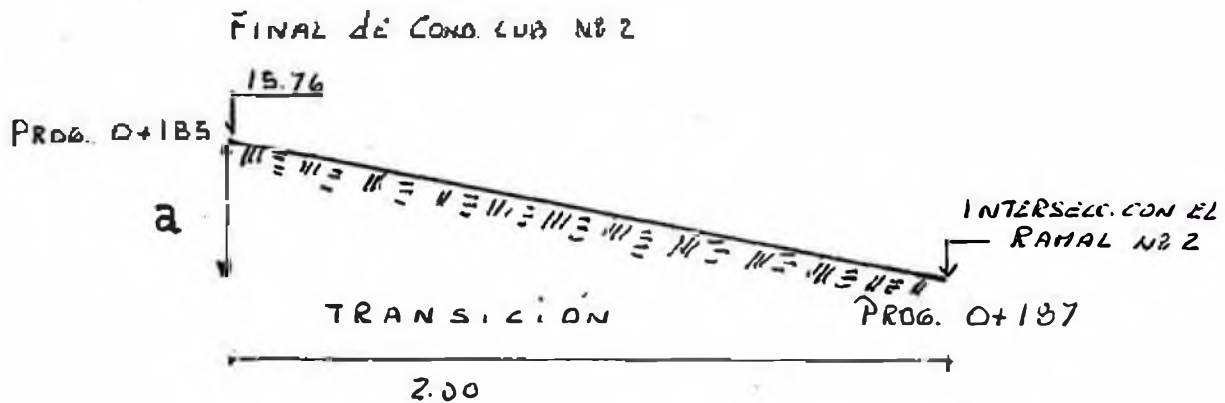
∴ La cota al inicio del vertedero frontal de C.L. N° 2 será:

$$16.74 - 0.43 = 16.31 \text{ m}$$

## Cálculo de elevación en la rasante de canal

Nivel de rasante en la progresiva: km 0+187 del ramal N° 1 (intersección con ramal N° 2)

Fig. N° 3.11



Se aplica la ecuación de la energía en los puntos 1 y 2 y se obtiene:

$$E_1 + a = E_2 + h_f$$

Donde:

$E_1$ : energía específica en 1

$a$ : diferencia de niveles

$E_2$ : energía específica en 2

$h_f$ : pérdida de carga hidráulica

Cálculo de  $E_1$ :

Se aplica la ecuación 3.01.13

Reemplazando valores:

$$E_1 = 0.95 + \frac{(3.16)^2}{2 \times 9.81} = 1.45 \text{ m}$$

Cálculo de  $E_2$

$$E_2 = 0.89 + \frac{(3.47)^2}{2 \times 9.81} = 1.50 \text{ m}$$

Cálculo de  $h_f$

Se aplica la ecuación: 3.01.14

Reemplazando valores:

$$h_f = 0.2 \left[ \frac{(3.47)^2}{2 \times 9.81} - \frac{(3.16)^2}{2 \times 9.81} \right] = 0.02 \text{ m}$$

Se reemplazan los valores calculados en la ecuación de la energía y se tiene:

$$1.45 + a = 1.50 + 0.02$$

$$a = 0.07 \text{ m}$$

La cota en la prog. km 0+186 será:

$$15.76 - a$$

$$15.76 - 0.07 = 15.69 \text{ m}$$



**Diseño Hidráulico de conducto cubierto N° 3**

progresivas: km 0+187 - 0+510

km 0+579 - 0+630

Datos para el diseño del conducto:

pendiente hidráulica:  $S = 0.01$

coeficiente de fricción:  $n = 0.015$

caudal de diseño:  $Q = 4.0 \text{ m}^3/\text{seg}$

(Que comprende la adición del caudal del ramal N° 2,  $Q_2 = 1 \text{ m}^3/\text{s}$  al ramal N° 1  $Q_1 = 3 \text{ m}^3/\text{s}$ )

Asumiendo: plantilla de conducto:  $b = 1.30 \text{ m}$

tirante hidráulico:  $d = 0.89 \text{ m}$

Verificaremos el caudal de diseño. Para ello se calcula:

- Área mojada:  $A = 1.30 \times 0.89 = 1.16 \text{ m}^2$
- perímetro mojado:  $P = 1.30 + 2 \times 0.89 = 3.08 \text{ m}$
- radio hidráulico:  $R_H = 1.16/3.08 = 0.38 \text{ m}$

Reemplazando valores en la ecuación 3.01.1

$$Q = \frac{1.16 (0.38)^{2/3} (0.01)^{1/2}}{0.015} = 4.0 \text{ m}^3/\text{seg} \quad \dots \text{correcto.}$$

Cálculo de la velocidad:

$$V = 4.00/1.16 = 3.45 \text{ m/seg} \quad \text{velocidad segura contra la erosión.}$$

Cálculo del tirante crítico :

Emplearemos la ecuación 3.01.02

$$d_c = \left[ \frac{4^2}{1.3^2 \times 9.81} \right] = 0.99 \text{ m}$$

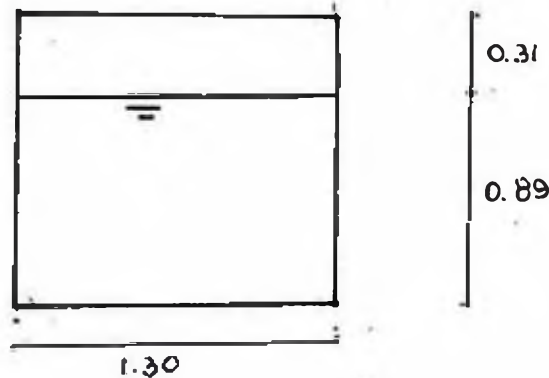
como  $d_c < d$  el flujo es de régimen subcrítico.

Cálculo del borde libre (b.l.)

Asumiremos B.l. = 0.31 m

La sección definitiva del conducto cubierto N° 3, se aprecia en la siguiente figura.

Figura 3.12



Cálculo de la longitud de transición (entre los conductos 2 y 3)

Para este caso:  $T_1 = 1.00 \text{ m}$

$T_2 = 1.30 \text{ m}$

Reemplazando estos valores en la ecuación 3.01.3:

$$L = \frac{1.30 - 1}{2 \operatorname{tg} 12^\circ 30'} = 0.67 \text{ m}$$

Asumiremos :  $L = 2.00 \text{ m}$

### Diseño Hidráulico de Rápida

progresivas: km 0+510 - 0+579

#### 1) Diseño Hidráulico de canal de rápida

Datos para el diseño del canal de rápida:

Longitud de canal:  $L = 50 \text{ m}$   
 Cota de rasante de inicio:  $12.46 \text{ m}$   
 cota de rasante al final:  $8.46 \text{ m}$   
 pendiente hidráulica:  $S = 0.080$   
 coeficiente de fricción:  $n = 0.015$  (concreto)  
 plantilla de canal (asumida)  $b = 1.30 \text{ m}$   
 caudal de diseño:  $Q = 4 \text{ m}^3/\text{seg}$

Datos de conducto aguas arriba y aguas abajo de la rápida:

pendiente hidráulica  $S = 0.010$   
 coeficiente de fricción  $n = 0.015$   
 plantilla de canal :  $b = 1.30 \text{ m}$   
 tirante hidráulico:  $d = 0.89 \text{ m}$   
 área mojada:  $a = 1.16 \text{ m}^2$   
 radio hidráulico:  $R_H = 0.38 \text{ m}$   
 caudal:  $Q = 4.0 \text{ m}^3/\text{seg}$   
 velocidad:  $V = 3.45 \text{ m/seg}$   
 tirante crítico:  $dc = 0.99 \text{ m}$

Cálculo de la elevación de la línea de energía a la entrada del conducto cubierto aguas abajo (ecuación 3.01.5)

$$G = Z + d + \frac{V^2}{2g}$$

Donde :

Z : cota en metros: 8.00 m

d : tirante = 0.89 m

V : velocidad = 3.45 m/seg

g : aceleración de la gravedad = 9.81 m/seg<sup>2</sup>

Reemplazando estos valores en la ecuación de energía (ecuación 3.01.5):

$$G = 8.00 + 0.89 + \frac{(3.45)^2}{2 \times 9.81} = 9.497 \text{ m}$$

i) Cálculo de los tirantes de escurrimiento en el canal de la rápida.

Se resuelve por el método de incrementos finitos utilizando la ecuación de la energía.

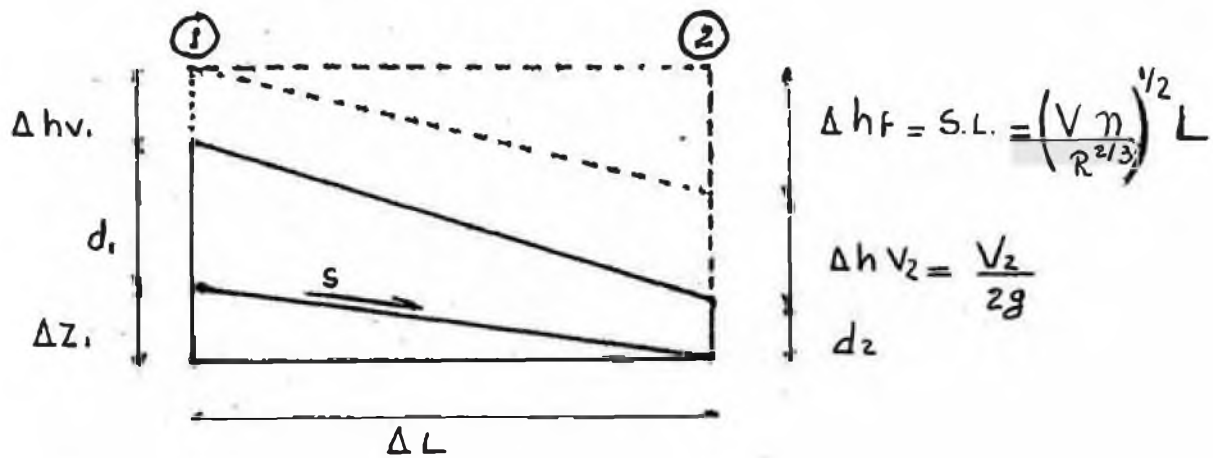
Se divide la longitud total  $L_T = 50 \text{ m}$ , en 10 tramos horizontales de 5.0 m cada uno.

La longitud del tramo inclinado será:

$$L = 5 \sqrt{1 + (0.06)^2}$$

$$L = 5.01597 \text{ m}$$

Aplicando la ecuación de la energía en dos puntos de la rápida (1 y 2) :



La energía específica:

$$E = d + \delta h_v \implies \delta z_1 + E_1 = E_2 + \delta h_f$$

Se calcula  $E$  y  $E + \delta h_f$  para cada tramo de 5 m, elaborándose la tabla siguiente. se confecciona el gráfico: tirantes vs. energía ( $E$ ) y tirante vs. energía + pérdida de carga ( $E + \delta h_f$ ) (Gráfico N° 3.3).

CUADRO N° 3.6

Cálculo de la Energía Específica, pérdida de carga ( $\delta h_f$ ) y  $E + \delta h_f$ 

Tirante d	Area A	Perímetro p	Radio Hid. ( $R_H$ ) <sup>2/3</sup>	Velocidad V	$\delta h = \frac{v^2}{2g}$	Energía E	$\delta h_f = L \left( \frac{nv}{R_H} \right)^2$	E + $h_f$
m	m <sup>2</sup>	m	m <sup>2/3</sup>	V=Q/A	m	m	m	m
0.10	0.1300	1.50	0.1958	30.7690	48.2500	48.3500	5.4570	53.8100
0.15	0.1950	1.60	0.2458	20.5130	21.4500	21.6000	1.9320	23.5300
0.20	0.2600	1.70	0.2860	15.3850	12.0600	12.2600	0.9340	13.1900
0.25	0.3250	1.80	0.3190	12.3080	7.7200	7.9700	0.5350	8.5100
0.30	0.3900	1.90	0.3480	10.2560	5.3600	5.6600	0.3410	6.0000
0.35	0.4550	2.00	0.3727	8.7910	3.9400	4.2900	0.2330	4.5200
0.40	0.5200	2.10	0.3943	7.6920	3.0200	3.4200	0.1690	3.5900
0.45	0.5850	2.20	0.4135	6.8380	2.3800	2.7800	0.1280	2.9100
0.50	0.6500	2.30	0.4306	6.1540	1.9300	2.4300	0.0990	2.5300
0.55	0.7150	2.40	0.4461	5.5940	1.5900	2.1400	0.0790	2.2200
0.60	0.7800	2.50	0.4600	5.1280	1.3400	1.9400	0.0650	2.0100
0.65	0.8450	2.60	0.4727	4.7340	1.1400	1.7900	0.0540	1.8400
0.70	0.9100	2.70	0.4843	4.3960	0.9800	1.6800	0.0450	1.7300
0.75	0.9750	2.80	0.4950	4.1030	0.8600	1.6100	0.0380	1.6500
0.80	1.0400	2.90	0.5048	3.8460	0.7500	1.5500	0.0330	1.5800
0.85	1.1050	3.00	0.5138	3.6200	0.6700	1.5200	0.0290	1.5500
0.90	1.1700	3.10	0.5222	3.4190	0.6000	1.5000	0.0250	1.5300
0.95	1.2350	3.20	0.5301	3.2390	0.5300	1.4800	0.0220	1.5000
1.00	1.3000	3.30	0.5374	3.0770	0.4800	1.4800	0.0200	1.5000

Para el cálculo de los tirantes de cada tramo, se localiza en el gráfico d vs. E el tirante crítico, para luego interceptarlo con la curva E. A este valor obtenido se le agrega  $\delta Z = 0.40$  m; luego con una línea horizontal se desplaza hacia la izquierda interceptando a la curva  $E + \delta h_f$ , la abscisa de ese punto dará el valor del tirante buscado " $d_1$ ". Se repetirá las operaciones anteriores para el cálculo de  $d_2, d_3 \dots d_{10}$ .



Del gráfico N° 3.3 se obtienen los tirantes hidráulicos en el canal de la rápida como veremos en el siguiente cuadro:

Cuadro N° 3.7 - Tirantes obtenidos del gráfico N° 4

progresiva km	tirante hidráulico (d) m
0 + 510	0.89
0 + 515	0.655
0 + 520	0.55
0 + 525	0.48
0 + 530	0.43
0 + 535	0.40
0 + 540	0.375
0 + 545	0.35
0 + 550	0.335
0 + 555	0.320
0 + 560	0.310

Cálculo de la trayectoria.

Está dada por la ecuación:

$$y = - \left[ x \tan \theta + \frac{x^2 g}{2 (V_{\text{máx}})^2} (1 + \tan^2 \theta) \right] \dots 3.01.15$$

Donde:

$\theta$  : ángulo formado por la horizontal y el fondo del canal de la rápida  
( $\theta = \text{Arctg}(S)$  ,  $S = 0.08$ )

$g$  : aceleración de la gravedad = 9.81 m/s<sup>2</sup>

$V_{\text{máx}}$ : 1.5 veces la velocidad media al principio de la trayectoria (km 0+560)

$$V_{\text{máx}} = 1.5 V_{(0+560)} \dots 3.01.16$$

Donde:  $V_{(0+560)}$  velocidad en la prog km 0+560,

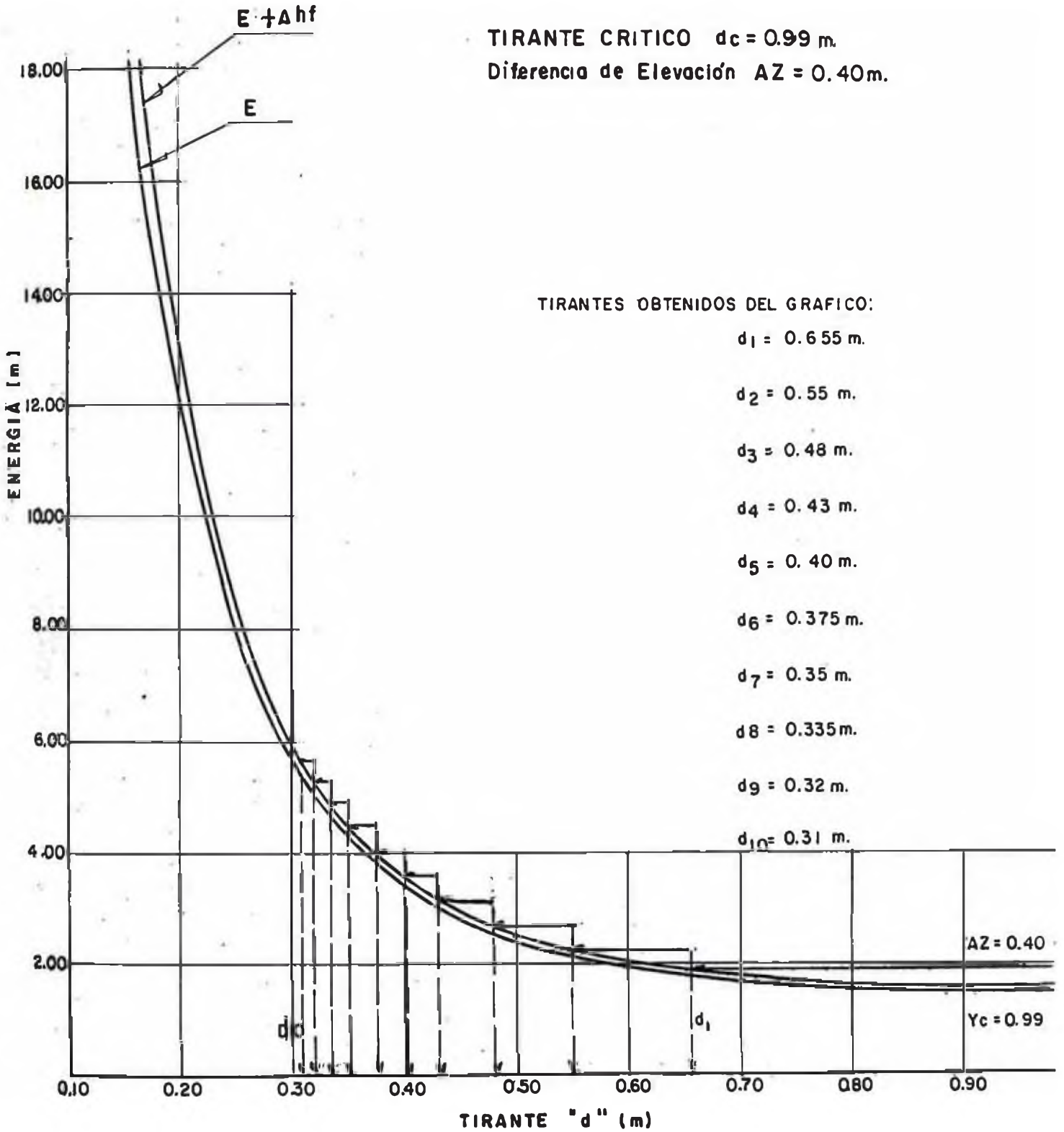
GRAFICO N° 3.3

CURVAS: TIRANTE VS ENERGIA (E)

TIRANTE VS ENERGIA + PERDIDA DE CARGA (E+Δhf)

TIRANTE CRITICO  $d_c = 0.99$  m.

Diferencia de Elevación AZ = 0.40 m.



$$V = Q/A$$

$$V = \frac{4}{0.31 \times 1.30} = 9.93 \text{ m/s}$$

Se reemplazan estos valores en la ecuación 3.01.16:

$$V_{\text{MÁX}} = 1.5 \times 9.93 = 14.90 \text{ m/s}$$

Reemplazando estos valores en la ecuación 3.01.15:

$$y = - \left[ x \cdot 0.08 + \frac{x^2 \cdot 9.81}{2 \cdot (14.90)^2} (1 + 0.08^2) \right]$$

$$y = - [0.08 x + 0.0222 x^2]$$

ii) Diseño hidráulico del tanque amortiguador

Emplearemos el método semigráfico, el cual consiste en trazar las curvas **elevaciones-tirantes** y **elevaciones-tirantes conjugados menores** en el tanque amortiguador. El punto de intersección de estas dos curvas nos dará la elevación del tanque y el tirante conjugado menor  $d_1$ .

Trazo de la curva: Elevaciones - Tirantes

Calcularemos la elevación de la energía al final del canal de la rápida.

Reemplazando valores en la ecuación 3.01.5:

$$G = 8.46 + 0.31 + \frac{9.93^2}{2 \times 9.81} = 13.80 \text{ m}$$

Para el trazo de la curva elevaciones-tirantes se supone tirantes menores a  $d_{10}$  y se elabora el siguiente cuadro:

Cuadro N° 3.8  
Cálculo de las elevaciones en el tanque amortiguador

Tirante (d) (m)	Area (A) (m <sup>2</sup> )	Velocidad (V) (m/s)	$h_v = v^2/2g$	$d + h_v$	Elevación $13.8 - (d + h_v)$
0.25	0.325	12.308	7.721	7.971	5.829
0.26	0.338	12.012	7.354	7.614	6.186
0.27	0.351	11.396	6.619	6.889	6.911
0.28	0.364	10.989	6.155	6.455	7.365
0.29	0.377	10.610	5.738	6.028	7.772
0.30	0.390	10.256	5.361	5.661	8.139
0.31	0.403	9.926	5.022	5.332	8.468
0.32	0.416	9.615	4.712	5.032	8.768
0.33	0.429	9.324	4.431	4.761	9.039
0.34	0.442	9.050	4.174	4.514	9.286

Con los valores de los tirantes y las elevaciones se confecciona la curva I (ver gráfico N° 3.4).

Trazo de la curva **elevaciones - tirantes conjugados menores:**

Se elaborará la tabla siguiente del cuadro N° 3.9, en función de tirantes asumidos y de la ecuación fundamental del salto hidráulico y se interpreta como:

$$F = A \bar{y} + \frac{Qv}{g} \quad \dots 3.01.17$$

Donde:

F: en  $m^3$

A: área mojada del tanque amortiguador en  $m^2$

$\bar{y}$ : distancia del centro de gravedad de la sección del tanque a la superficie del agua ( $d/2$  para secciones rectangulares)

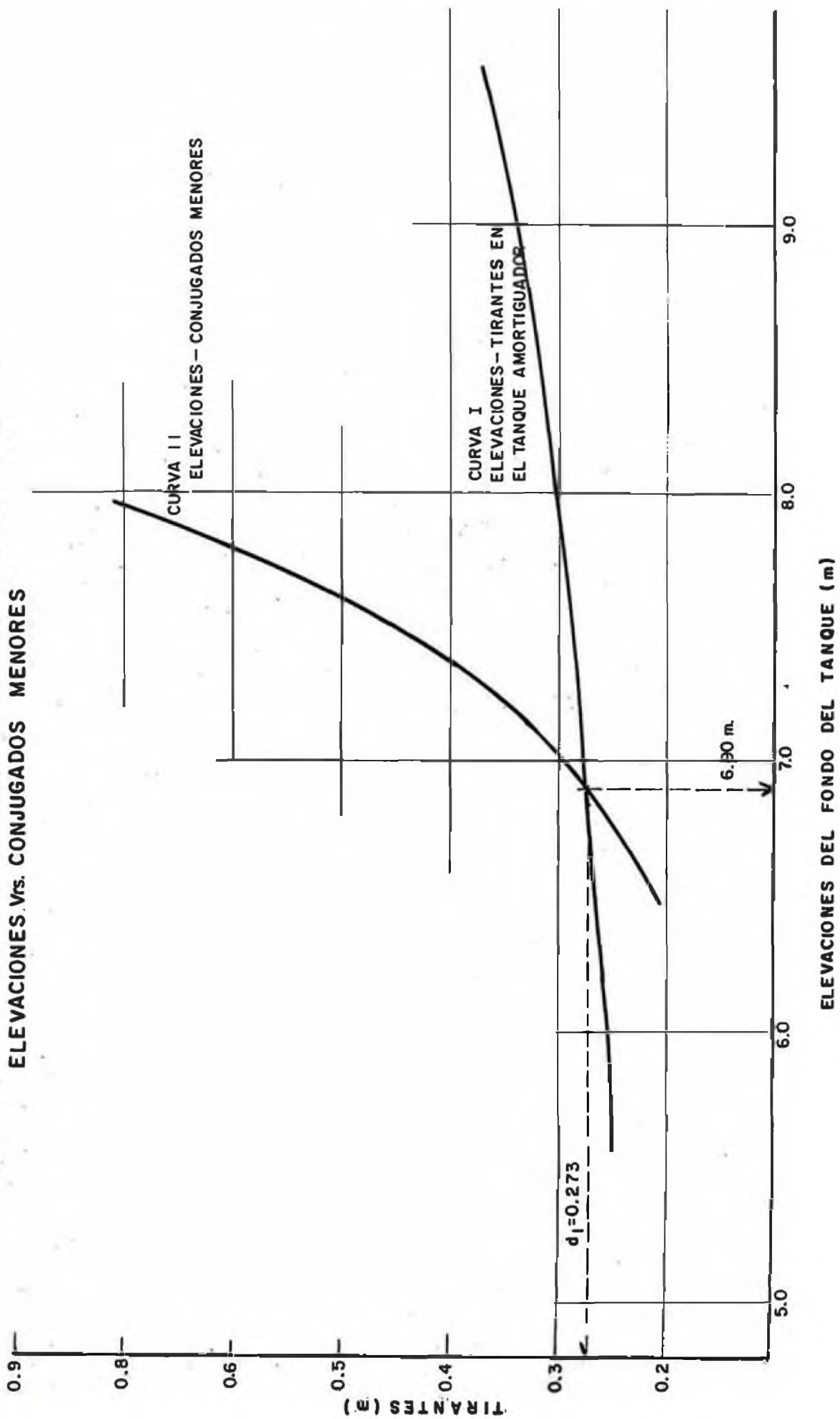
Q: caudal de diseño en  $m^3/\text{seg}$

V: velocidad en  $m/\text{seg}$

g: aceleración de la gravedad =  $9.81 \text{ m/s}^2$

GRAFICO N° 3.4

CURVAS : ELEVACIONES vs. TIRANTE EN EL TANQUE AMORTIGUADOR  
ELEVACIONES vs. CONJUGADOS MENORES



ELEVACIONES DEL FONDO DEL TANQUE (m)

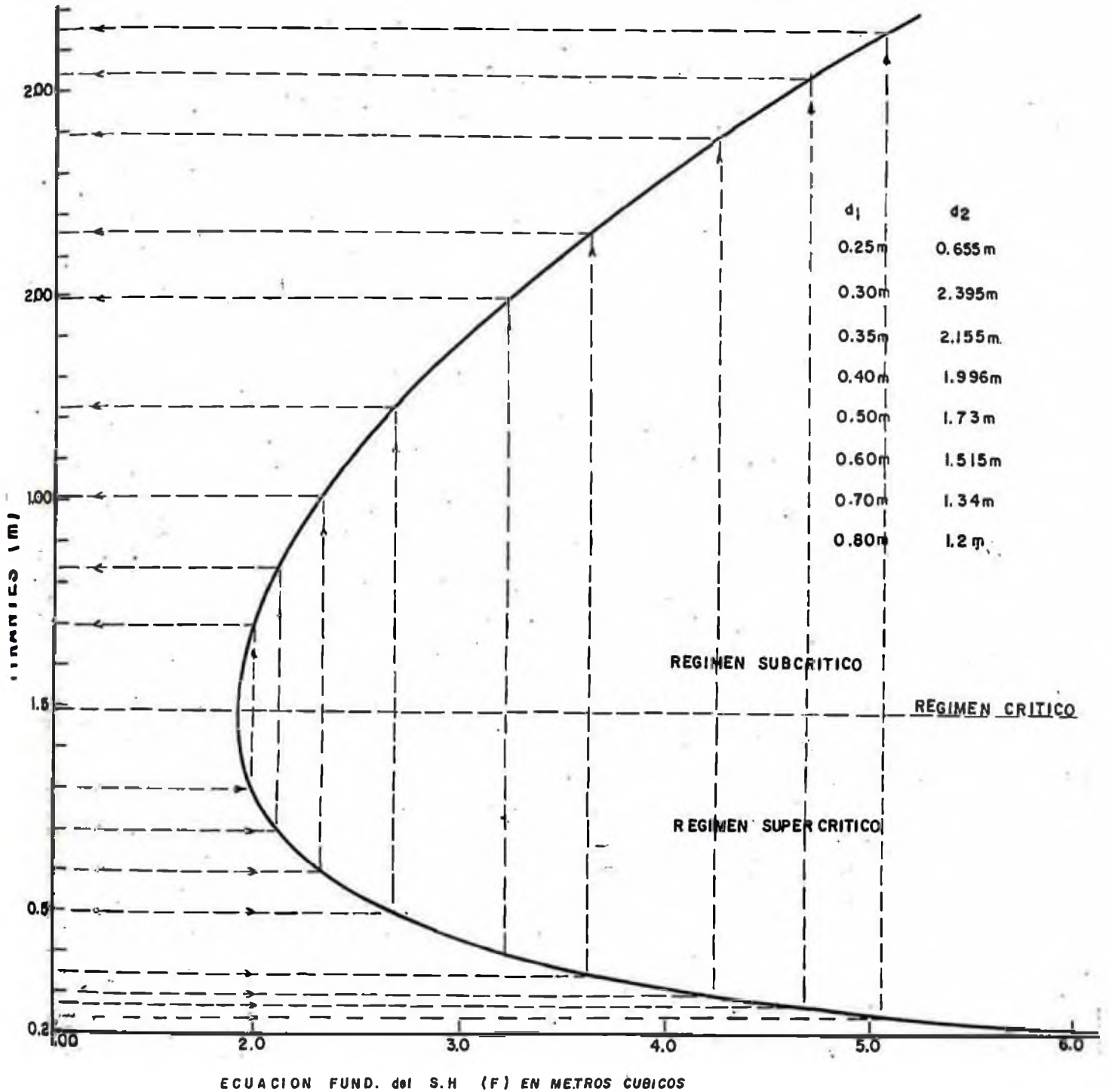


Cuadro 3.9 - Cálculo de la ecuación fundamental del salto hidráulico (F)

Tirante d	Area A	V = Q/A	QV	QV/g	$\bar{y}$	$A\bar{y}$	F
m	cm	m/seg	$\frac{3}{m^3/seg}$	$(\frac{3}{m^3})$	(m)	$(\frac{3}{m^3})$	$\frac{3}{m^3}$
0.20	0.2600	15.3850	61.5400	6.2730	0.1000	0.0260	6.2990
0.25	0.3250	12.3070	49.2300	5.0180	0.1250	0.0406	5.0590
0.30	0.3900	10.2560	41.0290	4.1820	0.1500	0.0585	4.2410
0.40	0.5200	7.6920	30.7680	3.1360	0.2000	0.0800	3.2160
0.50	0.6500	6.1540	24.6160	2.5090	0.2500	0.1625	2.6720
0.60	0.7800	5.1280	20.5120	2.0900	0.3000	0.2340	2.3240
0.70	0.9100	4.3960	17.5840	1.7920	0.3500	0.3185	2.1110
0.80	1.0400	3.8460	15.3840	1.5680	0.4000	0.4160	1.9840
0.90	1.1700	3.4190	13.6760	1.3940	0.4500	0.5265	1.9210
1.00	1.3000	3.0770	12.3080	1.2550	0.5000	0.6500	1.9050
1.10	1.4300	2.7970	11.1880	1.1400	0.5500	0.7865	1.9270
1.20	1.5600	2.5640	10.2560	1.0450	0.6000	0.9360	1.9810
1.30	1.6900	2.3670	9.4680	0.9650	0.6500	1.0985	2.0640
1.40	1.8200	2.1980	8.7920	0.8960	0.7000	1.2740	2.1720
1.50	1.9500	2.0510	8.2040	0.8360	0.7500	1.4625	2.2990
1.60	2.0800	1.9230	7.6920	0.7840	0.8000	1.6640	2.4480
1.70	2.2100	1.8100	7.2400	0.7380	0.8500	1.8785	2.6170
1.80	2.3400	1.7090	6.8360	0.6970	0.9000	2.1060	2.8030
1.90	2.4700	1.6190	6.4760	0.6600	0.9500	2.3465	3.0070
2.00	2.6000	1.5380	6.1540	0.6270	1.0000	2.6000	3.2230
2.10	2.7300	1.4650	5.8610	0.5970	1.0500	2.8670	3.4640
2.20	2.8600	1.3990	5.5940	0.5700	1.1000	3.1460	3.7160
2.30	2.9900	1.3380	5.3510	0.5450	1.1500	3.4390	3.9840
2.40	3.1200	1.2820	5.1280	0.5230	1.2000	3.7440	4.2670
2.50	3.2500	1.2310	4.9230	0.5020	1.2500	4.0625	4.5650
2.60	3.3800	1.1830	4.7340	0.4830	1.3000	4.3940	4.8770
2.70	3.5100	1.1400	4.5580	0.4650	1.3500	4.7385	5.2030

Con los valores obtenidos en la ecuación fundamental del S.H. (F) y los tirantes asumidos, se grafica la curva F vs. tirantes (gráfico N° 3.5).

CURVA : ECUACION FUNDAMENTAL DEL SALTO HIDRAULICO Vrs TIRANTES



En este mismo gráfico para el dibujo de la curva elevaciones-tirantes conjugados menores, se elige un tirante  $d_1$  con el cual se obtiene el tirante  $d_2$  de la elevación del nivel del agua a la entrada del conducto cubierto aguas abajo, obteniéndose así la elevación correspondiente al tirante  $d_1$  elegido. De esta misma manera se procede hasta obtener los puntos suficientes para dibujar la curva II en el gráfico N° 3.4.

En el siguiente cuadro se dan los cálculos para el dibujo de esta curva.

Cuadro N° 3.10 obtención de la curva elevación vs tirantes conjugados menores.

conjugado menor ( $d_1$ ) (m)	conjugado mayor ( $d_2$ ) (m)	área mojada ( $A_2$ ) (m)	$v_2^2/2g$ (m)	$d_2 + \frac{v_2^2}{2g}$ (m)	elevación fondo del tanque $9.479 - (d_2 + \frac{v_2^2}{2g})$
0.25	2.655	3.4515	0.0685	2.723	6.774
0.30	2.395	3.1140	0.0841	2.479	7.018
0.35	2.155	2.8015	0.1039	2.259	7.238
0.40	1.996	2.5948	0.1211	2.117	7.380
0.50	1.730	2.2490	0.1612	1.891	7.606
0.60	1.515	1.9695	0.2102	1.725	7.772
0.70	1.340	1.7420	0.2687	1.609	7.888
0.80	1.200	1.5600	0.3351	1.535	7.962

Con la intersección de las curvas: elevaciones vs. tirantes, y elevaciones vs. tirantes conjugados menores se obtiene el tirante conjugado menor  $d_1 = 0.273$  m así como la elevación del fondo del tanque amortiguador, igual a 6.90 m.

Con el valor del tirante conjugado menor  $d_1$ , se obtiene el valor del tirante conjugado mayor  $d_2 = 2.54$  m en el gráfico Función "F" vs. tirantes.

Verificación de la ecuación fundamental del salto hidráulico

$$F_1 = F_2$$

$$A_1 \bar{y}_1 + \frac{Q^2}{A_1 g} = A_2 \bar{y}_2 + \frac{Q^2}{A_2 g} \quad \dots 3.01.18$$

Para  $d_1 = 0.273$  m

el área  $A_1 = 0.273 \times 1.30 = 0.3549$  m<sup>2</sup>

$$\bar{y}_1 = 0.273 / 2 = 0.1365$$
 m

Para  $d_2 = 2.54$  m

$$A_2 = 3.302$$
 m

$$\bar{y}_2 = 1.270$$
 m

Reemplazando estos valores en la ecuación:

$$0.3549 \times 0.273 + \frac{4^2}{0.3549 \times 9.81} = 3.302 \times 1.27 + \frac{4^2}{3.302 \times 9.81}$$

$$4.692 \approx 4.688 \quad \text{correcto}$$

## Cálculo de la altura de escalón (e)

La obtención de la altura de escalón se encuentra con la diferencia entre la cota de entrada de conducto aguas abajo y la elevación del fondo del tanque amortiguador. En este caso:

$$e = 8.00 - 6.90 = 1.10 \text{ m}$$

La altura del escalón se verifica en la relación:

$$d_2 + \frac{v_2^2}{2g} \leq e + d_1 + \frac{v_1^2}{2g} \quad \dots 3.01.19$$

Donde:

$$d_2 : \text{tirante conjugado mayor} = 2.54 \text{ m}$$

$$v_2 : \text{velocidad} = 4 / (2.54 \times 1.30) = 1.211 \text{ m/s}$$

Reemplazando valores:

$$2.54 + \frac{1.211^2}{2 \times 9.81} \leq 1.10 + 0.89 + \frac{(3.47)^2}{2 \times 9.81}$$

$$2.61 \leq 2.60 \quad \text{incorrecto}$$

Por lo que asumiremos  $e = 1.20 \text{ m}$

La cota del fondo del tanque será:

$$8.00 - 1.20 = 6.80 \text{ m}$$

Cálculo de la longitud del salto hidráulico (L.S.H.)

Se estima por medio de la siguiente relación entre los tirantes conjugados:

$$4.5 (d_2 - d_1) < LSH < 7 (d_2 - d_1)$$

Emplearemos la relación:

$$LSH = 5 (d_2 - d_1) \quad \dots 3.01.20$$

Reemplazando valores:

$$LSH = 5 (2.54 - 0.273) = 11.34 \text{ m}$$

Asumiremos  $L = 12 \text{ m}$

Cálculo de las coordenadas y elevación de la trayectoria en la ecuación 3.01.15

Con la ecuación de la trayectoria

$$y = -[0.08 x + 0.0222 x^2]$$

y la elevación del fondo del tanque amortiguador, desarrollaremos el siguiente cuadro.



Cuadro N° 3.11 - valores de las coordenadas y elevación de la trayectoria.

Progresiva km	X	0.08 X	0.0222 X <sup>2</sup>	-Y	Elevación (m)
0+560	...	...	...	...	8.460
0+561	1.0	0.08	0.0222	-0.102	8.358
0+562	2.0	0.16	0.0889	-0.249	8.211
0+563	3.0	0.24	0.2000	-0.440	8.020
0+564	4.0	0.32	0.3552	-0.675	7.785
0+565	5.0	0.40	0.5550	-0.955	7.505
0+566	6.0	0.48	0.7992	-1.279	7.181
0+567	7.0	0.56	1.0878	-1.647	6.810±6.80
tanque amortiguador L=12 m					
0+579	L = 12 m				6.80

Cálculo del borde libre en la rápida

Se puede obtener utilizando la fórmula empírica, obtenida del **Bureau of Reclamation** en su obra 'diseño de presas pequeñas':

$$b.l. = 0.61 + 0.0371 v d^{1/3} \quad \dots \quad 3.01.21$$

Donde:

v : es la velocidad en los distintos puntos a lo largo de la rápida

d : tirantes en los distintos puntos de la rápida

En el cuadro siguiente se hace el cálculo de los bordes libres en los diferentes tramos de la rápida

Cuadro N° 3.12 - Bordes Libres en la Rápida

Progresiva	Tirante	Velocidad	Borde Libre
Km.	d (m)	v (m/seg)	1/31 10.61+0.0371 vd cm
0+510	0.890	3.45	0.73
0+520	0.550	5.59	0.76
0+540	0.375	8.21	0.83
0+550	0.335	9.18	0.85
0+560	0.310	9.93	0.86
0+567	0.273	11.27	0.88

Resúmen de las características hidráulicas y geométricas de las obras civiles en las progres. 0+000 - 0+510. En los siguientes cuadros se dan las características

Cuadro N° 3.13 - Vertedero F. Canal Lat. 1

Características Hidráulicas					Características Geométricas					
n	s	IRH (m)	IQ(m <sup>3</sup> /seg)	IV(m/seg)	b(m)	ld(m)	lh(m)	lb.l.	z	IT(m)
10.015	10.01	10.496	2.00	1.159	11.00	11.11	11.40	10.29	10.5	112.11

Cuadro N° 3.14 - Conducto Cubierto N° 1

Características Hidráulicas					Características Geométricas					
n	s	IRH (m)	IQ(m <sup>3</sup> /seg)	IV(m/seg)	b(m)	ld(m)	lh(m)	lb.l.	z	IT(m)
10.015	10.01	10.29	2.00	2.86	11.00	10.70	11.00	10.30	Vert.	11.00

Cuadro N° 3.15 - Vertedero F. Canal Lat. 2

Características Hidráulicas					Características Geométricas					
n	s	IRH (m)	IQ(m <sup>3</sup> /seg)	IV(m/seg)	b(m)	ld(m)	lh(m)	lb.l.	z	IT(m)
10.015	10.01	10.597	3.00	1.165	11.00	11.48	11.80	10.32	10.5	112.48

Cuadro N° 3.16 - Conducto Cubierto N° 2

Características Hidráulicas					Características Geométricas					
n	s	IRH (m)	IQ(m <sup>3</sup> /seg)	IV(m/seg)	b(m)	ld(m)	lh(m)	lb.l.	z	IT(m)
10.015	10.01	10.328	3.00	3.16	11.00	10.95	11.25	10.30	Vert.	11.00

**Ramal N° 2**

Cálculos hidráulicos de vertedero frontal de canal lateral N° 3

progresiva km: 0+000 - 0+010

Datos para el diseño del vertedero y canal lateral:

Longitud efectiva de la cresta:  $L = 10 \text{ m}$

pendiente hidráulica:  $S = 0.010$

coeficiente de fricción:  $0.5:1$

plantilla del canal asumida:  $b = 1.00$

caudal de diseño:  $Q = 1 \text{ m}^3/\text{seg}$

i) Cálculo de la carga total sobre la cresta ( $H_G$ )

Aplicaremos la ecuación 3.01.6

$$H_G = (1/(10 \times 2.15))^{2/3} = 0.129 \text{ m}$$

ii) Cálculo de la carga ( $h_a$ )

Aplicaremos la ecuación 3.01.5 para el cálculo de  $v_a$

Asumiendo :  $h_G = 0.126 \text{ m}$

$$v_a = \frac{1/10}{0.30 + 0.126} = 0.235 \text{ m/seg}$$

La carga de velocidad  $h_a$  será (ecuación 3.01.13):

$$h_a = \frac{(0.235)^2}{2 \times 9.81} = 0.003 \text{ m}$$

Verificando la carga total sobre la cresta ( $H_0$ ):

$$h_a + h_0 = H_0$$

$$0.003 + 0.126 = 0.129 \text{ m}$$

Resumiendo:

$$H_0 = 0.129 \text{ m}$$

$$h_0 = 0.126 \text{ m}$$

$$h_a = 0.003 \text{ m}$$

iii) Cálculo de la ecuación de la cresta de vertedero

Emplearemos la ecuación 3.01.7

$$y = -KH_0 (x/H_0)^n$$

Para :  $h_a/h_0 = \frac{0.003}{0.129} = 0.023$  , se obtiene de los gráficos de **Bureau of Reclamation:**

$$K = 0.504$$

$$n = 1.86$$

Reemplazando valores:

$$y = -2.933 x^{1.86}$$

Asumiendo valores para  $x$ , se calcula  $y$  en el siguiente cuadro:

Cuadro N° 3.18 - valores de las coordenadas de la curva de la cresta del vertedero

X	Y
0.1	-0.040
0.2	-0.147
0.3	-0.312
0.4	-0.534
0.5	-0.808
0.6	-1.134
0.7	-1.511
0.8	-1.937

De los gráficos elaborados por Bureau of Reclamation con la relación:  $h_a/h_0 = 0.023$  se obtiene:

$$x_c/H_0 = 0.272 \Rightarrow x_c = 0.035, \quad y_c/H_0 = 0.117 \Rightarrow y_c = 0.015 \text{ m}$$

$$R_1/H_0 = 0.52 \Rightarrow R_1 = 0.07 \text{ m}, \quad R_2/H_0 = 0.22 \Rightarrow R_2 = 0.03 \text{ m}$$

iv) Perfil resultante del agua

Cálculo del tirante crítico aguas abajo (en la sección de control, reemplazando valores en la ecuación 3.01.2)

$$d_c = \left[ \frac{1^2}{1^2 \times 9.81} \right]^{1/3} = 0.467 \text{ m}$$

Cálculo de la velocidad crítica  $V_c$

Reemplazando valores en la ecuación 3.01.3:

$$V_c = \frac{(2.141)^2}{2 \times 9.81} = 0.234 \text{ m}$$

Cálculo de la energía a la salida de la sección de control

Asumiendo :  $d(0+010) = 0.67 \text{ m}$

plantilla de canal  $b = 1.00 \text{ m}$

efectuaremos los siguientes cálculos:

-Área mojada (aplicaremos la ecuación 3.10.11)

$$A = 0.67 ( 1 + 0.67 \times 0.5 ) = 0.894 \text{ m}^2$$

-Velocidad:

$$V = 1 / 0.894 = 1.118 \text{ m/seg}$$

-Carga de velocidad (aplicando la ecuación 3.01.3):

$$h_v = (1.118)^2 / (2 \times 9.81) = 0.064 \text{ m}^2$$

aplicaremos la ecuación de la energía a la salida de la sección de control, ecuación 3.01.10:

$$0.67 + 0.064 = 0.467 + 0.234 + 0.2(0.234 - 0.064)$$

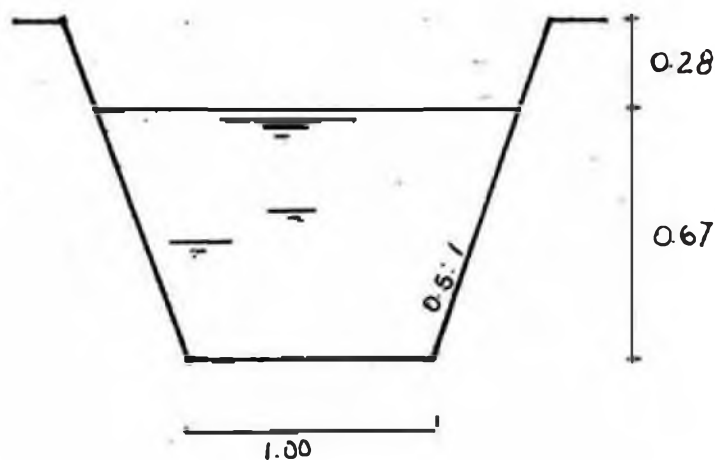
$$0.734 \approx 0.735 \quad \dots \text{correcto.}$$

Cálculo del borde libre:

$$\text{Asumiremos b.l.} = 0.28 \text{ m}$$

La sección definitiva del canal lateral N° 3 se puede apreciar en la siguiente figura.

Figura N° 3.13

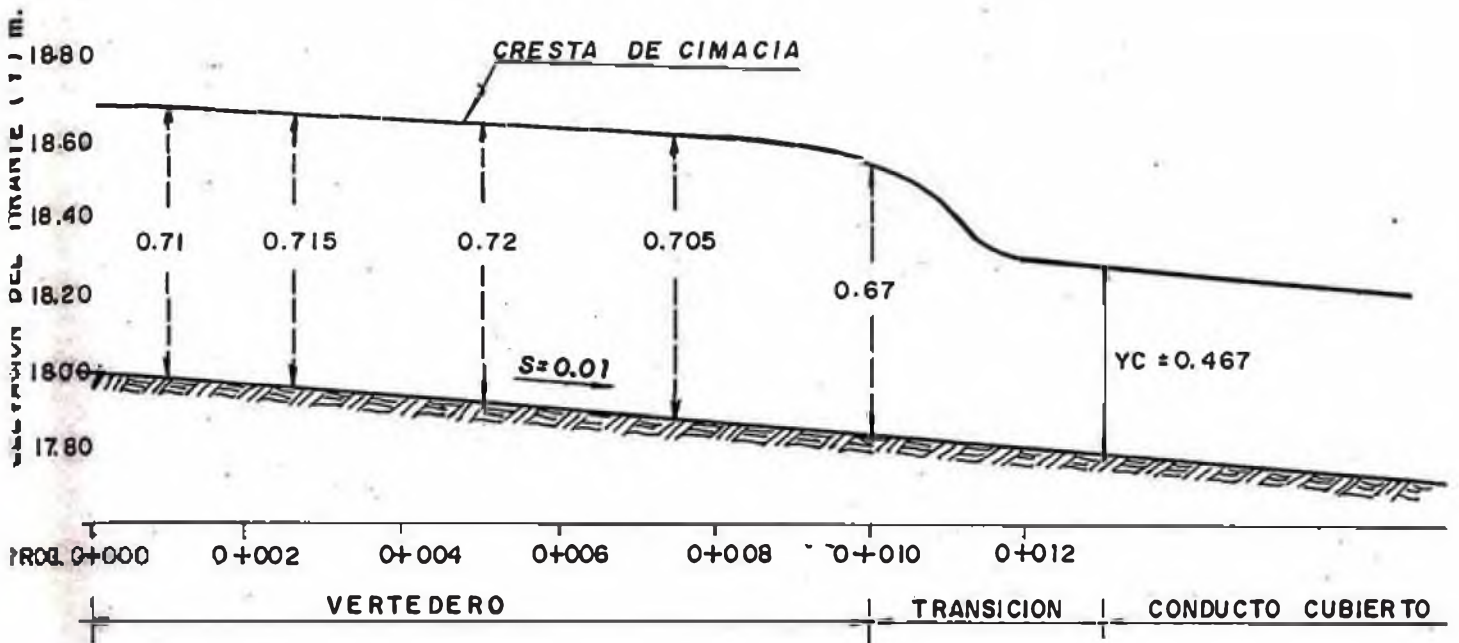




Habiendo determinado las propiedades hidráulicas de canal lateral en la progresiva km 0+010, determinaremos el perfil de la superficie del agua mediante la ecuación 3.01.12. En el cuadro N° 3.19 se dan los cálculos de los tanteos. Así mismo, con los valores calculados se aplicará el perfil de la superficie del agua en el canal lateral en el gráfico N° 3.6.

GRAFICO N° 3.6

ESQUEMA DE LA SUPERFICIE DEL AGUA EN EL CANAL LATERAL N° 3



Cuadro N<sup>o</sup> 3.19.

Cálculo del Vertedor de Desasias de Canal Lateral N<sup>o</sup> 03

Longitud : L = 10 m  
 Caudal de Diseño : Q = 1.00 m<sup>3</sup>/seg  
 Plantilla : b = 1.00 m  
 Pendiente : S = 0.01

Sección	Nivel de rasante	Tanteo	Nivel de Sup. de agua	Tirante	Agua	Caudal	Velocidad	Q1	g(Q1+Q2)	V1 + V2	V1 - V2	V2(Q2-Q1)	Δ Y
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	(9)(10)(11+12)	
0+010	18.424		19.094	0.670	0.894	1.000	1.120						
0+007.5	18.449	0.050	19.194	0.695	0.937	0.750	0.800	0.044	1.920	0.32	0.373	0.060	
		0.060	19.214	0.705	0.954		0.786		1.906	0.334		0.060	
0+005	18.474	0.040	19.234	0.720	0.979	0.500	0.511	0.041	1.297	0.275	0.393	0.040	
0+002.5	18.499	0.030	19.234	0.725	0.988	0.250	0.253	0.034	0.764	0.258	0.511	0.020	
		0.020	19.234	0.715	0.971		0.258		0.769	0.253		0.020	
0+001	18.514	0.010	19.234	0.710	0.962	0.100	0.104	0.029	0.362	0.154	0.387	0.010	

**Diseño Hidráulico de Conducto Cubierto N° 4**

progresivas: km 0+010 - 0+224.68

Datos para el diseño del conducto:

pendiente hidráulica:  $S = 0.01$

coeficiente de fricción:  $n = 0.015$

caudal de diseño:  $Q = 1.0 \text{ m}^3/\text{seg}$

Asumiendo: plantilla de conducto:  $b = 1.00 \text{ m}$

tirante hidráulico:  $d = 0.41 \text{ m}$

Verificaremos el caudal de diseño. Para ello se calcula:

- Área mojada:  $A = 1.00 \times 0.41 = 0.41 \text{ m}^2$

- perímetro mojado:  $P = 1.00 + 2 \times 0.41 = 1.82 \text{ m}$

- radio hidráulico:  $R_H = 0.41/1.82 = 0.225 \text{ m}$

Reemplazando valores en la ecuación 3.01.1

$$Q = \frac{0.41 (0.225)^{2/3} (0.01)^{1/2}}{0.015} = 1.0 \text{ m}^3/\text{seg} \quad \dots \text{correcto.}$$

Cálculo de la velocidad:

$$V = 1.00/0.41 = 2.44 \text{ m/seg} \quad \text{velocidad segura contra la erosión.}$$

Tirante crítico:  $0.972$

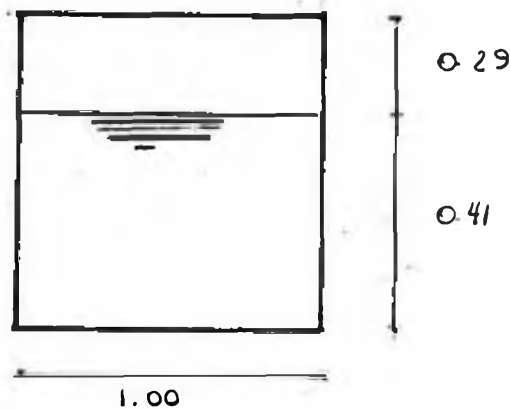
Como  $d_c > d$  el flujo es de régimen supercrítico.

## Cálculo del borde libre (b.l.)

Asumiremos b.l. = 0.29 m

La sección definitiva del conducto cubierto N° 4 se puede apreciar en la siguiente figura.

Figura N° 3.14



## Cálculo de la longitud de transición

(entre el vertedero N° 3 y conducto N° 4)

Para este caso:  $T_1 = 1.00$  m

$T_2 = 1.67$  m

Reemplazando valores en la ecuación 3.01.3

$$L = \frac{1.67 - 1.00}{2 \operatorname{tg} 12^\circ 30'} = 1.51 \text{ m}$$

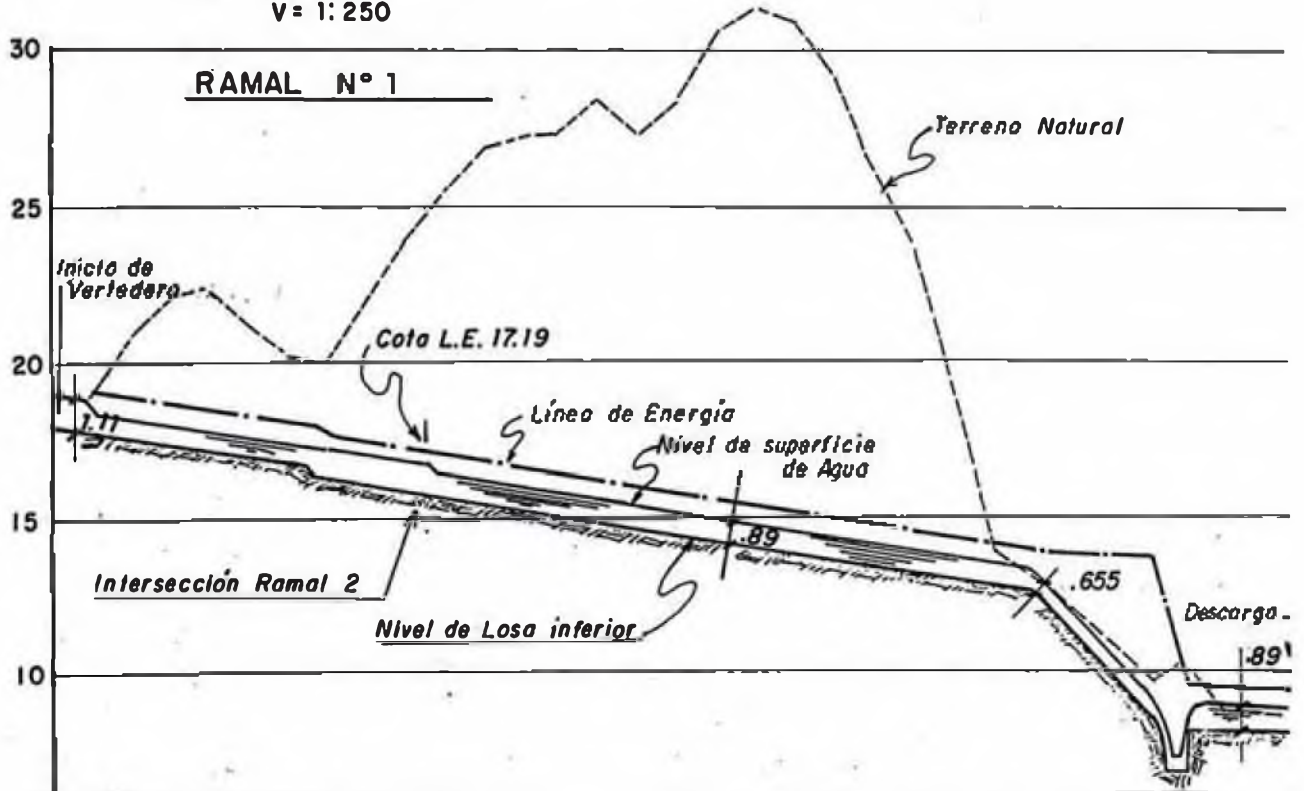
Asumiremos  $L = 2.00$  m

## Cálculo del perfil hidráulico

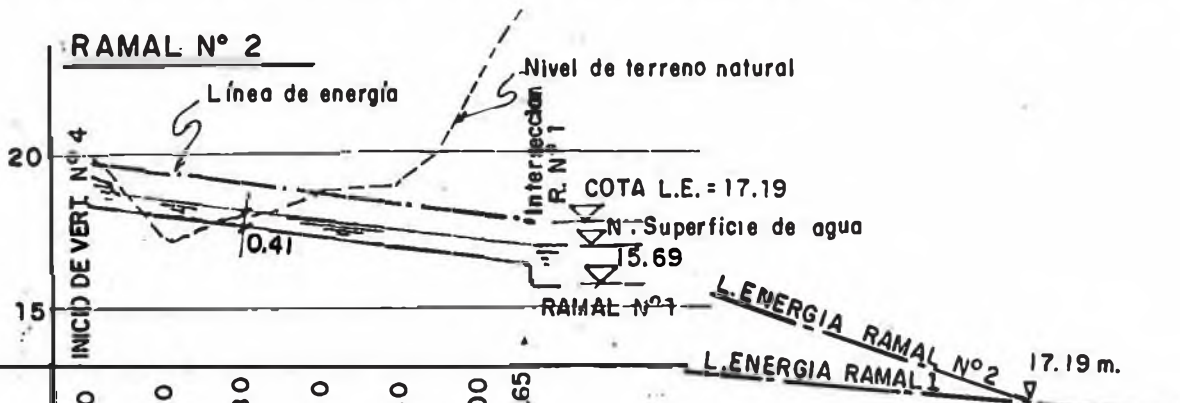
Siguiendo el mismo procedimiento de la alternativa N° 1 se efectúa el cálculo del perfil hidráulico, tal como se aprecia en el gráfico N° 3.7.

**PERFIL HIDRAULICO - ALTERNATIVA N° 2**

ESC. H = 1:400  
V = 1:250



PROGRESIVA	0+000	0+040	0+080	0+120	0+160	0+200	0+240	0+280	0+320	0+360	0+400	0+440	0+480	0+520	0+560	0+600	0+630
COTA DE TERRENO	19.10	20.90	22.40	20.20	21.90	25.40	27.10	28.40	28.30	31.00	29.00	23.80	14.00	12.30	9.80	8.50	8.45
COTA RASANTE	18.00	17.60	17.20	16.80	16.01	15.56	15.16	14.76	14.36	13.96	13.56	13.16	12.76	11.66	8.46	8.222	7.922
COTA DE LINEA DE E.	19.100	18.717	18.317	17.917	17.469	17.064	16.657	16.257	15.857	15.457	15.057	14.657	14.257	13.805	13.800	9.719	9.419



PROGRESIVA	0+000	0+040	0+080	0+120	0+160	0+200	0+224.65
COTA DE TERRENO	20.00	18.60	18.05	18.60	19.10	22.50	24.70
COTA RASANTE	18.524	18.124	17.724	17.324	16.924	16.524	16.277
COTA DE LINEA DE ENERGIA	19.235	18.837	18.437	18.037	17.637	17.237	17.19

LINEA DE ENERGIA

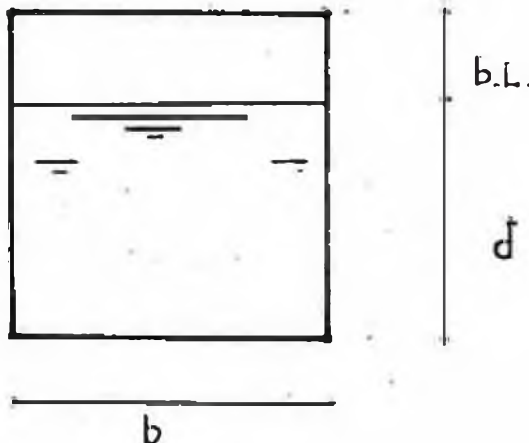


**Alternativa N° 03** (ver planos N° 14 y 18)

**Diseño hidráulico de conductos cubiertos**

progresivas: km 0+000 - 0+800

Figura N° 3.15



Datos para el  
diseño del conducto:

pendiente  
hidráulica:  $S = 0.0145$

coeficiente  
de fricción:  $n = 0.015$

caudal de  
diseño:  $= 2.0 \text{ m}^3/\text{seg}$

Asumiendo:

plantilla de  
conducto:  $b = 0.95 \text{ m}$

tirante  
hidráulico:  $d = 0.63 \text{ m}$

Verificaremos el caudal de diseño. Para ello se  
calcula:

- Área mojada:  $A = b \times d$

$$A = 0.95 \times 0.63 = 0.60 \text{ m}^2$$

- perímetro mojado:  $P = 2d + b$

$$P = 0.95 + 2 \times 0.63 = 2.21 \text{ m}$$

- radio hidráulico:  $R_H = A/P$

$$R_H = 0.60/2.21 = 0.271 \text{ m}$$

Reemplazando valores en la ecuación 3.01.1

$$Q = \frac{0.60 (0.271)^{2/3} (0.0145)^{1/2}}{0.015} = 2.0 \text{ m}^3/\text{seg} \quad \dots \text{correcto.}$$

Cálculo de la velocidad:

$$V = Q / A$$

$$V = 2.00 / 0.60 = 3.33 \text{ m/seg} \quad \text{velocidad segura contra la erosión.}$$

Cálculo del tirante crítico:

Emplearemos la ecuación 3.01.2

Reemplazando valores:

$$d_c = \left[ \frac{2^2}{(0.95)^2 \times 9.81} \right]^{1/3} = 0.77 \text{ m}$$

Como  $d_c > d$  el flujo es supercrítico.

Cálculo del borde libre

Para el cálculo del borde libre consideraremos el criterio de la **Secretaría de Recursos Hidráulicos de México**, pero en este caso por efecto de seguridad, ya que en la losa superior serán colocadas rejillas para la evacuación pluvial superficial, consideraremos el borde libre = 0.32 m

progresivas: km 0+800 - 1+280

Datos para el diseño del conducto:

pendiente hidráulica:  $S = 0.004$

coeficiente de fricción:  $n = 0.015$

caudal de diseño:  $Q = 2.0 \text{ m}^3/\text{seg}$

Asumiendo: plantilla,  $b = 1.55 \text{ m}$

tirante,  $d = 0.63 \text{ m}$

Verificaremos el caudal de diseño. Para ello calcularemos:

-Área mojada,  $A = 1.55 \times 0.63 = 0.98 \text{ m}^2$

-Perímetro mojado,  $P = 2 \times 0.63 + 1.55 = 2.81 \text{ m}$

-Radio hidráulico,  $R_H = 0.98/2.81 = 0.349 \text{ m}$

Reemplazando valores en la ecuación 3.01.1

$$Q = \frac{0.98 (0.349)^{2/3} (0.004)^{1/2}}{0.015}$$

$$Q = 2.0 \text{ m}^3/\text{seg} \quad \dots \text{correcto.}$$

Cálculo de la velocidad

$$V = 2.00/0.98 = 2.04 \text{ m/seg} \quad \text{velocidad segura contra la erosión}$$

Cálculo del tirante crítico

Reemplazando valores en la ecuación 3.10.2

$$d_c = \left[ \frac{2^2}{(1.55)^2 \times 9.81} \right]^{1/3} = 0.55 \text{ m}$$

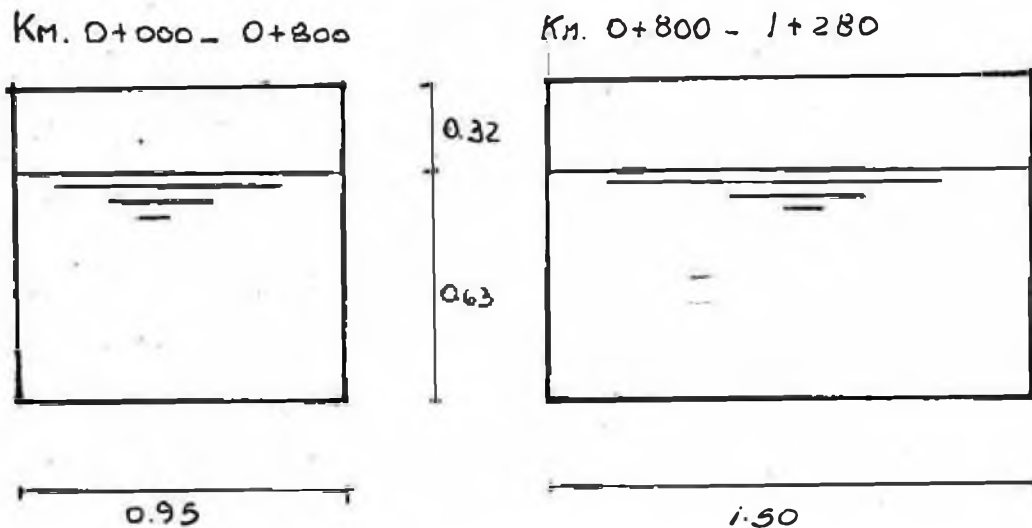
Como  $d_c < d$  el flujo es subcrítico.

Cálculo del borde libre (b.l.)

Asumiremos b.l. = 0.32 m

Las secciones definitivas de los conductos cubiertos para los dos tramos se aprecian en la siguiente figura.

Fig N° 3.16



Cálculo de la longitud de transición (ecuación 3.01.3)

$$\text{Para este caso: } T_1 = 0.95 \text{ m}$$

$$T_2 = 1.50 \text{ m}$$

Reemplazando valores:

$$L = \frac{1.50 - 0.95}{2 \operatorname{tg} 30^{\circ}12'}$$

$$L = 1.35 \text{ m}$$

Asumiremos  $L = 2.00 \text{ m}$

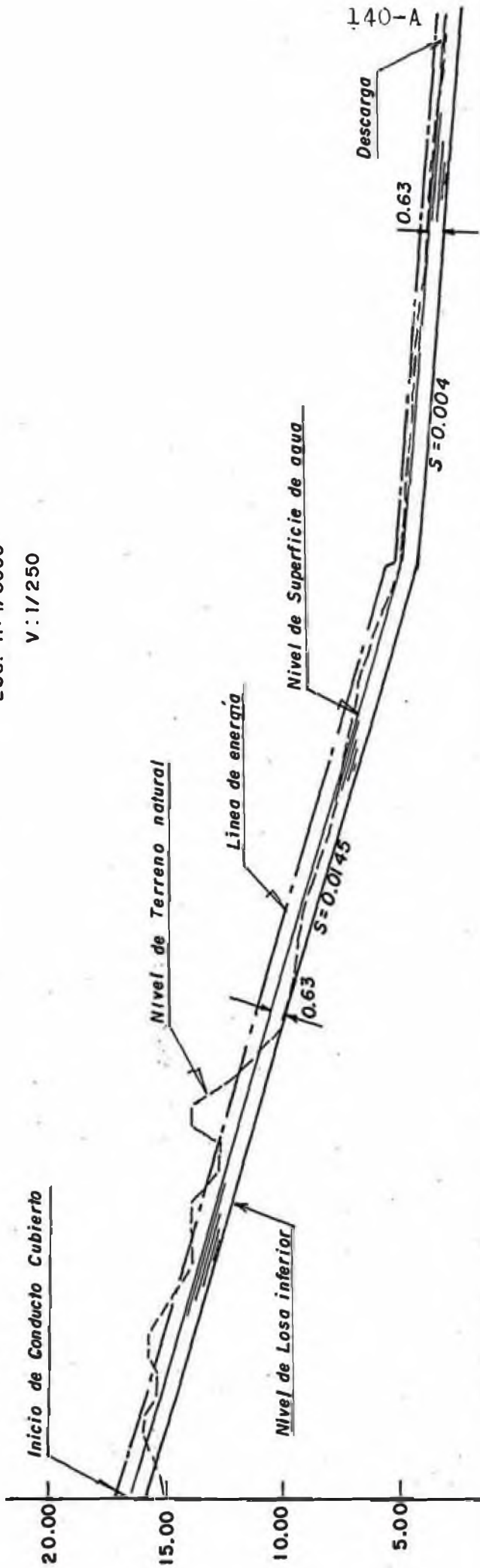
Cálculo del perfil hidráulico

Siguiendo el mismo procedimiento de la alternativa N° 01 se efectúa el cálculo del perfil hidráulico, tal como se aprecia en el gráfico N° 3.8.

**GRAFICO N° 3.8**  
**PERFIL HIDRAULICO - ALTERNATIVA N° 3**

ESC: H: 1/5000

V: 1/250



PROGRESIVA	COTA DE TERRENO	COTA RASANTE	COTA DE LINEA DE ENERGIA
0+000	15.00	15.95	17.745
0+100	15.00	14.50	15.695
0+200	14.00	13.05	14.245
0+300	12.20	11.60	12.795
0+400	10.30	10.15	11.345
0+500	9.30	8.70	9.895
0+600	7.80	7.25	8.445
0+700	7.20	5.80	6.995
0+800	5.00	4.35	5.545
0+900	4.80	3.95	4.872
1+000	4.30	3.55	4.472
1+100	3.90	3.15	4.072
1+200	2.30	2.75	3.672
1+280	3.05	2.43	3.272



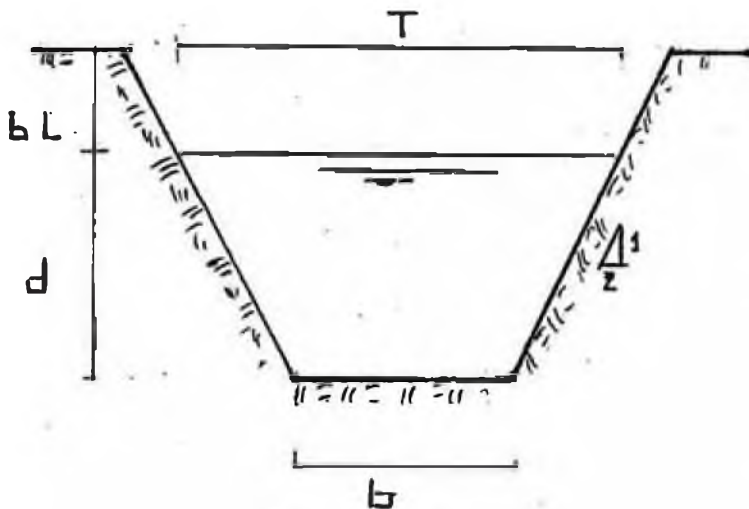
## Alternativa N° 04

## Canal Principal

## Diseño Hidráulico de Canales de Tierra

progresiva: km 0+000 - 0+101

Fig. N° 3.17

Datos para el  
diseño del canal:pendiente  
hidráulica:  $S = 0.0018$ coeficiente  
de fricción de Horton  
para superficies de  
tierra (canal con  
vegetación y con un  
deficiente manteni-  
miento)  
 $n = 0.040$ caudal de  
diseño:  $Q = 2.0 \text{ m}^3/\text{seg}$ 

Para el diseño del canal emplearemos la ecuación  
de Manning ( ecuación 3.01.1)

Asumiendo:

plantilla de conducto:  $b = 1.10 \text{ m}$ tirante hidráulico:  $d = 1.05 \text{ m}$ talud ,  $z:1$   $1.5 : 1$ 

Verificaremos el caudal de diseño. Para ello se  
calcula:

- Area mojada: ecuación 3.01.10

$$A = 1.05(1.10 + 1.05 \times 1.5) = 2.81 \text{ m}^2$$

- perímetro mojado: emplearemos la siguiente ecuación

$$P = b + 2d(\sqrt{1 + z^2}) \quad \dots 3.01.22$$

Reemplazando valores:

$$P = 1.10 + 2 \times 1.05 \sqrt{1 + 1.5^2} = 4.89 \text{ m}$$

- radio hidráulico:  $R_H = A/P$

$$R_H = 2.81/4.89 = 0.575 \text{ m}$$

Reemplazando valores en la ecuación 3.01.1

$$Q = \frac{2.81 (0.575)^{2/3} (0.0018)^{1/2}}{0.040} = 2.0 \text{ m}^3/\text{seg} \quad \dots \text{correcto.}$$

Cálculo de la velocidad:

$$V = Q / A$$

$$V = 2.00/2.81 = 0.71 \text{ m/seg} \quad \text{velocidad segura contra la erosión}$$

Cálculo del tirante crítico ( $d_c$ )

Para canales trapezoidales el tirante crítico se calcula con la ecuación:

$$d_c = \frac{4T}{5(T + b)} \left[ \frac{v^2}{2g} + d \right] \quad \dots 3.01.23$$

Reemplazando valores:

$$d_c = \frac{4 \times 4.25}{5 \times (4 + 1.10)} \left[ \frac{(0.71)^2}{2 \times 9.81} + 1.05 \right]$$

$$d_c = 0.82 \text{ m}$$

Como  $d_c < d$ , el flujo es de régimen subcrítico.

## Cálculo del borde libre (b.l.)

Emplearemos dos criterios:

- **Bureau of Reclamation** recomienda para canales de tierra en el gráfico de la lámina N° 9, para un canal de  $2 \text{ m}^3/\text{seg}$  un borde libre igual a 0.58 m.
- **La Secretaría de Recursos Hidráulicos de México**, recomienda en el cuadro N° 13 un borde libre de 0,60 m, el cual asumiremos, este valor, para mayor seguridad de la estructura.

progresiva: km 0+101 + 0+117

Datos para el diseño del canal:

pendiente hidráulica:  $S = 0.0018$

coeficiente de fricción:  $n = 0.040$

caudal de diseño:  $Q = 3.0 \text{ m}^3/\text{seg}$  (se adiciona el caudal del canal lateral N° 1)

Asumiendo: plantilla de canal,  $b = 2.10 \text{ m}$

tirante hidráulico,  $d = 1.05 \text{ m}$

talud  $z:1$ ,  $1.5:1$

Verificaremos el caudal de diseño, para ello calcularemos:

-Área mojada (ecuación 3.01.10):

$$A = 1.05 (2.10 + 1.05 \times 1.50) = 3.86 \text{ m}^2$$

-perímetro mojado (ecuación 3.01.22):

$$P = 2.10 + 2 \times 1.05 \sqrt{1 + 1.5^2} = 5.89 \text{ m}$$

-radio hidráulico:

$$R_H = 3.86/5.89 = 0.655 \text{ m}$$

Reemplazando valores en la ecuación de Manning

(3.01.1):

$$Q = \frac{3.86 (0.655)^{2/3} (0.0018)^{1/2}}{0.040} = 3.0 \text{ m}^3/\text{seg} \quad \dots \text{correcto.}$$

Cálculo de la velocidad

$$V = 3/3.86 = 0.78 \text{ m/seg} \quad \text{velocidad segura contra la erosión}$$

Cálculo del tirante crítico (ecuación 3.01.23)

$$d_c = \frac{4 \times 5.25}{5 \times 5.25 + 2.10} \left[ \frac{(0.80)^2}{2 \times 9.81} + 1.05 \right]$$

$$d_c = 0.61 \text{ m}$$

Como  $d_c < d$ , el flujo es de régimen subcrítico.

Cálculo del borde libre (b.l.)

$$\text{Asumiremos b.l.} = 0.60 \text{ m}$$

progresiva: km 0+117 + 0+400

Datos para el diseño del canal:

pendiente hidráulica:  $S = 0.0018$

coeficiente de fricción:  $n = 0.040$

caudal de diseño:  $Q = 4.0 \text{ m}^3/\text{seg}$  (se adiciona el caudal del canal lateral N° 2)

Asumiendo: plantilla de canal,  $b = 3.00 \text{ m}$

tirante hidráulico,  $d = 1.05 \text{ m}$

talud  $z:1$ ,  $1.5:1$

Verificaremos el caudal de diseño, para ello calcularemos:

-Área mojada (ecuación 3.01.10):

$$A = 1.05 (3.00 + 1.05 \times 1.50) = 4.80 \text{ m}^2$$

-perímetro mojado (ecuación 3.01.22):

$$P = 3.00 + 2 \times 1.05 \sqrt{1 + 1.5^2} = 6.79 \text{ m}$$

-radio hidráulico:

$$R_H = 4.80 / 6.79 = 0.707 \text{ m}$$

Reemplazando valores en la ecuación de Manning (3.01.1):

$$Q = \frac{4.80 (0.707)^{2/3} (0.0018)^{1/2}}{0.040} = 4.0 \text{ m}^3/\text{seg} \quad \dots \text{correcto.}$$

Cálculo de la velocidad

$$V = 4 / 4.80 = 0.83 \text{ m/seg}$$

velocidad segura  
contra la erosión

Cálculo del tirante crítico (ecuación 3.01.23)

$$d_c = \frac{4 \times 6.15}{5 \times (6.15 + 3.00)} \left[ \frac{(0.83)^2}{2 \times 9.81} + 1.05 \right]$$

$$d_c = 0.58 \text{ m}$$

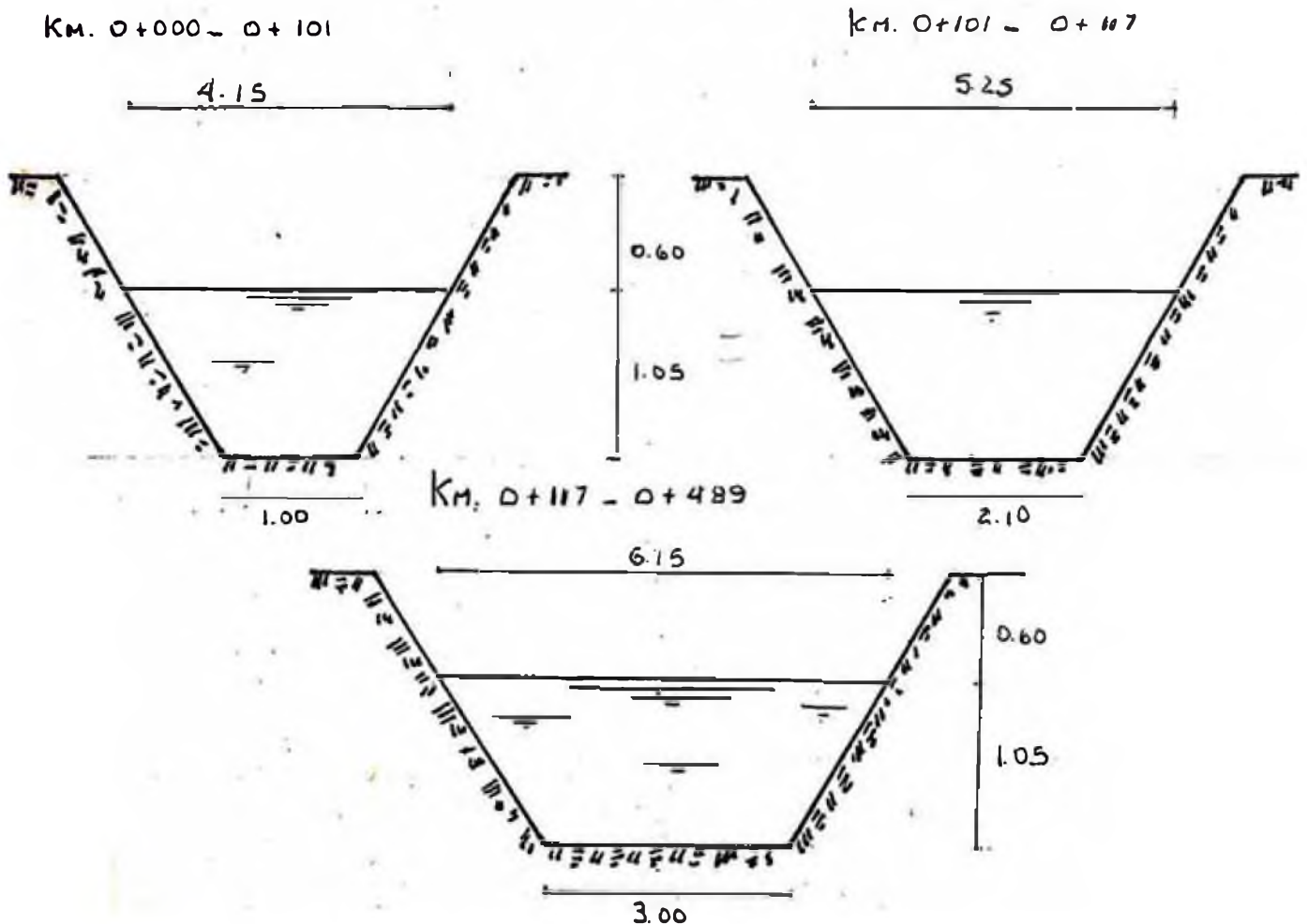
Como  $d_c < d$ , el flujo es de régimen subcrítico.

Cálculo del borde libre (b.l.)

$$\text{Asumiremos } b.l. = 0.60 \text{ m}$$

Las secciones definitivas de los canales de tierra se aprecian en la siguiente figura

Fig N° 3.18





Cálculo de la longitud de transición:

-progresiva: km 0+101

$$\text{Para este caso: } T_1 = 4.15 \text{ m}$$

$$T_2 = 5.25 \text{ m}$$

Reemplazando valores en la ecuación 3.10.3

$$L = \frac{5.25 - 4.15}{2 \operatorname{tg} 12^\circ 30'} = 2.48 \text{ m}$$

Asumiremos  $L = 3.00 \text{ m}$

-progresiva: km 0+117

$$\text{Para este caso: } T_1 = 5.25 \text{ m}$$

$$T_2 = 6.15 \text{ m}$$

Reemplazando valores en la ecuación 3.10.3

$$L = \frac{6.15 - 5.25}{2 \operatorname{tg} 12^\circ 30'} = 2.03 \text{ m}$$

Asumiremos  $L = 3.00 \text{ m}$

### Diseño Hidráulico de Rápida

progresiva km 0+400 - 0+527.5

i) Diseño hidráulico de canal de rápida

Datos para el diseño de canal de rápida

Longitud del canal:  $L = 110 \text{ m}$

talud: sección rectangular

cota de rasante al inicio:  $17.28 \text{ m}$

cota de rasante al final:  $9.18 \text{ m}$

coeficiente de fricción:  $n = 0.015$

plantilla de canal (asumida):  $b = 1.50 \text{ m}$

caudal de diseño:  $Q = 4.0 \text{ m}^3/\text{seg}$

Datos de conducto aguas abajo

pendiente hidráulica:  $S = 0.0018$

coeficiente de fricción:  $n = 0.015$

plantilla de conducto:  $b = 2.10 \text{ m}$

tirante hidráulico:  $d = 1.05$

caudal de diseño:  $Q = 4.0 \text{ m}^3/\text{seg}$

velocidad:  $V = 1.81 \text{ m/seg}$

Cálculo de la elevación de la línea de energía a la entrada del conducto cubierto aguas abajo (ec. 3.01.5)

$$G = 7.50 + 1.05 + \frac{(1.81)^2}{2 \times 9.81} = 8.717 \text{ m}$$

Cálculo del tirante crítico (ecuación 3.01.2)

$$d_c = \left[ \frac{42}{(1.5)^2 \times 9.81} \right]^{1/3} = 0.90 \text{ m}$$

Cálculo de los tirantes de escurrimiento en el canal de la rápida.

Se resuelve como en el caso de la alternativa N° 2 por el método de incrementos finitos, utilizando la ecuación de la energía.

Se divide la longitud total  $L_t = 110 \text{ m}$  en 22 tramos horizontales de 5 m cada uno. La longitud de cada tramo y la diferencia de elevación ( $dz$ ) es:

$$L_1 = 5 \sqrt{1+(0.2)^2} = 5.099 \text{ m}, \quad \delta z_1 = 5 \times 0.20 = 1.0 \text{ m}$$

$$L_2 = 5 \sqrt{1+(0.018)^2} = 5.0008 \text{ m}, \quad \delta z_2 = 5 \times 0.018 = 0.09 \text{ m}$$

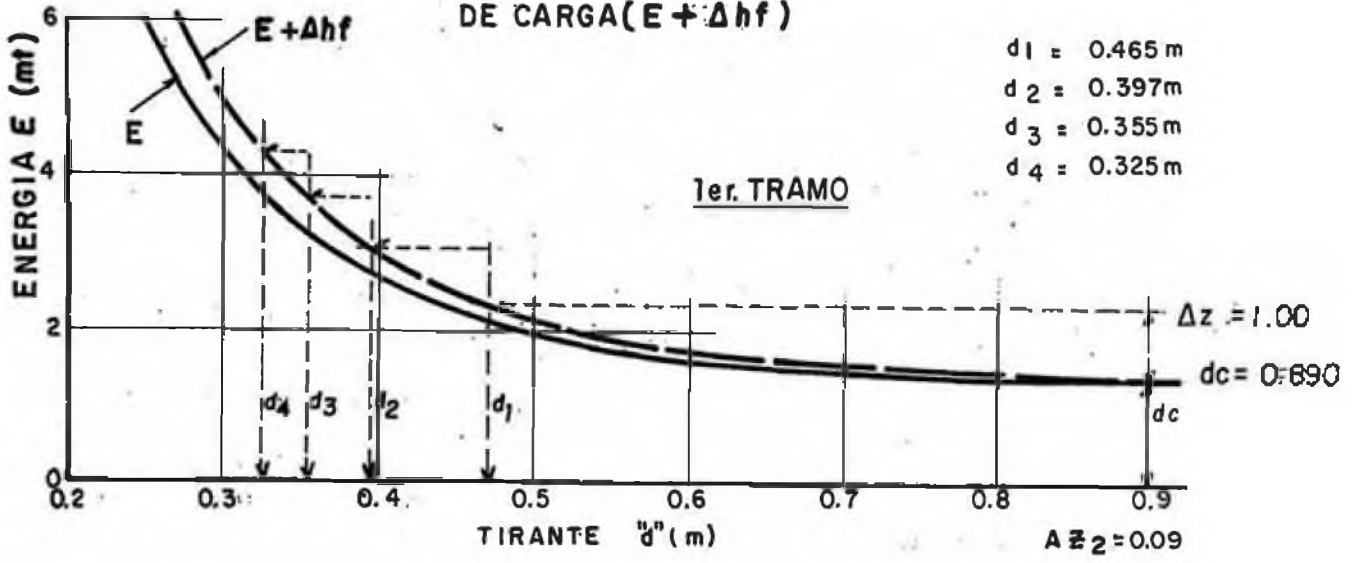
$$L_3 = 5 \sqrt{1+(0.08)^2} = 5.16 \text{ m}, \quad \delta z_3 = 5 \times 0.08 = 0.40 \text{ m}$$

Se calcula  $E$  y  $E + h_f$  para cada tramo de 5 m y se elabora la tabla del cuadro N° 3.20, graficándose: tirantes vs energía ( $E$ ), y tirantes vs. energía + pérdida de carga ( $E + h_f$ ) en el gráfico N° 3.9, obteniéndose los tirantes hidráulicos en el canal de la rápida como en la alternativa N° 2. Los tirantes obtenidos en el gráfico se muestran en el cuadro N° 3.21 para cada tramo de 5 m de canal de rápida.

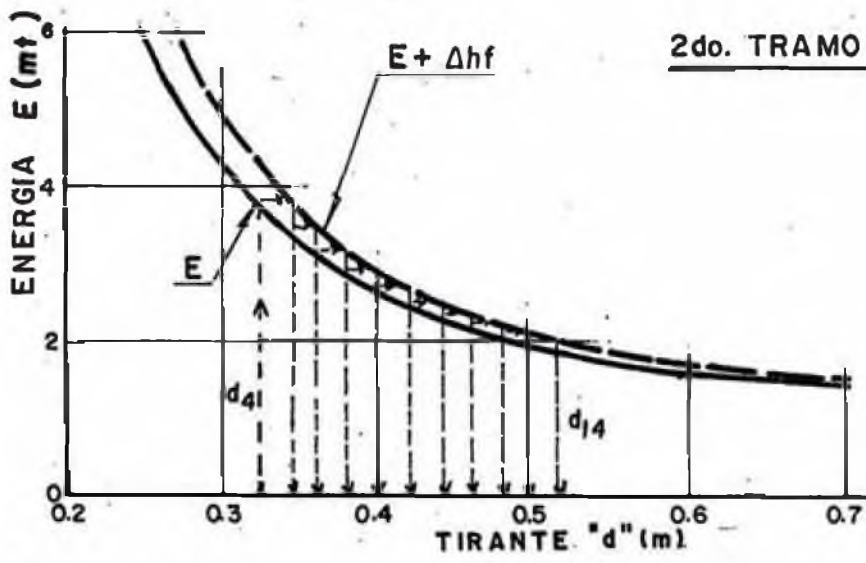
Quadro No 3.20 - Cálculo de la Energía específica (E), pérdida de carga (hf)

(d)	(A)	(P)	2/3 (R)	(V)	$h_v = v^2/2g$	(E)	$hf = \frac{2L}{R} \frac{v^3}{2g}$	$hf = \frac{2L}{R} \frac{v^3}{2g}$	E+ hf	$hf = \frac{2L}{R} \frac{v^3}{2g}$	E+ hf	
0.10	0.1500	1.70	0.198196	26.666666	36.2442	36.3442	20.7691	57.1133	20.3690	56.7132	20.4308	56.7750
0.11	0.1650	1.72	0.209558	24.242424	29.9539	30.0639	15.3537	45.4176	15.0580	45.1219	15.1036	45.1675
0.12	0.1800	1.74	0.220368	22.222222	25.1696	25.2896	11.6667	36.9563	11.4420	36.7316	11.4767	36.7663
0.13	0.1950	1.76	0.230682	20.512821	21.4463	21.5763	9.0718	30.6481	8.8971	30.4734	8.9240	30.5003
0.14	0.2100	1.78	0.240547	19.047619	18.4919	18.6319	7.1937	25.8256	7.0551	25.6887	7.0765	25.7084
0.15	0.2250	1.80	0.250000	17.777778	16.1085	16.2585	5.8016	22.0601	5.6898	21.9483	5.7071	21.9656
0.16	0.2400	1.82	0.259076	16.666667	14.1579	14.3179	4.7480	19.0659	4.6566	18.9745	4.6797	18.8898
0.17	0.2550	1.84	0.267803	15.686275	12.5412	12.7112	3.9362	16.6474	3.8604	16.5716	3.8721	16.5833
0.18	0.2700	1.86	0.276206	14.814814	11.1865	11.3665	3.3006	14.6671	3.2370	14.6035	3.2469	14.6134
0.19	0.2850	1.88	0.284309	14.035088	10.0399	10.2299	2.7959	13.0258	2.7420	12.9719	2.7503	12.9802
0.20	0.3000	1.90	0.292132	13.333333	9.0610	9.2610	2.3899	11.6509	2.3439	11.6049	2.3510	11.6120
0.25	0.3750	2.00	0.327593	10.666667	5.7991	6.0491	1.2163	7.2654	1.1929	7.2420	1.1965	7.2456
0.30	0.4500	2.10	0.358093	8.888889	4.0271	4.3271	0.7069	5.0340	0.6933	5.0204	0.6954	5.0225
0.35	0.5250	2.20	0.384732	7.619048	2.9587	3.3087	0.4499	3.7526	0.4413	3.7590	0.4426	3.7513
0.40	0.6000	2.30	0.408271	6.666667	2.2653	2.6653	0.3059	2.9712	0.3000	2.9653	0.3009	2.9662
0.45	0.6750	2.40	0.429268	5.925923	1.7898	2.2398	0.2186	2.4584	0.2144	2.4542	0.2151	2.4549
0.50	0.7500	2.50	0.448146	5.333333	1.4498	1.9498	0.1625	2.1123	0.1594	2.1092	0.1598	2.1096
0.60	0.9000	2.70	0.480750	4.444444	1.0668	1.6068	0.0981	1.7049	0.0962	1.7030	0.0965	1.7033
0.70	1.0500	2.90	0.507997	3.809524	0.7397	1.4397	0.0645	1.5042	0.0633	1.5030	0.0635	1.5032
0.80	1.2000	3.10	0.531185	3.333333	0.5663	1.3663	0.0452	1.4115	0.0443	1.4106	0.0444	1.4107
0.90	1.3500	3.30	0.551078	2.962962	0.4475	1.3475	0.0332	1.3807	0.0325	1.3800	0.0326	1.3801
1.00	1.5000	3.50	0.568437	2.666667	0.3624	1.3624	0.0252	1.3876	0.0248	1.3872	0.0248	1.3872
1.10	1.6500	3.70	0.583698	2.424242	0.2995	1.3995	0.0198	1.4193	0.0194	1.4189	0.0195	1.4190
1.20	1.8000	3.90	0.597226	2.222222	0.2517	1.4517	0.0159	1.4676	0.0156	1.4673	0.0156	1.4673

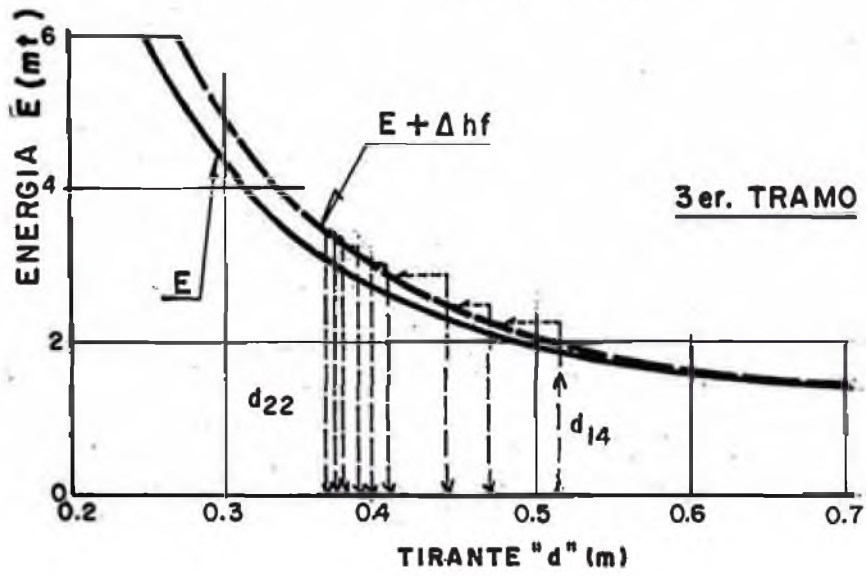
CURVAS = TIRANTE Vrs. ENERGIA (E)  
 TIRANTE Vrs. ENERGIA + PERDIDA  
 DE CARGA (E + Δhf)



- $d_1 = 0.465 \text{ m}$
- $d_2 = 0.397 \text{ m}$
- $d_3 = 0.355 \text{ m}$
- $d_4 = 0.325 \text{ m}$



- $d_4 = 0.325 \text{ m}$
- $d_5 = 0.345 \text{ m}$
- $d_6 = 0.360 \text{ m}$
- $d_7 = 0.380 \text{ m}$
- $d_8 = 0.398 \text{ m}$
- $d_9 = 0.420 \text{ m}$
- $d_{10} = 0.440 \text{ m}$
- $d_{11} = 0.460 \text{ m}$
- $d_{12} = 0.480 \text{ m}$
- $d_{13} = 0.495 \text{ m}$
- $d_{14} = 0.515 \text{ m}$



- $A z_3 = 0.40$
- $d_{14} = 0.515 \text{ m}$
- $d_{15} = 0.470 \text{ m}$
- $d_{16} = 0.442 \text{ m}$
- $d_{17} = 0.405 \text{ m}$
- $d_{18} = 0.395 \text{ m}$
- $d_{19} = 0.385 \text{ m}$
- $d_{20} = 0.375 \text{ m}$
- $d_{21} = 0.37 \text{ m}$
- $d_{22} = 0.365 \text{ m}$

Cuadro N° 3.21 - tirantes obtenidos en el gráfico N° 3.9

progresiva km	tirante hidráulico (d) (m)	progresiva km	tirante hidráulico (d) (m)
0 + 400	1.05		
0 + 405	0.465	0 + 460	0.480
0 + 410	0.397	0 + 465	0.495
0 + 415	0.355	0 + 470	0.515
0 + 420	0.325	0 + 475	0.470
0 + 425	0.345	0 + 480	0.442
0 + 430	0.360	0 + 485	0.405
0 + 435	0.380	0 + 490	0.395
0 + 440	0.398	0 + 495	0.385
0 + 445	0.420	0 + 500	0.375
0 + 450	0.440	0 + 505	0.370
0 + 455	0.460	0 + 510	0.365

## Cálculo de la trayectoria

Se sigue el mismo procedimiento de la alternativa N° 2 empleándose la ecuación 3.01.15:

$$y = - \left[ x \tan \theta + \frac{x^2 g}{2 (V_{\text{máx}})^2} (1 + \tan^2 \theta) \right]$$

Donde:

$$\theta = \text{Arctan}(S) , \quad S=0.08$$

$$V_{\text{máx}} = 1.5 \times V_{(0+610)}$$

$$V_{(0+610)} = \frac{4}{1.5 \times 0.365} = 7.306 \text{ m/seg}$$

$$V_{\text{máx}} = 1.5 \times 7.306 = 10.96 \text{ m/seg}$$

Reemplazando valores en la ecuación 3.01.15

$$y = - \left[ 0.08 x + \frac{9.81 x^2}{2 (10.96)^2} (1 + 0.08^2) \right]$$

$$y = - [ 0.08 x + 0.0411 x^2 ]$$



## ii) Diseño del tanque amortiguador

Trazo de la curva: elevaciones vs. tirantes

Cálculo de la elevación de la energía al final del canal de la rápida (ecuación 3.01.5)

$$G_s = 9.18 + 0.365 + \frac{(7.306)^2}{2 \times 9.81} = 12.266 \text{ m}$$

Para el trazo de la curva se elabora el siguiente cuadro

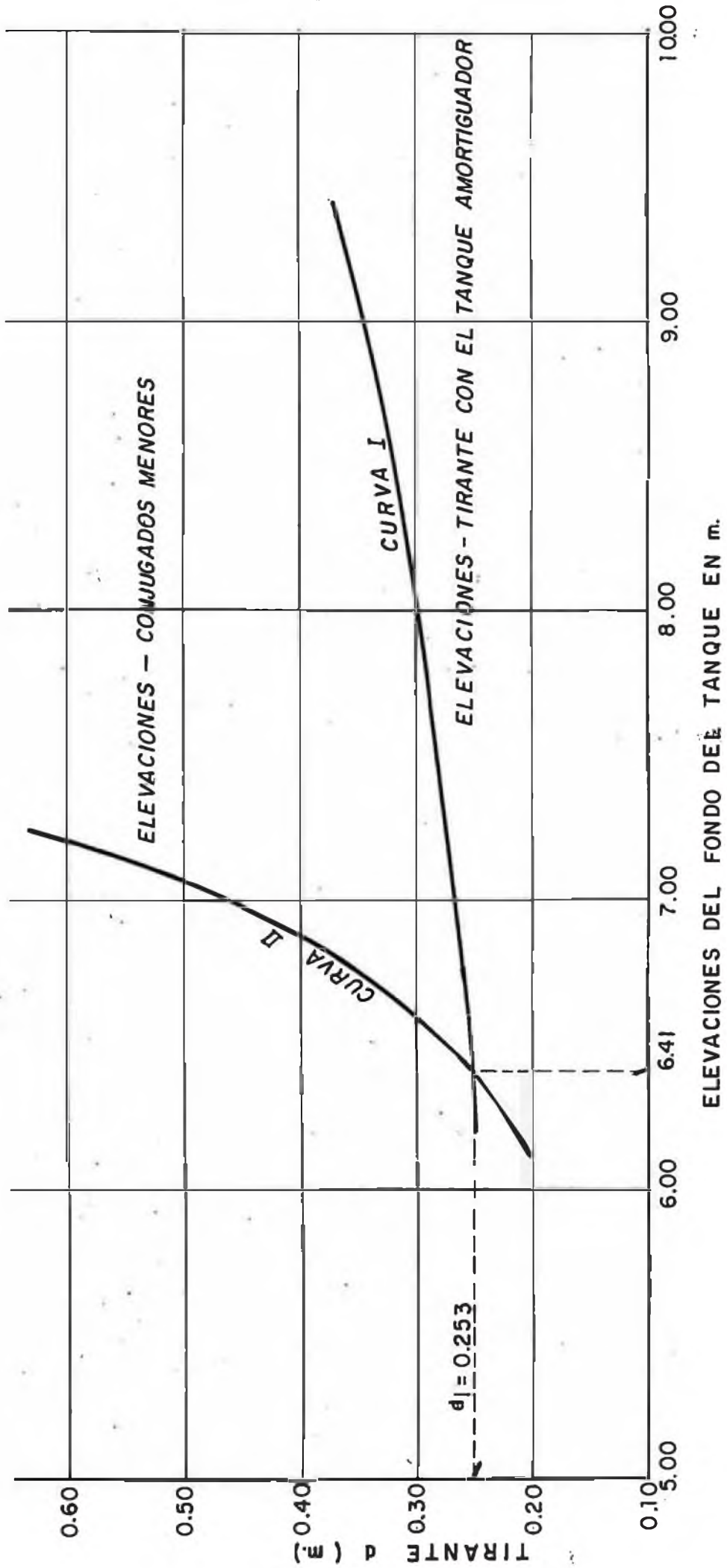
Cuadro N° 3.22 - obtención de la curva elevación vs. tirantes

tirante (d) (m)	Area (A) m <sup>2</sup>	Velocidad Q/A (m/s)	hv=v <sup>2</sup> /2g (m)	d + hv (m)	Elevación:12.266-(d+hv) (m)
0.25	0.375	10.6667	5.799	6.049	6.217
0.26	0.390	10.2560	5.362	5.622	6.644
0.28	0.420	9.5237	4.623	4.903	7.363
0.32	0.480	8.3333	3.539	3.859	8.407
0.33	0.495	8.0808	3.328	3.658	8.608
0.34	0.510	7.8431	3.135	3.475	8.791
0.35	0.525	7.6191	2.959	3.309	8.957
0.36	0.540	7.4074	2.797	3.157	9.109
0.37	0.555	7.2072	2.647	3.017	9.249

Con los valores de los tirantes y elevación se traza la curva I del gráfico N° 3.10.

GRAFICO N° 3.10

**CURVAS : ELEVACIONES VS TIRANTES EN EL TANQUE AMORTIGUADOR  
ELEVACIONES VS CONJUGADOS MENORES**

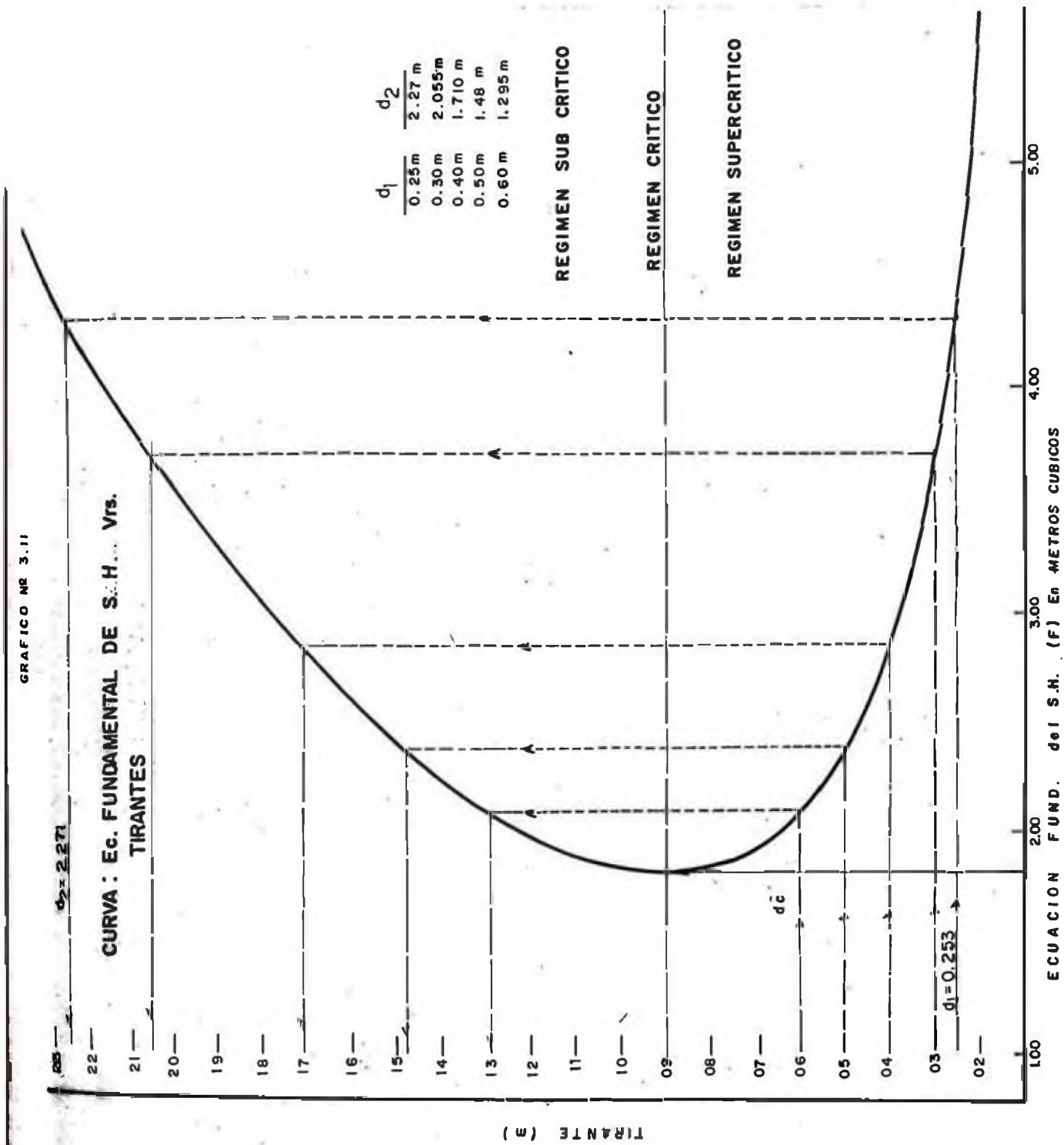


Cálculo de la curva elevaciones vs. tirantes conjugados menores

Se elabora la tabla siguiente del cuadro N° 3.23 en función de tirantes asumidos y la ecuación fundamental del salto hidráulico (ecuación 3.01.15) y se dibuja el gráfico N° 3.11.

Cuadro N° 3.23 - Cálculo de la ecuación fundamental del S. H. (F)

Tirante d m	Area A m <sup>2</sup>	V=Q/A m/seg	$\frac{Qv}{A}$ m <sup>4</sup> /seg <sup>2</sup>	$\frac{Qv}{g}$ m <sup>3</sup>	y m	$Ay_3$ m <sup>3</sup>	$F_3$ m
0.05	0.0750	53.3330	213.3320	21.7460	0.0250	0.00188	21.74788
0.10	0.1500	26.6640	106.6680	10.8730	0.0500	0.00750	10.88050
0.20	0.3000	13.3330	53.3320	5.4360	0.1000	0.03000	5.46600
0.30	0.4500	8.8890	35.5560	3.6240	0.1500	0.06750	3.69150
0.40	0.6000	6.6670	26.6680	2.7180	0.2000	0.12000	2.83800
0.50	0.7500	5.3330	21.3320	2.1750	0.2500	0.18750	2.36250
0.60	0.9000	4.4440	17.7760	1.8120	0.3000	0.27000	2.08200
0.70	1.0500	3.8090	15.2360	1.5530	0.3500	0.36750	1.92050
0.80	1.2000	3.3330	13.3320	1.3590	0.4000	0.48000	1.83900
0.85	1.2765	3.1340	12.5360	1.2780	0.4255	0.54320	1.82130
0.90	1.3500	2.9630	11.8520	1.2080	0.4500	0.60750	1.81550
1.00	1.5000	2.6670	10.6680	1.0870	0.5000	0.75000	1.83700
1.10	1.6500	2.4240	9.6960	0.9880	0.5500	0.90750	1.89550
1.20	1.8000	2.2220	8.8880	0.9060	0.6000	1.08000	1.98600
1.30	1.9500	2.0510	8.2040	0.8360	0.6500	1.26750	2.10350
1.40	2.1000	1.9050	7.6200	0.7770	0.7000	1.47000	2.24700
1.50	2.2500	1.7780	7.1120	0.7250	0.7500	1.68750	2.41250
1.60	2.4000	1.6670	6.6680	0.6800	0.8000	1.92000	2.60000
1.70	2.5500	1.5690	6.2760	0.6400	0.8500	2.16750	2.80750
1.80	2.7000	1.4810	5.9240	0.6040	0.9000	2.43000	3.03400
1.90	2.8500	1.4040	5.6160	0.5720	0.9500	2.70750	3.27950
2.00	3.0000	1.3330	5.3320	0.5440	1.0000	3.00000	3.54400
2.10	3.1500	1.2700	5.0800	0.5180	1.0500	3.30750	3.82550
2.20	3.3000	1.2120	4.8480	0.4940	1.1000	3.63000	4.12400
2.30	3.4500	1.1590	4.6380	0.4730	1.1500	3.96750	4.44100
2.40	3.6000	1.1110	4.4440	0.4530	1.2000	4.32000	4.77300
2.50	3.7500	1.0670	4.2670	0.4350	1.2500	4.68750	5.12300
2.60	3.9000	1.0260	4.1030	0.4180	1.3000	5.20000	5.61800



Para la obtención de la curva **elevación - tirantes conjugados menores** se elige un tirante  $d_1$  con el cual se obtiene el tirante del gráfico: Función  $F$  vs. tirantes conjugados. Se resta este tirante  $d_2$  de la elevación del nivel de agua ( $G$ ), obteniéndose así la elevación correspondiente al tirante elegido  $d_1$ , elaborándose la tabla siguiente del cuadro N° 3.24.

De la misma manera se procede hasta obtener los puntos suficientes para dibujar la curva II del gráfico N° 3.10.

Cuadro N° 3.24 - obtención de la curva **elevación vs. tirantes conjugados menores**

conjugado menor ( $d_1$ ) (m)	conjugado mayor ( $d_2$ ) (m)	área mojada ( $A_2$ ) (m) <sup>2</sup>	$v_2^2/2g$ (m)	$d_2 + v_2^2/2g$ (m)	elevación fondo del tanque $8.717 - (d_2 + v_2^2/2g)$ (m)
0.20	2.58	3.8700	0.0544	2.634	6.083
0.25	2.27	3.4050	0.0708	2.340	6.377
0.30	2.055	3.0825	0.0858	2.141	6.576
0.40	1.710	2.5650	0.1240	1.834	6.883
0.50	1.480	2.2200	0.1655	1.645	7.072
0.60	1.295	1.9425	0.2161	1.311	7.206

Con las intersecciones de las curvas I y II se obtiene el tirante conjugado menor,  $d_1 = 0.253$  m, así como la elevación del fondo del tanque amortiguador, igual a 6.41 m.

Con el valor del tirante conjugado menor  $d_1$  se obtiene el valor del tirante conjugado mayor,  $d_2 = 2.271$  m en el gráfico función F - tirantes conjugados.

Verificación de la ecuación fundamental de salto hidráulico

Con los datos:

$$\text{Para } d_1 = 0.253 \text{ m}$$

$$A_1 = 0.3795 \text{ m}^2$$

$$\bar{y}_1 = 0.1265 \text{ m}$$

$$\text{Para } d_2 = 2.271 \text{ m}$$

$$A_2 = 3.4065 \text{ m}^2$$

$$\bar{y}_2 = 1.1355 \text{ m}$$

Reemplazando valores en la ecuación 3.01.18

$$0.3795 \times 0.1265 + \frac{4^2}{0.3795 \times 9.81} = 3.4065 \times 1.1355 + \frac{4^2}{3.4065 \times 9.81}$$

$$4.345 \approx 4.346$$

Cálculo de la altura del escalón (e)

Para este caso:

$$e = 7.50 - 6.40 \text{ m} = 1.10 \text{ m}$$

Verificando este valor en la ecuación 3.01.19

$$d_2 + \frac{v_2^2}{2g} < e + d_1 + \frac{v_1^2}{2g}$$

$$2.271 + \frac{(1.174)^2}{2 \times 9.81} < 1.10 + 1.05 + \frac{(0.84)^2}{2 \times 9.81}$$



$$2.34 \leq 2.19 \quad \text{incorrecto}$$

Por lo que asumiremos  $e = 1.25 \text{ m}$

La cota del fondo del tanque será:

$$7.50 - 1.25 = 6.25 \text{ m}$$

Cálculo de la longitud del salto hidráulico (L.S.H.)

En la ecuación 3.01.20

$$d_1 = 0.253 \text{ m}$$

$$d_2 = 2.271 \text{ m}$$

$$\text{L.S.H.} = 5 (2.271 - 0.253) = 10.09 \approx 10.00 \text{ m}$$

Cálculo de las coordenadas y elevación de la trayectoria (ecuación 3.01.15)

$$y = - [ 0.08 x + 0.0411 x^2 ]$$

Con la ecuación de la trayectoria de la rápida y la cota del fondo del tanque amortiguador, elaboraremos el siguiente cuadro.

Cuadro N° 3.25 - valores de las coordenadas y elevación de la trayectoria

progresiva (km)	X	0.08 X	0.0411 X <sup>2</sup>	- Y	elevación (m)
0 + 510	0.00	0.000	0.0000	0.00	9.18
0 + 511	1.00	0.08	0.0411	-0.1211	9.06
0 + 512	2.00	0.16	0.1644	-0.324	8.86
0 + 513	3.00	0.24	0.3699	-0.6095	8.57
0 + 514	4.00	0.32	0.6576	-0.978	8.20
0 + 515	5.00	0.40	1.0275	-1.4275	7.75
0 + 516	6.00	0.48	1.4796	-1.9600	7.22
0 + 517.5	7.60	0.60	2.3119	-2.9120	6.27≈6.25

Cálculo del borde libre (b.l.) en la rápida

Para el cálculo del borde libre seguiremos la recomendación del **Bureau of Reclamation** :  $b.l. = 0.61 + 0.0371 \sqrt{d^{1/3}}$ , (igual al procedimiento seguido en el cálculo de la rápida de la alternativa N° 2).

Cuadro N° 3.26 - bordes libres en la rápida

progresiva km	tirante (d) (m)	velocidad V (m/s)	b.l.	progresiva km	tirante (d) (m)	velocidad V (m/s)	b.l.
0 + 405	0.465	5.73	0.77	0 + 460	0.480	5.56	0.77
0 + 410	0.397	6.72	0.79	0 + 465	0.495	5.39	0.77
0 + 415	0.355	7.51	0.80	0 + 470	0.515	5.18	0.76
0 + 420	0.325	8.21	0.82	0 + 475	0.470	5.67	0.77
0 + 425	0.345	7.73	0.81	0 + 480	0.442	6.03	0.78
0 + 430	0.360	7.41	0.81	0 + 485	0.405	6.58	0.79
0 + 435	0.380	7.02	0.80	0 + 490	0.395	6.75	0.79
0 + 440	0.398	6.67	0.79	0 + 495	0.985	6.93	0.80
0 + 445	0.420	6.35	0.79	0 + 500	0.375	7.11	0.80
0 + 450	0.440	6.06	0.78	0 + 505	0.370	7.21	0.80
0 + 455	0.460	5.80	0.78	0 + 510	0.365	7.31	0.80

## Cálculo de la longitud de transición

(a la entrada del canal de la rápida)

Emplearemos la ecuación 3.01.3

Para este caso:  $T_1 = 1.50 \text{ m}$

$T_2 = 6.15 \text{ m}$

Reemplazando valores:

$$L = \frac{6.15 - 1.50}{2 \operatorname{tg} 12^\circ 30'}$$

$$L = 11.00 \text{ m}$$

## Diseño hidráulico de conducto cubierto

progresiva: km 0+527 - 0+550

Datos para el diseño del conducto

pendiente hidráulica:  $S = 0.0018$

coeficiente de fricción:  $n = 0.015$

caudal de diseño:  $Q = 4.0 \text{ m}^3/\text{seg}$

Asumiendo: plantilla de conducto  $b = 2.10 \text{ m}$

tirante hidráulico  $d = 1.05 \text{ m}$

Verificaremos el caudal de diseño, para ello calcularemos:

-Área mojada:  $A = 2.10 \times 1.05 = 2.21 \text{ m}^2$

-perímetro mojado:  $P = 2 \times 1.05 + 2.10 = 4.20 \text{ m}$

-radio hidráulico:  $R_H = 2.21/4.20 = 0.526 \text{ m}$

Reemplazando estos valores en la ecuación de Manning (ecuación 3.01.1):

$$Q = \frac{2.21 (0.526)^{2/3} (0.0018)^{1/2}}{0.015} = 4.0 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Cálculo de la velocidad

$$V = 4/2.21 = 1.81 \text{ m/seg} \quad \text{velocidad segura contra la erosión}$$

Cálculo del tirante crítico (ecuación 3.01.2)

$$d_c = \left[ \frac{4^2}{(2.10)^2 \times 9.81} \right]^{1/3} = 0.73 \text{ m}$$

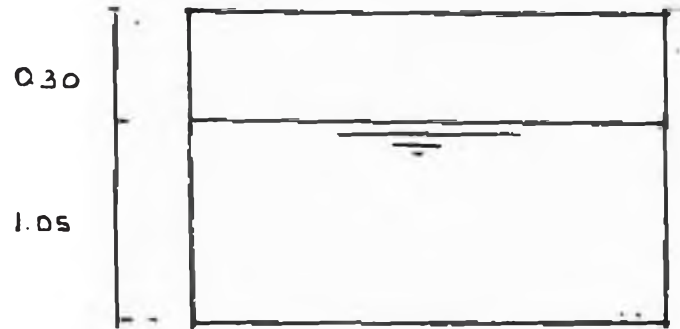
Como  $d_c < d$  el flujo es subcrítico

Cálculo del borde libre (b.l.)

$$\text{Asumiremos b.l.} = 0.30 \text{ m}$$

La sección definitiva del conducto cubierto se aprecia en la siguiente figura

Figura N° 3.19



El perfil longitudinal de canal principal, Así como el perfil hidráulico están representados en el gráfico N° 3.12.

### Canal lateral N° 1 y 2

Diseño hidráulico de canal de tierra

progresiva: canal lateral N°1 : km 0+000 - 0+087.32

canal lateral N°2 : km 0+000 - 0+141.14

Datos para el diseño del canal:

pendiente hidráulica:  $S = 0.0018$

coeficiente de fricción:  $n = 0.040$

caudal de diseño:  $Q = 1.0 \text{ m}^3/\text{seg}$

Asumiendo: plantilla de canal,  $b = 1.00 \text{ m}$

tirante hidráulico,  $d = 0.77 \text{ m}$

talud  $z:1, \quad 1.5:1$

Verificaremos el caudal de diseño, para ello calcularemos:

-Área mojada (ecuación 3.01.10):

$$A = 0.77 (1.00 + 0.77 \times 1.50) = 1.66 \text{ m}^2$$

-perímetro mojado (ecuación 3.01.22):

$$P = 1.00 + 2 \times 0.77 \sqrt{1 + 1.5^2} = 3.78 \text{ m}$$

-radio hidráulico:

$$R_H = 1.66/3.78 = 0.439 \text{ m}$$

Reemplazando valores en la ecuación de Manning (3.01.1):

$$Q = \frac{1.66 (0.439)^{2/3} (0.0018)^{1/2}}{0.040} = 1.0 \text{ m}^3/\text{seg} \quad \dots \text{correcto.}$$



Cálculo de la velocidad

$$V = 1/1.66 = 0.60 \text{ m/seg} \quad \text{velocidad segura contra la erosión}$$

Cálculo del tirante crítico (ecuación 3.01.23)

$$d_c = \frac{4 \times 3.31}{5 \times (3.31 + 1.00)} \left[ \frac{(0.60)^2}{2 \times 9.81} + 0.77 \right]$$

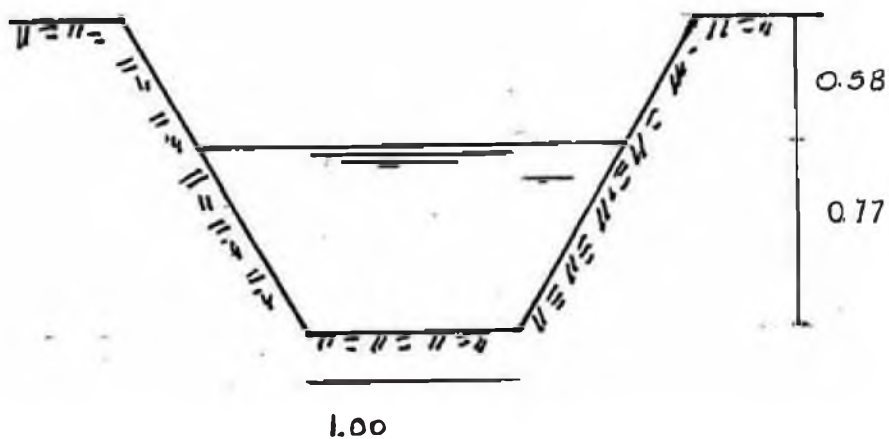
$$d_c = 0.48 \text{ m}$$

Cálculo del borde libre (b.l.)

$$\text{Asumiremos b.l.} = 0.58 \text{ m}$$

Las secciones definitivas de los canales de tierra se aprecian en la siguiente figura

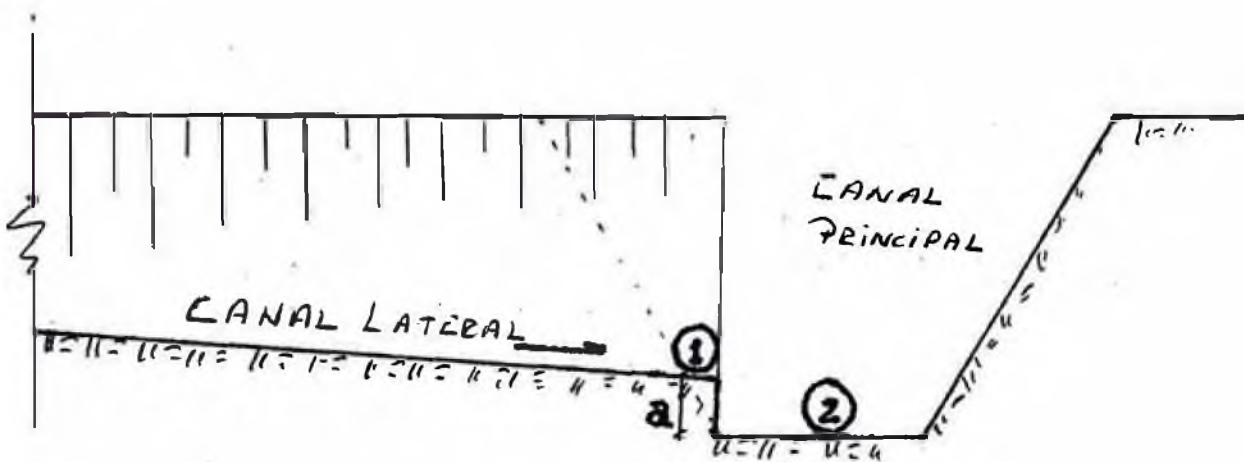
Fig N° 3.20



## Cálculo de elevación en la rasante de canal

Nivel de rasante en la progresiva km 0+087.82 del canal lateral N° 1 (intersección con el canal principal (km 0+101)).

Fig 3.21



Se aplica la ecuación de la energía en los puntos 1 y 2 ;

$$E_1 + a = E_2 + h_f$$

Cálculo de la energía en "1" ( $E_1$ )

$$E_1 = 0.77 + (0.60)^2 / (2 \times 9.81) = 0.788 \text{ m}$$

Cálculo de la energía en "2" ( $E_2$ )

$$E_2 = 1.05 + (0.78)^2 / (2 \times 9.81) = 1.081 \text{ m}$$

Calculo de la pérdida de carga  $h_f$ :

Se aplica la ecuación 2.01.14

$$h_f = 0.2 \left[ \frac{(0.78)^2}{2 \times 9.81} - \frac{(0.60)^2}{2 \times 9.81} \right] = 0.0025 \text{ m}$$

Reemplazando valores en la ecuación de la energía:

$$0.788 + a = 1.081 + 0.0025$$

$$a = 0.296 \text{ m}$$

$$\text{asumiremos } a = 0.30 \text{ m}$$

∴ cota en "1" será:

$$17.818 + 0.30 = 18.118 \text{ m}$$

Nivel de rasante en la prog km 0+141.14 del canal lateral N° 2 (intersección con el canal principal km 0+117)

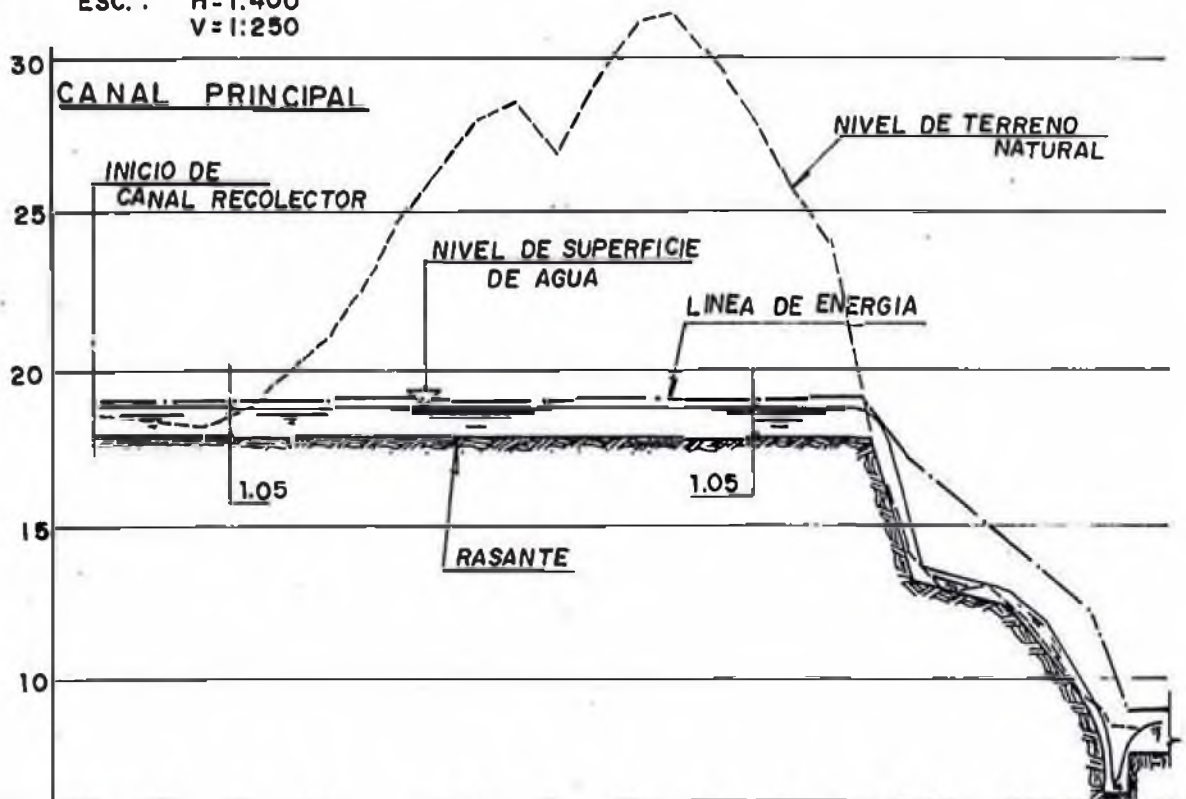
Siguiendo el mismo procedimiento se calcula la cota en 1 y ésta será: 18.089 m.

Cálculo del perfil hidráulico

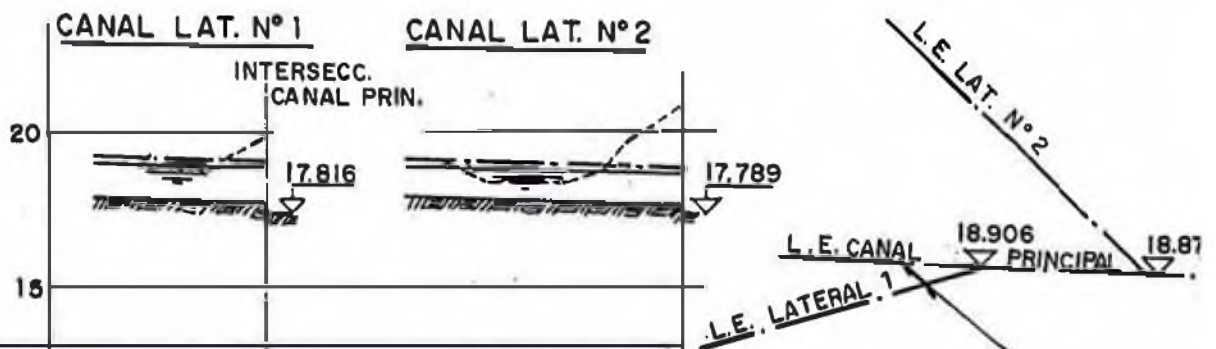
El perfil Hidráulico se muestra en el gráfico N° 3.12.

**PERFIL HIDRAULICO - ALTERNATIVA Nº 4**

ESC.: H=1:400  
V=1:250



PROGRESIVA	0+000	0+040	0+080	0+120	0+160	0+200	0+240	0+280	0+320	0+360	0+400	0+420	0+440	0+480	0+510	0+520	0+550
COTA DE TERRENO	18.85	18.41	18.80	20.95	24.80	28.11	27.00	31.00	29.97	25.60	17.50	12.90	12.00	8.50	8.35		
COTA RASANTE	18.00	17.928	17.856	17.784	17.712	17.640	17.568	17.496	17.424	17.352	17.280	13.280	12.92	12.38	11.53	9.18	7.461
COTA DE LINEA DE ENERGIA	19.076	19.004	18.932	18.869	18.797	18.725	18.653	18.581	18.509	18.437	18.365	16.999	15.58	14.489	13.845	12.269	8.678



PROGRESIVA	0+000	0+040	0+087.32	0+000	0+040	0+080	0+120	0+141.14
COTA DE TERRENO	19.40	18.90	19.80	19.30	16.50	18.40	20.00	20.80
COTA RASANTE	18.275	18.203	18.118	18.343	18.271	18.199	18.127	18.089
COTA DE LINEA DE ENERGIA	19.063	18.991	18.906	19.131	19.059	18.987	18.915	18.877

LINEA DE ENERGIA

### 3.2 ANALISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES

El análisis de estabilidad de taludes tiene la finalidad de determinar la inclinación en el corte más favorable y el costo más económico de material terreno por mover.

La estabilidad de taludes se va a comprobar por deslizamiento.

El método más aceptado es el que admite que la falla se produce cuando a lo largo de una cierta superficie de deslizamiento, la resistencia al corte de la masa de suelo es inferior a los esfuerzos a que está sometida.

El método en general, consiste en plantear una superficie de falla para las condiciones del problema y obtener el factor de seguridad mínimo que deberá tener un valor admisible.

El método de estabilidad de taludes lo haremos por el método sueco o de las dovelas o rebanadas.

El factor de seguridad para cualquier círculo analizado se obtiene con la siguiente fórmula:

$$F_s = \frac{\sum W_i \operatorname{tg} \emptyset R + \sum c u l_i R}{\sum W_i b_i} \quad \dots \quad 3.02.1$$

Donde:

$F_s$  = factor de seguridad contra deslizamientos

$\sum W$  = suma de fuerzas normales

$\operatorname{tg} \emptyset$  = tangente del ángulo de fricción interna del material cortado por el círculo

$c u$  = cohesión interna del material

$L_i$  = Longitud del arco del círculo

$R$  = radio del círculo de falla

$b_i$  = brazo de momento

De acuerdo al estudio de mecánica de suelos, los valores de los parámetros  $\emptyset$ ,  $c$  y peso específico ( $\gamma_m$ ) son:

-ángulo de fricción interna del material:

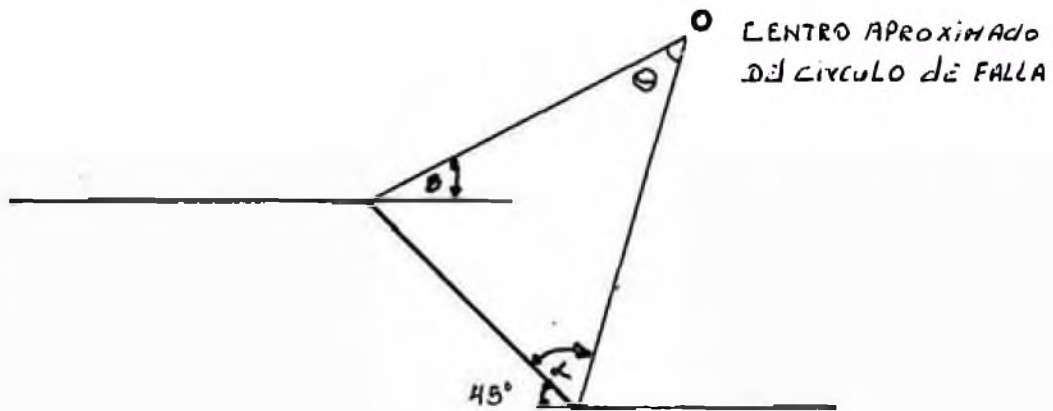
$\emptyset = 35^\circ$  (arena limosa)

-cohesión interna:  $c u = 0$

-peso específico  $\gamma_m = 2.68 \text{ tn/m}^3$  (a 10 - 10.50 m de profundidad)

Para localizar el centro del círculo de falla "O", el **Engineering for Dams** de Justin, Hinde y Creager recomienda un gráfico en la cual se entra con el valor del ángulo del talud, en este caso  $45^\circ$ , obteniéndose los valores de " $\alpha$ " y de " $\beta$ " como se puede apreciar en la figura.

Figura N° 3.23



En este caso:  $\alpha = 27^\circ 30'$   
 $\beta = 36^\circ 30'$

Con los ángulos " $\alpha$ " y " $\beta$ " se determina el centro aproximado del círculo de falla y se traza un arco en tal forma que pase por el pie del talud, tal como se aprecia en el gráfico N° 3.13 y se calcula el radio  $R_i = 21.00$  m y el ángulo  $\theta = 69^\circ 5'$ .





Cuadro N° 3.27 - obtención del factor de seguridad del círculo de falla N° 1

N° de la Dovela	Área de la Dovela (A <sub>i</sub> ) m <sup>2</sup>	Peso de la Dovela W <sub>i</sub> =γm <sub>i</sub> xA <sub>i</sub> TON	Brazo del momento (b <sub>i</sub> ) (m)	Ly;b <sub>i</sub> ton-m	W <sub>i</sub> tgθ R <sub>i</sub> ton-m
1	12.80	34.30	16.00	548.80	504.36
2	26.20	70.22	12.60	884.77	1032.54
3	33.90	90.85	8.60	781.31	1335.89
4	23.80	63.78	4.60	293.39	937.84
5	7.88	21.12	1.30	27.46	579.96
6	1.36	3.64	0.50	-1.82	6.62
total:				2533.91	4397.21

En este primer caso el factor de seguridad (F<sub>s</sub>) será:

Reemplazando valores en la ecuación 3.02.1:

$$F_s = \frac{4397.21 + 0}{2,533.91} = 1.74 \quad \text{valor aceptable}$$

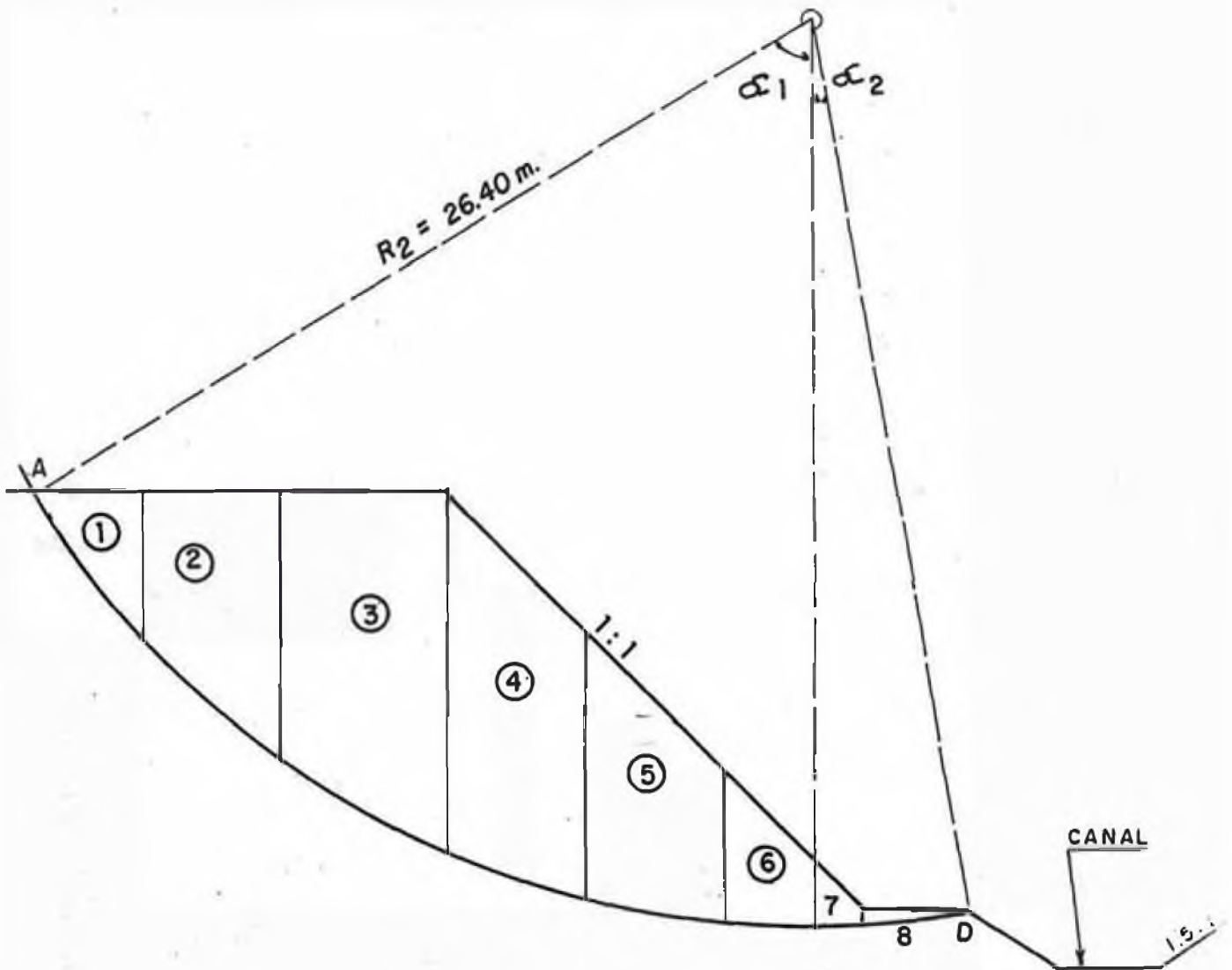
Para un segundo caso desplazaremos el centro "O" del círculo de falla en forma vertical hacia arriba de tal manera que el círculo de falla pase por el pie del talud del canal y calcularemos el factor de seguridad.

Para este caso: R<sub>2</sub> = 26.40 m (ver gráfico N° 3.14)

Con el valor del radio del círculo de falla R<sub>2</sub> y los datos obtenidos del estudio de mecánica de suelos se elabora el siguiente cuadro.

CIRCULO DE FALLA Nº 2

ESC : 1/200  
 $R_2 = 26.40$



Cuadro N° 3.28 - obtención del factor de seguridad  
del círculo de falla N° 2

N° de la Dovela	área de la Dovela (A <sub>i</sub> ) m <sup>2</sup>	Peso de la Dovela W <sub>i</sub> =r·m <sub>i</sub> ·A <sub>i</sub> TON	Brazo del momento (b <sub>i</sub> ) (m)	Ly <sub>i</sub> b <sub>i</sub> ton-m	W <sub>i</sub> tgθ R <sub>i</sub> ton-m
1	7.30	19.56	24.53	479.81	361.58
2	25.40	68.07	17.40	1184.42	1258.31
3	46.94	125.80	12.90	1622.82	2325.47
4	36.90	98.89	8.60	850.45	1828.03
5	24.40	65.39	4.40	287.72	1208.77
6	8.35	22.38	1.30	29.09	413.71
7	1.61	4.31	0.70	-3.02	79.67
8	0.75	2.01	2.40	-4.82	37.16
total:				4446.47	7512.70

En este caso el factor de seguridad (F<sub>S</sub>) será:

$$F_S = \frac{7512.70}{4,446.47} = 1.69 \quad \text{valor aceptable}$$

### 3.3 DISEÑOS ESPECIALES

#### Descripción

Este estudio consiste en el análisis presupuestal de las diferentes combinaciones de presas de diferentes alturas y vertederos de varias capacidades para un tipo supuesto de vertedor, que serán la base para hacer la selección del vertedor económico y de la relación óptima de la capacidad del vertedor a la altura de la presa.

Para hacer este análisis se requiere:

1.00 -Efectuar un estudio de variaciones de niveles de almacenamiento en el reservorio con tres alternativas asumidas de longitud de cresta de vertedero ( $L = 41$  m,  $L = 7$  m,  $L = 10$  m), para una avenida diferente de proyecto igual al caudal pico  $q_p$ ,  $(3/4)q_p$  y  $(1/2)q_p$ . En los tres casos se considerará el reservorio lleno.

Una vez efectuado este estudio, se determinará la mejor combinación altura de presa (altura de embalse + sobrecarga debido a la máxima descarga) y capacidad de vertedero.

2.00 -Se analizará dos factores para afrontar cada avenida de proyecto elegida ( $q_p$ ,  $(3/4)q_p$  y  $(1/2)q_p$ ).

a) Costo por daño que podría resultar si ocurriera la avenida sin la presa.

b) Costo que podría resultar si la presa estuviera construida.

La mejor combinación de los costos, considerando los dos factores y las avenidas de proyecto, obtendremos el mejor costo total por daños y el caudal de diseño.

## 1.00 ESTUDIO DE VARIACIONES DE NIVELES DE ALMACENAMIENTO DE AGUA EN EL RESERVORIO

La acumulación del agua almacenada en el reservorio depende de la diferencia entre los gastos de las aportaciones y los de la descarga. Para un intervalo de tiempo  $\delta t$ , esta relación se puede expresar por la ecuación:

$$\delta s = Q_i \delta t - Q_o \delta t \quad \dots 3.03.1$$

En la que:

$\delta s$  = volúmenes de agua acumulados durante  $\delta t$

$Q_i$  = gasto medio de las aportaciones durante  $\delta t$

$Q_o$  = gasto medio de la descarga durante  $\delta t$

Para efectuar los cálculos de variación de niveles es necesaria la construcción de curvas que nos indiquen la variación de  $Q_i$  y  $Q_o$  en un intervalo de tiempo  $\delta t$ . Estas curvas son:

- Hidrograma de la avenida de proyecto.

Esta curva representa los gastos de las aportaciones con relación al tiempo y no es variable una vez que se ha elegido la avenida de proyecto.

- Curva de almacenamiento en el Reservorio

Esta curva nos muestra la capacidad de embalse del reservorio en función de la elevación del nivel de la superficie del agua en el vaso.

- Curva de descarga en el vertedero

Esta curva representa los gastos de descarga del vertedero en función de la elevación del nivel de la superficie del agua en el reservorio. Esta curva es variable. Depende de la longitud de cresta del vertedero. Para nuestro caso asumiremos tres alternativas de longitud de cresta ( $L = 4 \text{ m}$ ,  $L = 7 \text{ m}$ ,  $L = 10 \text{ m}$ ).

A continuación haremos un estudio para la construcción de cada curva



## A) Hidrograma de la avenida del proyecto

Para la obtención del hidrograma de avenidas del proyecto, emplearemos el método de Snyder.

### Descripción del hidrograma unitario-método Snyder

Cuando en la cuenca en estudio no se dispone de registros de aforo, se puede inferir un hidrograma unitario a partir de las características físicas de la cuenca con ayuda de hidrogramas unitarios obtenidos en otros lugares cuyas características se han relacionado con las cuencas. Dentro de los más conocidos está el hidrograma unitario sintético propuesto por Snyder.

Snyder analizó varios hidrogramas en orden de importancia y desarrolló una serie de relaciones empíricas para los puntos significantes de un hidrograma unitario representativo. Estas relaciones empíricas fueron:

$$t_p = 0.95 c_t (L L_{ca})^{0.3} + 0.74 t_r \quad \dots \quad 3.03.2$$

$$q'_p = 640 c_p / t_p \quad \dots \quad 3.03.3$$

$$T = 3 + t_p / 8 \quad \dots \quad 3.03.4$$

En donde:

$t_p$  : tiempo de la descarga máxima en horas

$c_t$  : coeficiente empírico para la pendiente en el drenaje de la cuenca

$L$  : Longitud del recorrido del agua más largo del punto de interés a la divisoria de la cuenca, medida en millas.  $L = 0.69$  millas

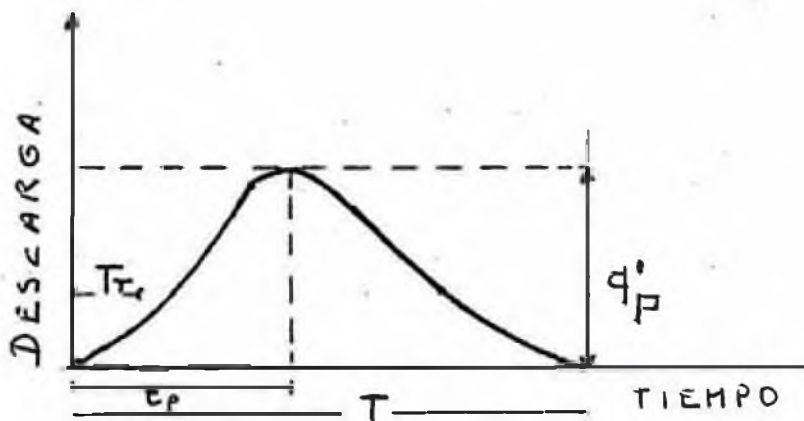
$L_{ca}$ : Longitud del recorrido del agua del punto de interés a la intersección de la perpendicular del centroide de la cuenca ( $C_a$ ) a la dirección de la corriente,  
 $L_{ca} = 0.35$  millas

$T_p$ : Duración de la precipitación en horas, igual a  $D/2$  donde "D" es el período de exceso de precipitaciones calculado en el capítulo 2.3 y es igual a 1.17 hrs por lo que  $T_p = 0.59$  horas

$q'_p$ : Descarga pico promedio. Se expresa en  $(\text{pie}^3/\text{seg})/\text{milla}^2$

$T$ : Tiempo base en días

Figura N° 3.24 - Hidrograma unitario de Snyder



Los valores de los coeficientes empíricos  $C_t$  y  $C_p$  son asumidos de acuerdo a la zona.

Cuadro N° 3.29 - Coeficientes empíricos asumidos por Snyder

Area	coeficientes empíricos	
	$C_p$	$C_t$
Montes apalaches	0.63	2.00
<u>Sur de California</u>	<u>0.94</u>	<u>0.40</u>
Este del Golfo de México (extremo)	0.61	8.00

Asumiremos que existe semejanza de características físicas de la cuenca en estudio y la zona del Sur de California (extremo). Por tanto  $C_p = 0.94$  y  $C_t = 0.40$ .

#### A-1) Gráfico: Curva hidrograma unitario-método Snyder

Para la construcción de la curva del hidrograma unitario efectuaremos cálculos previos.

Cálculo del tiempo de la descarga máxima ( $t_p$ )

Reemplazando valores en la ecuación 3.03.2

$$t_p = 0.95 \times 0.40 (0.35 \times 0.69)^{0.3} + 0.74 \times 0.59$$

$$t_p = 0.69 \text{ horas}$$

Cálculo de la descarga pico ( $q'_p$ )

Reemplazando en la ecuación 3.03.3

$$q'_p = 640 \times (0.94/0.69) = 871.88 \frac{\text{pie}^3/\text{seg}}{\text{milla}^2}$$

Como el área de la cuenca es 0.164 millas<sup>2</sup>, la descarga expresada en pies<sup>3</sup>/seg será:

$$q'_p = 871.88 (0.164) = 142.99 \text{ pies}^3/\text{seg}$$

La descarga expresada en m<sup>3</sup>/seg:

$$q'_p \approx 4.05 \text{ m}^3/\text{seg}$$

### Cálculo del tiempo base (T)

La ecuación 3.03.3 indica que el hidrograma unitario de Snyder es aplicable a cuencas donde el período de escorrentia es mayor de 3 días.

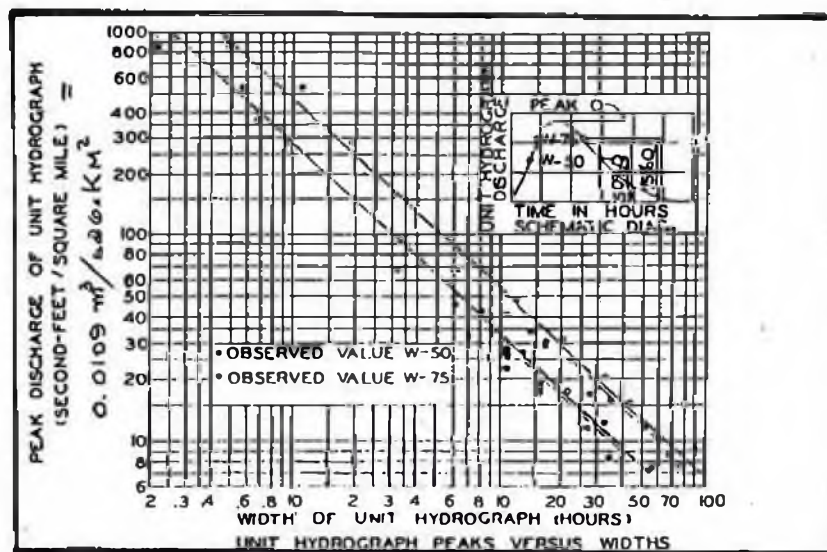
Reemplazando valores en la ecuación 3.03.4

$$T = 3 + 0.69/8 = 3.09 \text{ días}$$

Como las ecuaciones 3.03.1, 3.03.2, 3.03.3 son insuficientes para la construcción de la curva del hidrograma unitario, Snyder ha elaborado el siguiente gráfico, para calcular el ancho de la curva del hidrograma unitario expresado en horas en dos puntos de su trayectoria.

Con el valor de la descarga pico, expresado en  $\text{pie}^3/\text{seg}/\text{milla}^2$  se entra al gráfico N° 3.15 y se obtiene de las rectas W-50 y W-75 el ancho de las curvas a construir cuando asuma los valores del 50% y 75% de la descarga pico.

Gráfico N° 3.15



Para nuestro caso:

Con el valor de  $q'_p = 871.88 \text{ pie}^3/\text{seg}/\text{milla}^2$  se obtiene en el gráfico los valores de:

$$W_{50} = 0.45 \text{ horas}$$

$$W_{75} = 0.26 \text{ horas}$$

Con los valores calculados y los obtenidos del gráfico N° 3.15 se traza la curva del hidrograma unitario, curva A, en el gráfico N° 3.16.

A-2) Gráfico: curva hidrograma unitario cuando la descarga del proyecto sea de:  $3/4 q'_p \approx 3 \text{ m}^3/\text{s}$

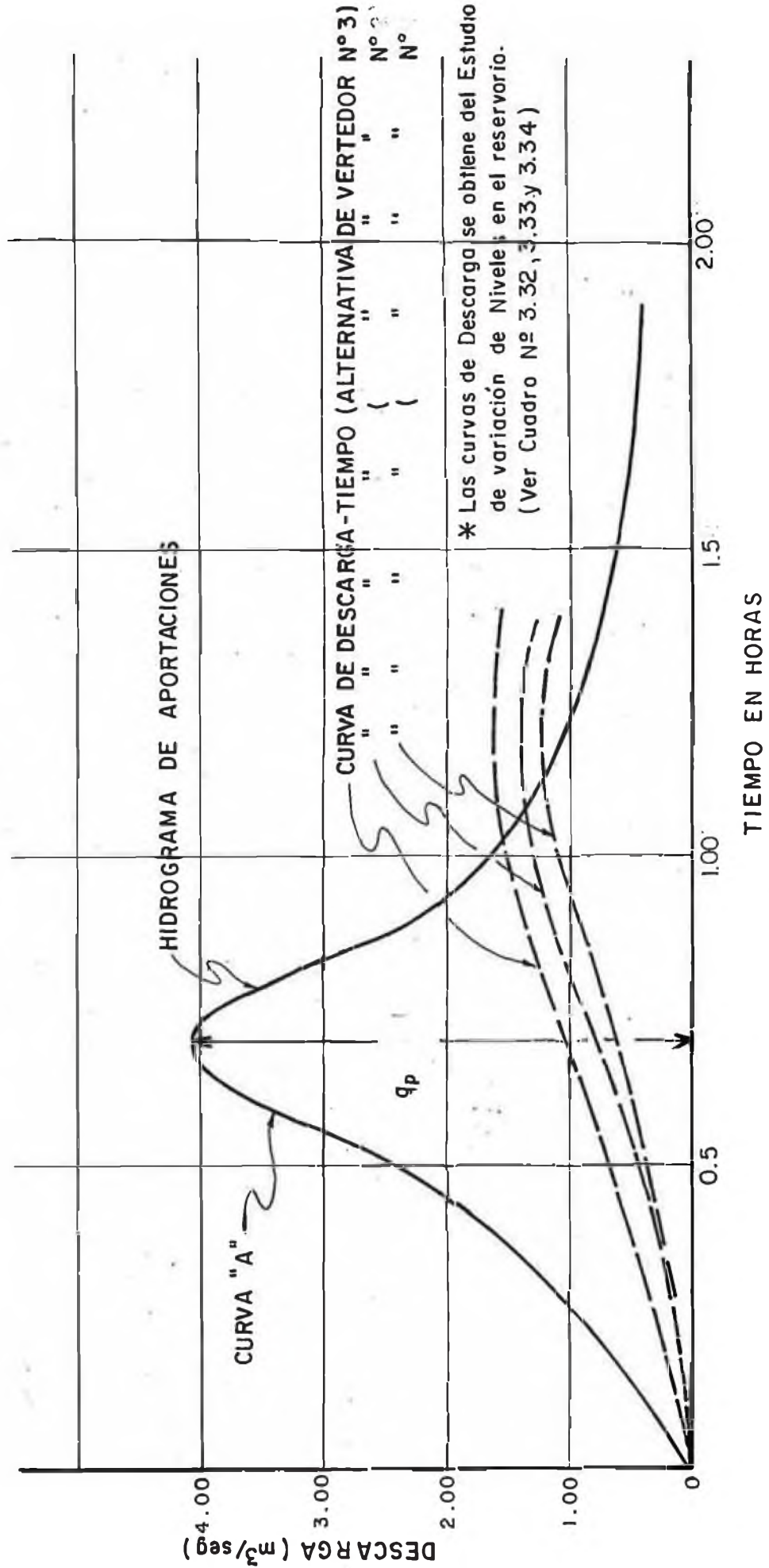
Para construir este gráfico calcularemos el tiempo de la descarga. De la ecuación 3.03.3 :

$$q'_p = 640 C_p/t_p$$

obtenemos:

$$t_p = 640 C_p/q'_p \quad \dots \quad 3.03.6$$

**HIDROGRAMA DE AVENIDAS — METODO SNYDER  
(CURVA A)  
CUENCA LOS TUMPIS**



Reemplazando valores en la ecuación:

$$T_p = \frac{640 \times 0.94}{(3/4) \times 871.88} = 0.92 \text{ horas}$$

Con el valor de  $(3/4)(871.88) = 653.91 \text{ pie}^3/\text{seg milla}^2$  se entra en el gráfico N° 3.15 y se obtiene los valores

de:  $W_{50} = 0.65 \text{ horas}$

$$W_{75} = 0.34 \text{ horas}$$

Con los valores calculados y los obtenidos del gráfico N° 3.15 se traza la curva B del gráfico N° 3.17.

**A-3) Gráfico: curva hidrograma unitario cuando la descarga del proyecto sea de  $0.5 q'_p \approx 2.0 \text{ m}^3/\text{s}$**

De la ecuación 3.03.3 calcularemos el tiempo de la descarga:

$$t_p = \frac{640 \times 0.94}{0.5 \times 871.88} = 1.38 \text{ horas}$$

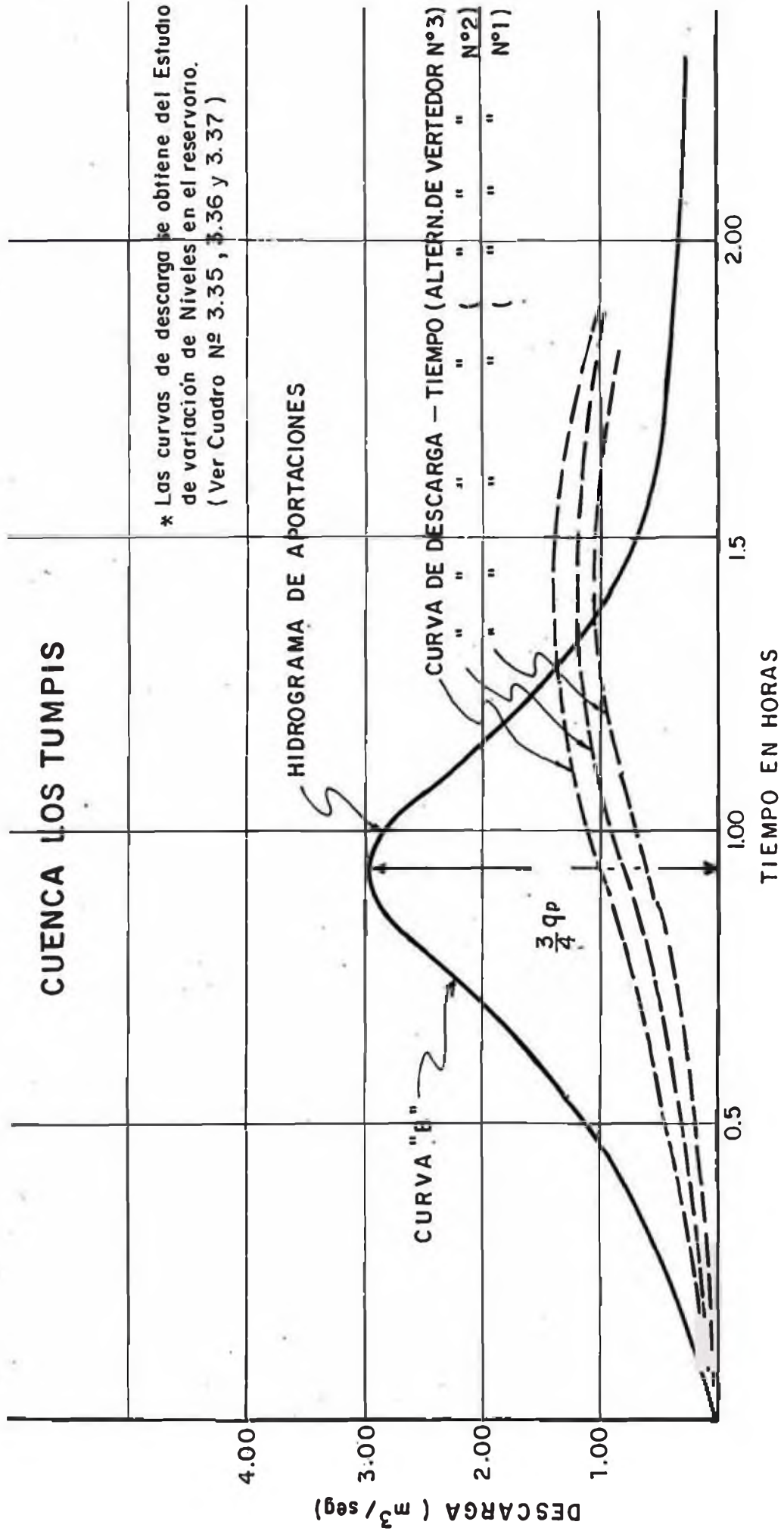
Con el valor de  $0.5 \times 871.88 = 435.94 \text{ pie}^3/\text{seg/milla}^2$  se entra en el gráfico N° 3.15 y se obtiene los valores de:  $W_{50} = 1.00 \text{ horas}$

$$W_{75} = 0.62 \text{ horas}$$

Con los valores calculados y los obtenidos del gráfico N° 3.15 se traza la curva C del gráfico N° 3.18.



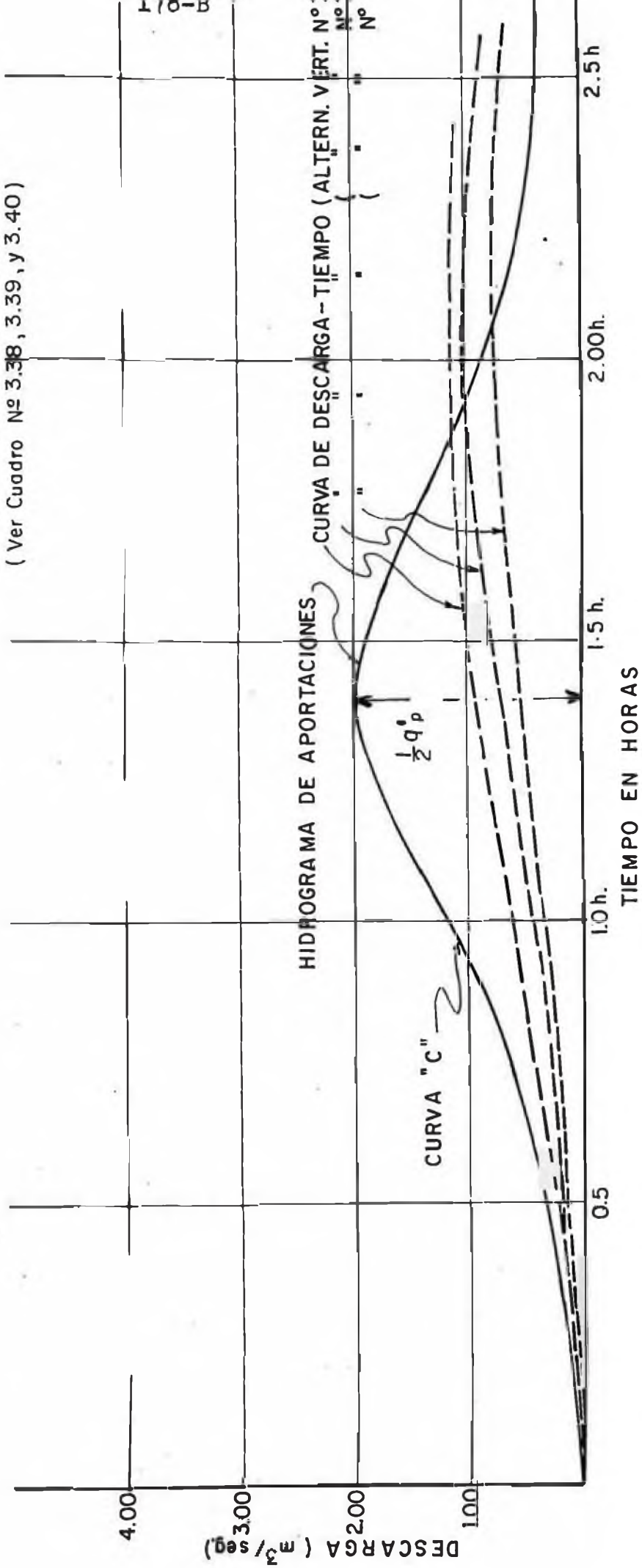
**HIDROGRAMA DE AVENIDAS – METODO SNYDER  
(CURVA B)**



# HIDROGRAMA DE AVENIDAS – METODO SNYDER (CURVA C)

## CUENCA LOS TUMPIS

\* Las Curvas de descarga se obtiene del Estudio de variación de Niveles en el reservorio.  
( Ver Cuadro Nº 3.38, 3.39, y 3.40)



### B) Curva de almacenamiento en el reservorio

Esta curva es construida para conocer las áreas masas almacenables del reservorio en función de las cotas del terreno. Para su elaboración se calculará las áreas comprendidas en cada una de las cotas del almacenamiento en  $\text{km}^2$  y los volúmenes en miles de metros cúbicos.

Con estas curvas calcularemos la altura más económica de la represa. En el siguiente cuadro se calcula las áreas y volúmenes de almacenamiento.

Cuadro N°3.30 -- áreas y volúmenes de almacenamiento en el reservorio cuenca Los Tumpis

Cota (m)	Area $\text{m}^2$	Area Media $\text{m}^2$	Volumen $\text{m}^3$	Volumen de Almacenamiento $\text{m}^3$
15.00	240	520	260	260
16.00	800			
17.00	1056	928	928	1188
18.00	4057	2556.5	2556.5	3744.50
19.00	12578.50	8317.75	8317.75	12062.55
20.00	23755	18166.75	18166.75	30229
21.00	35478	29616.50	29616.50	59845.50
22.00	51329	43403.50	43403.50	103249
23.00	70486	60907.50	60907.50	164156.50
24.00	94592.50	82539.25	82539.25	246695.75

Procederemos a graficar las áreas medias y el volumen de almacenamiento obteniendo la curva de almacenamiento en el gráfico N° 3.19.

### C) Cálculo de la curva de descarga del vertedero

Esta curva depende del tamaño, tipo del vertedor y la manera de operarlo ( y de las obras de descarga en algunos casos) para regular la descarga.

Para el cálculo de la descarga emplearemos la ecuación:

$$Q_o = CL H_o^{3/2} \quad \dots 3.03.5$$

Donde:

$Q_o$  : Descarga en  $m^3/seg$

$C$  : Coeficiente de descarga variable.  
asumiremos  $C = 2.15$

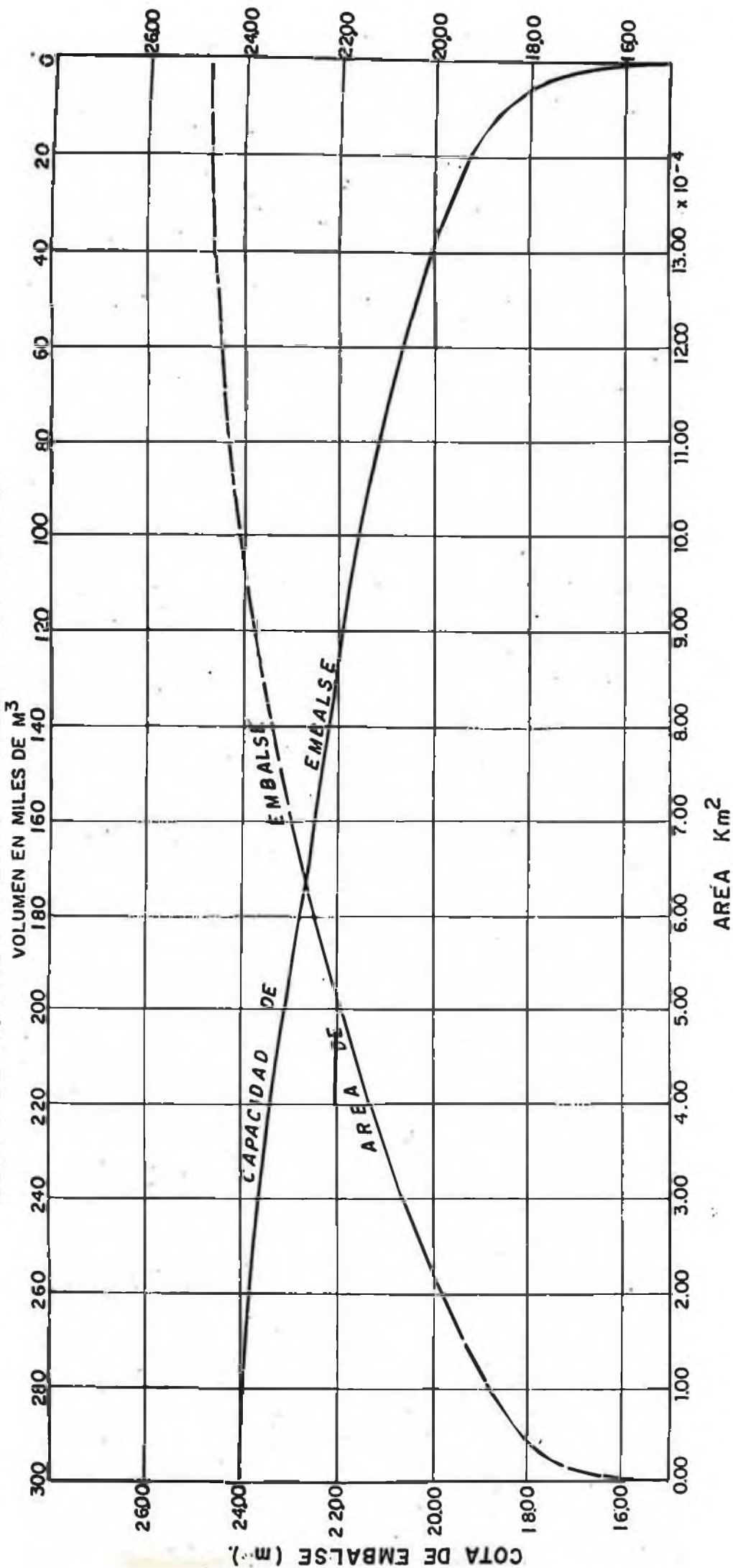
$H_o$  : Carga total sobre la cresta de vertedero

Asumiremos que el nivel de la cresta del vertedero está en la cota 19.00 m.s.n.m. de la cuenca Los Tumpis. Los cálculos se harán a partir de esta cota.

En el siguiente cuadro se muestra los cálculos para las tres alternativas de vertedero.

GRAFICO N° 3.19

CURVA DE ALMACENAMIENTO — CUENCA LOS TUMPIS -



Cuadro N° 3.31 - obtención de la curva de descarga del vertedor.

elevación de reservorio $m^3/s$	descarga para las tres alternativas		
	N° 1, $L=4$ m $m^3/s$	N° 2, $L=7$ m $m^3/s$	N° 3, $L=10$ m $m^3/s$
19.00	0	0	0
19.20	6.769	1.346	1.92
19.40	2.176	3.807	5.439
19.60	3.997	6.995	9.992
19.80	0.154	10.769	5.384
20.00	8.60	15.05	21.50
20.20	11.305	19.784	28.662

Con los valores de la elevación de niveles en el reservorio y las descargas para cada alternativa de vertedero. Construiremos las curvas de descarga para cada alternativa en el gráfico N° 3.20.

#### VARIACION DE NIVELES EN EL RESERVORIO

Analizaremos para cada alternativa de descarga del proyecto.

i) Cálculo de variación de niveles - cuando la descarga del proyecto sea de  $4.05 m^3/seg$  (descarga pico  $q_p$ )

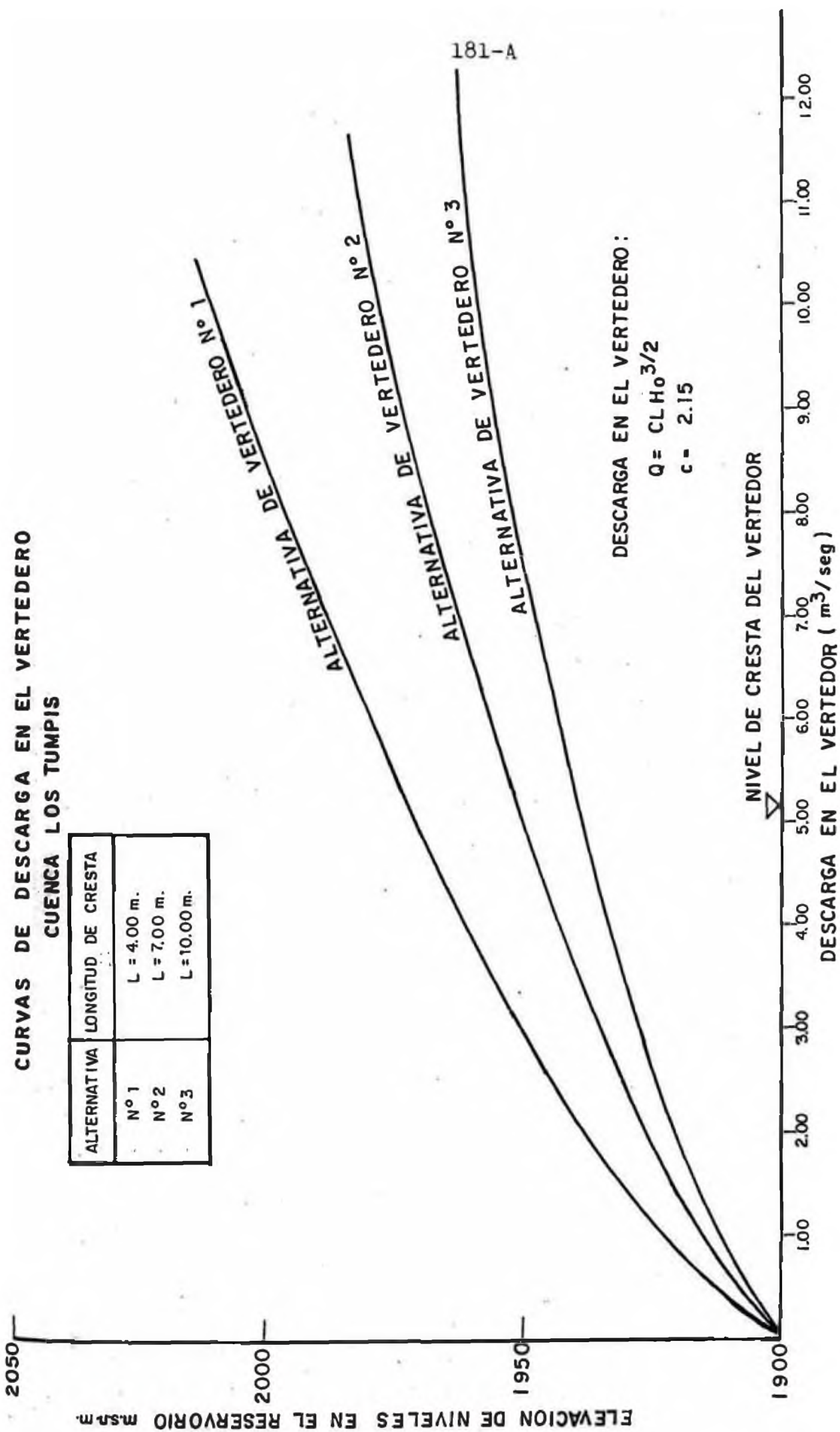
Para estudiar la variación de niveles los datos necesarios son:

- Hidrograma de la avenida del proyecto (curva A del gráfico N° 3.17)
- Curva de almacenamiento en el reservorio (gráfico N° 3.19)
- Curva de descarga del vertedor (gráfico N° 3.20)



**CURVAS DE DESCARGA EN EL VERTEDERO  
CUENCA LOS TUMPIS**

ALTERNATIVA	LONGITUD DE CRESTA
N° 1	L = 4.00 m.
N° 2	L = 7.00 m.
N° 3	L = 10.00 m.



DESCARGA EN EL VERTEDERO :

$$Q = CLH_0^{3/2}$$

$$c = 2.15$$

181-A



Para los cálculos respectivos confeccionaremos un cuadro para cada alternativa de vertedor.

El gasto medio  $Q_i$  se obtiene de la curva "A" para cada período de tiempo  $\delta t$ , asumiendo una elevación en el reservorio al final de  $\delta t$ . El gasto medio de descarga se obtiene de la curva de descarga, calculando luego el almacenamiento en la ecuación 3.03.1.

La elevación en el reservorio al final de  $\delta t$  se obtiene de la curva de áreas y volúmenes, debiendo de coincidir con la elevación asumida.

Cuadro N° 3.32 cálculo de la variación de niveles

Alternativa N° 1 (L= 4 m)

tiempo en horas	$\delta t$ en horas	Gasto medio $Q_i$ en m <sup>3</sup> /s	elev. de tanteo en vaso al final de $\delta t$	gasto medio de descarga $Q_o$ en m <sup>3</sup> /s	$\delta s$ aumento de almacenamiento en m <sup>3</sup>	almacenamiento total en m <sup>3</sup> en	elevación vaso al final de $\delta t$
0	0.20		19.00			15200.00	
0.20	0.20	0.73	19.04	0.093	66.96	15266.96	19.04
0.40	0.20	1.68	19.10	0.727	1046.10	16313.12	19.10
0.60	0.20	3.55	19.15	0.480	2210.40	18523.52	19.15
0.80	0.20	3.30	19.22	0.75	1836.00	20359.52	19.22
1.00	0.20	1.62	19.30	1.16	331.20	20690.72	19.30
1.20	0.20	1.05	19.28	1.21	-115.20	20575.50	19.28
1.40	0.20	0.73	19.25	1.06	-237.60	20337.90	19.25

Con los valores tabulados en el cuadro N° 3.32 construiremos el hidrograma de descarga de la variación de niveles que está representado en el gráfico N° 3.16 "curva de descarga - tiempo" para la alternativa N° 1 de vertedero.

## Cuadro N° 3.33 cálculo de la variación de niveles

Alternativa N° 2 (L= 7 m)

tiempo en horas	$\delta t$ en horas	Gasto medio $Q_i$ en $m^3/s$	elev. de tanteo en vaso al final de $\delta t$	gasto medio de descarga $Q_o$ en $m^3/s$	$\delta s$ aumento de almacenamiento en $m^3$	almacenamiento total en $m^3$ en	elevación vaso al final de $\delta t$
0			19.00			15200.00	
0.20	0.20	0.73	19.04	0.08	57.60	15257.60	19.04
0.40	0.20	1.68	19.09	0.27	1015.20	16272.80	19.09
0.60	0.20	3.55	19.14	0.57	2145.60	18418.40	19.14
0.80	0.20	3.30	19.21	1.00	1656.00	20074.40	19.21
1.00	0.20	1.62	19.25	1.28	244.80	20319.20	19.25
1.20	0.20	1.05	19.21	1.36	-223.20	20096.00	19.21
1.40	0.20	0.73	19.19	1.32	-424.80	19671.20	19.19

Con los valores tabulados en el cuadro N° 3.33 construiremos el hidrograma de descarga de la variación de niveles que está representado en el gráfico N° 3.16 "curva de descarga - tiempo" para la alternativa N° 2 de vertedero.

## Cuadro N° 3.34 cálculo de la variación de niveles

Alternativa N° 3 (L= 10 m)

tiempo en horas	$\delta t$ en horas	Gasto medio $Q_1$ en m <sup>3</sup> /s	elev. de tanteo en vaso al final de $\delta t$	gasto medio de descarga $Q_0$ en m <sup>3</sup> /s	ós aumento de almacenamiento en m <sup>3</sup>	almacenamiento total en m <sup>3</sup> en	elevación vaso al final de $\delta t$
0	0.20		19.00			15200.00	
0.20	0.20	0.73	19.06	0.25	345.60	15545.60	19.06
0.40	0.20	1.68	19.10	0.54	820.80	16366.40	19.10
0.60	0.20	3.55	19.13	0.84	1951.20	18317.60	19.13
0.80	0.20	3.30	19.20	1.37	1466.80	19784.40	19.20
1.00	0.20	1.62	19.20	1.64	1440.00	19798.80	19.20
1.20	0.20	1.05	19.18	1.65	-432.00	19366.80	19.18
1.40	0.20	0.73	19.16	1.54	-583.20	18783.60	19.16

Con los valores tabulados en el cuadro N° 3.34 construiremos el hidrograma de descarga de la variación de niveles que está representado en el gráfico N° 3.16 "curva de descarga - tiempo" para la alternativa N° 3 de vertedero.

De los hidrogramas de descarga graficados para las tres alternativas de vertedero se obtiene el gasto pico de descarga por el vertedero ( $Q_o$ ). Así mismo se procederá a calcular la altura total sobre la cresta, con la ecuación 3.01.4:

$$H_o = \left[ \frac{Q_o}{CL} \right]^{2/3}$$

Para la alternativa N° 1:  $Q_o = 1.23 \text{ m}^3/\text{seg}$ ,  $H_o = 0.27 \text{ m}$

Para la alternativa N° 2:  $Q_o = 1.36 \text{ m}^3/\text{seg}$ ,  $H_o = 0.20 \text{ m}$

Para la alternativa N° 3:  $Q_o = 1.65 \text{ m}^3/\text{seg}$ ,  $H_o = 0.18 \text{ m}$

ii) Cálculo de la variación de niveles - cuando la descarga del proyecto sea:  $3/4 Q_p = 3 \text{ m}^3/\text{seg}$

Se sigue el mismo procedimiento del caso anterior para la elaboración de los siguientes cuadros:

Cuadro N° 3.35 cálculo de la variación de niveles

Alternativa N° 1 (L= 4 m)

tiempo en horas	Δt en horas	Gasto medio $Q_1$ en $\text{m}^3/\text{s}$	elev. de tanteo en vaso al final de Δt	gasto medio de descarga $Q_0$ en $\text{m}^3/\text{s}$	Δs aumento de almacenamiento en $\text{m}^3$	almacenamiento total en $\text{m}^3$ en	elevación vaso al final de Δt
0			19.00			15200.00	
0.20	0.20	0.35	19.05	0.093	185.04	15385.04	19.05
0.40	0.20	0.80	19.07	0.17	453.60	15838.64	19.07
0.60	0.20	1.50	19.11	0.30	864.00	16702.64	19.11
0.80	0.20	2.55	19.13	0.39	1555.20	18257.89	19.13
1.00	0.20	2.83	19.20	0.62	1591.20	19849.04	19.20
1.20	0.20	1.72	19.27	0.94	561.60	20410.64	19.27
1.40	0.20	0.92	19.25	1.03	-79.20	20330.84	19.25
1.60	0.20	0.53	19.21	0.95	-302.40	20028.44	19.21
1.80	0.20	0.40	19.19	0.87	-338.40	19690.09	19.19

Cuadro N° 3.36 cálculo de la variación de niveles

Alternativa N° 2 (L= 7 m)

tiempo en horas	$\delta t$ en horas	Gasto medio $Q_i$ en $m^3/s$	elev. de tanteo en vaso al final de $\delta t$	gasto medio de descarga $Q_0$ en $m^3/s$	ó s aumento de almacenamiento en $m^3$	almacenamiento total en $m^3$ en	elevación vaso al final de $\delta t$
0	0.20		19.00			15200.00	
0.20	0.20	0.35	19.04	0.12	86.40	15286.40	19.04
0.40	0.20	0.80	19.06	0.23	410.40	15696.80	19.06
0.60	0.20	1.50	19.10	0.41	784.80	16481.60	19.10
0.80	0.20	2.55	19.13	0.58	1418.40	17900.00	19.13
1.00	0.20	2.85	19.18	0.90	1404.00	19304.00	19.18
1.20	0.20	1.72	19.20	1.13	424.80	19728.80	19.20
1.40	0.20	0.92	19.19	1.21	-208.80	19520.00	19.19
1.60	0.20	0.53	19.17	1.16	-453.60	19066.40	19.17
1.80	0.20	0.40	19.15	1.06	-475.20	18591.20	19.15



Cuadro N° 3.37 cálculo de la variación de niveles

Alternativa N° 3 (L= 10 m)

tiempo en horas	$\delta t$ en horas	Gasto medio $Q_i$ en $m^3/s$	elev. de tanteo en vaso al final de $\delta t$	gasto medio de descarga $Q_o$ en $m^3/s$	és aumento de almacenamiento en $m^3$	almacenamiento total en $m^3$ en	elevación vaso al final de $\delta t$
0	0.20		19.00			15200.00	
0.20	0.20	0.35	19.04	0.18	122.40	15322.40	19.04
0.40	0.20	0.80	19.06	0.33	338.40	15660.80	19.06
0.60	0.20	1.50	19.10	0.56	676.80	16337.80	19.10
0.80	0.20	2.55	19.12	0.80	1260.00	17597.80	19.12
1.00	0.20	2.85	19.16	1.11	1252.80	18850.60	19.16
1.20	0.20	1.72	19.17	1.33	280.80	19131.40	19.17
1.40	0.20	0.92	19.16	1.37	-324.00	18807.40	19.16
1.60	0.20	0.53	19.13	1.26	-525.60	18281.80	19.13
1.80	0.20	0.40	19.11	1.10	-504.00	17777.80	19.11

Con los valores tabulados en los cuadros N° 3.35, 3.36 y 3.37 construiremos los hidrogramas de descarga de la variación de niveles que está representado en el gráfico N° 3.17 "Curva de descarga - tiempo" para las tres alternativas de vertedero.

De los hidrogramas de descarga graficados para las tres alternativas de vertedero se obtiene:

Para la alternativa N° 1:  $Q_0 = 1.03 \text{ m}^3/\text{seg}$ ,  $H_0 = 0.24 \text{ m}$

Para la alternativa N° 2:  $Q_0 = 1.21 \text{ m}^3/\text{seg}$ ,  $H_0 = 0.19 \text{ m}$

Para la alternativa N° 3:  $Q_0 = 1.37 \text{ m}^3/\text{seg}$ ,  $H_0 = 0.16 \text{ m}$

iii) Cálculo de la variación de niveles = cuando la descarga del proyecto sea:  $1/2 q_p = 2 \text{ m}^3/\text{seg}$

Se sigue el mismo procedimiento del caso anterior para la elaboración de los siguientes cuadros:

Cuadro N° 3.38 cálculo de la variación de niveles

Alternativa N° 1 (L= 4 m)

tiempo en horas	$\delta t$ en horas	Gasto medio $Q_i$ en $\text{m}^3/\text{s}$	elev. de tanteo en vaso al final de $\delta t$	gasto medio de descarga $Q_0$ en $\text{m}^3/\text{s}$	$\delta s$ aumento de almacenamiento en $\text{m}^3$	almacenamiento total en $\text{m}^3$ en	elevación vaso al final de $\delta t$
0			19.00			15200.00	
0.20	0.20	0.10	19.03	0.05	36.00	15236.00	19.03
0.40	0.20	0.24	19.06	0.11	93.60	15329.60	19.05
0.60	0.20	0.43	19.05	0.15	201.60	15531.20	19.06
0.80	0.20	0.70	19.07	0.20	360.00	15891.20	19.07
1.00	0.20	1.38	19.11	0.31	770.40	16661.60	19.11
1.20	0.20	1.65	19.12	0.38	914.40	17576.00	19.12
1.40	0.20	2.00	19.15	0.49	1087.20	18663.20	19.15
1.60	0.20	1.72	19.17	0.60	432.00	19095.20	19.17
1.80	0.20	1.25	19.18	0.72	381.60	19476.80	19.18
2.00	0.20	0.85	19.19	0.75	72.00	19548.80	19.19
2.20	0.20	0.55	19.18	0.74	-136.80	19412.00	19.18
2.40	0.20	0.39	19.17	0.73	0.34	19167.20	19.17

Cuadro N° 3.39 cálculo de la variación de niveles

Alternativa N° 2 (L= 7 m)

tiempo en horas	$\delta t$ en horas	Gasto medio $Q_i$ en m <sup>3</sup> /s	elev. de tanteo en vaso al final de $\delta t$	gasto medio de descarga $Q_o$ en m <sup>3</sup> /s	és aumento de almacenamiento en m <sup>3</sup>	almacenamiento total en m <sup>3</sup> en	elevación vaso al final de $\delta t$
0	0.20		19.00			15200.00	
0.20	0.20	0.10	19.02	0.07	21.60	15221.60	19.02
0.40	0.20	0.24	19.04	0.16	57.60	15279.20	19.04
0.60	0.20	0.43	19.06	0.22	151.20	15430.40	19.06
0.80	0.20	0.70	19.07	0.27	309.60	15740.00	19.07
1.00	0.20	1.38	19.10	0.41	698.40	16438.40	19.10
1.20	0.20	1.65	19.12	0.55	792.00	17230.40	19.12
1.40	0.20	2.00	19.14	0.70	930.00	18166.40	19.14
1.60	0.20	1.72	19.16	0.87	612.00	18778.40	19.16
1.80	0.20	1.25	19.17	0.98	194.40	18972.80	19.17
2.00	0.20	0.85	19.16	1.02	-122.40	18850.40	19.16
2.20	0.20	0.55	19.15	0.99	-316.80	18533.60	19.15
2.40	0.20	0.39	19.13	0.88	-352.80	18180.80	19.13

Cuadro N° 3.40 cálculo de la variación de niveles

Alternativa N° 3 (L= 10 m)

tiempo en horas	$\delta t$ en horas	Gasto medio $Q_j$ en m <sup>3</sup> /s	elev. de tanteo en vaso al final de $\delta t$	gasto medio de descarga $Q_0$ en m <sup>3</sup> /s	ós aumento de almacenamiento en m <sup>3</sup>	almacenamiento total en m <sup>3</sup> en	elevación vaso al final de $\delta t$
0	0.20		19.00			15200.00	
0.20	0.20	0.10	19.02	0.01	64.80	15604.80	19.02
0.40	0.20	0.24	19.04	0.18	43.20	15308.80	19.04
0.60	0.20	0.43	19.06	0.34	64.80	15382.80	19.06
0.80	0.20	0.70	19.07	0.47	165.60	15538.40	19.07
1.00	0.20	1.38	19.09	0.61	554.40	16092.80	19.09
1.20	0.20	1.65	19.11	0.78	626.40	16719.20	19.11
1.40	0.20	2.00	19.12	0.93	770.40	17489.60	19.12
1.60	0.20	1.72	19.13	1.04	489.60	17979.20	19.13
1.80	0.20	1.25	19.14	1.10	108.00	18087.20	19.14
2.00	0.20	0.85	19.13	1.12	-194.40	17892.80	19.13
2.20	0.20	0.55	19.12	1.08	-381.60	17511.20	19.12
2.40	0.20	0.39	19.11	1.05	-453.60	17057.60	19.11

Con los valores tabulados en los cuadros N° 3.38, 3.39 y 3.40 construiremos los hidrogramas de descarga de la variación de niveles que está representado en el gráfico N° 3.18 "Curva de descarga - tiempo" para las tres alternativas de vertedero.

De los hidrogramas de descarga graficados para las tres alternativas de vertedero se obtiene:

Para la alternativa N° 1:  $Q_G = 0.75 \text{ m}^3/\text{seg}$ ,  $H_G = 0.20 \text{ m}$

Para la alternativa N° 2:  $Q_G = 1.02 \text{ m}^3/\text{seg}$ ,  $H_G = 0.17 \text{ m}$

Para la alternativa N° 3:  $Q_G = 1.12 \text{ m}^3/\text{seg}$ ,  $H_G = 0.14 \text{ m}$

#### **Conclusión:**

De los resultados obtenidos de los gráficos para cada alternativa de avenida del proyecto se concluye que la variación de altura de carga ( $H_G$ ) sobre la cresta del vertedero es insignificante para las tres longitudes de vertedero.

Para nuestro proyecto asumiremos un vertedero de longitud de cresta igual a 7.00 m.

## DISEÑO DE LA PRESA DE TIERRA

Para el dimensionamiento de la presa utilizaremos el método teórico o analítico, con datos obtenidos en el estudio de mecánica de suelos e hidrología.

### Altura total de la presa ( $H_t$ )

Para obtener la altura de diseño de la presa hay que obtener las alturas que se dan a continuación:

$h_a$  = Altura de embalse

$h_o$  = Altura de ola (incluye la altura de la ola que trepa en el paramento de la presa aguas arriba)

$H_o$  = Sobrecarga debido a la máxima avenida

$h_c$  = Reserva constructiva

La altura total de la presa será:

$$H_t = h_a + h_o + H_o + h_c$$

### A) Cálculo de la altura de embalse ( $h_a$ )

Como se asumió que el nivel de la cresta del vertedero fuese en la cota 19.00, la altura de embalse será de :  $19 - 5 = 4$  m (referido a la cota del nivel de terreno).



**B) Cálculo de la altura de ola ( $h_o$ )**

Aplicaremos el método de Stevenson para el cálculo de la altura de ola, el cual toma como variable en su ecuación el Fetch (L) que es la longitud máxima recorrida por el viento sobre el espejo de embalse. La ecuación es:

$$h_o = 0.76 + \sqrt{L} + 0.23 \sqrt[4]{L} \quad \dots \quad 3.03.6$$

Donde:  $H_o$  se expresa en metros

L se expresa en km

**C) Cálculo de la sobrecarga debida a la máxima avenida ( $h_o$ )**

La sobrecarga debido a la máxima avenida es la carga total sobre el vertedero " $H_o$ ".

**D) Reserva constructiva ( $h_c$ )**

Para cubrir posibles asentamientos que se produzcan por condiciones de construcción recomendamos 0.30 m de altura adicional.

En el siguiente cuadro haremos los cálculos para determinar la altura total de presa, para las diferentes avenidas del proyecto.

Cuadro N° 3.41 - Cálculo de la altura total de presa para una avenida del proyecto elegida

alternativa de avenida del proyecto $q_p$	gasto de descarga por el vertedor	altura de embalse $h_a$	altura de ola $*h_o$	carga sobre el vertedero	reserva constructiva	altura total de presa $H_t$
$\frac{m^3}{seg}$	$\frac{m^3}{seg}$	m	m	m	m	m
4.05	1.36	4.00	1.40	0.20	0.30	5.91
3.00	1.21	4.00	1.40	0.19	0.30	5.89
2.00	1.02	4.00	1.40	0.17	0.30	5.87

\* Para el cálculo de la altura de ola se ha considerado  $L = 0.20$  km en la ecuación 3.03.6.

### Conclusión

Como se puede apreciar en el cuadro N°3.41 la variación de la altura de presa es insignificante. De igual manera se podría concluir si hiciéramos un análisis presupuestal para cada altura de presa.

De los resultados obtenidos asumiremos una altura de presa igual a 6.00 m.

## Ancho de la corona (W)

Para presas pequeñas, el Bureau of Reclamation recomienda una fórmula empírica que ha sido obtenida en su mayor caso por precedente y es la siguiente:

$$W = \frac{Z}{5} + 10' \quad \dots 3.03.7$$

Donde:

W : ancho de la corona en pies

Z : altura de la presa en pies

Para nuestro caso:

$$Z = 6 \text{ m} \approx 19.69 \text{ pies}$$

Reemplazando valores:

$$W = \frac{19.69}{5} + 10 = 13.94 \text{ pies} \approx 4.25 \text{ m}$$

Asumiremos  $W = 4.30 \text{ m}$

### Sección transversal

Según los resultados del estudio de mecánica de suelos, la cuenca Los Tumpis muestra material impermeable como es el caso de las arenas arcillosas, arenas limosas, por lo que se recomienda que la construcción de la represa sea con el material existente en la cuenca con la finalidad de que sea económica.

El tipo de presa a construir será Homogénea, compuesta de arena arcillosa por tener mejor característica de impermeabilidad.

Las pendientes y forma de los taludes se determinan de acuerdo a la altura de la presa y del material usado en la misma, así como el cimiento.

**Bureau of Reclamation** recomienda en la siguiente tabla, los taludes para presas homogéneas, tanto para presas de almacenamiento o reguladoras, de acuerdo al material usado en el terraplén sobre cimentación estable.

Cuadro N° 3.42 - Taludes recomendados para las presas de tierra homogénea sobre cimentaciones estables

Caso	Tipo	Propósito	Sujetas a desembalses rápidos	Clasif. de suelos (sistema unificado)	Talud aguas arriba	Talud aguas abajo
A	Homogénea u homogénea modificada	Regulación o Almacenamiento	No	GW, GP, SWSW GC, GM, SC, SM CL, ML CH, MH	permeable 2.5:1 3:1 3.5:1	no adecuado 2:1 2.5:1 2.5:1
B	Homogénea modificada	Almacenamiento	Si	GW, GP, SW GC, GM, SM, SM CL, ML CH, MW	permeable 3:1 3.5:1 4:1	no adecuado 2:1 2.5:1 2.5:1

Como la presa a construir es homogénea, asumiendo que sea de regulación y no tenga desembalses rápidos, corresponderá al grupo del caso "A".

### Protecciones Aguas arriba y Aguas abajo

Las características de funcionamiento del enrocado son las siguientes:

- Evitar la erosión del talud de la presa por efecto de las olas, precipitaciones y animales que probablemente transitarán.
- Proporcionar a la estructura mayor estabilidad.

El Bureau of Reclamation recomienda en base a su experiencia un espesor de enrocados colocados a mano, para presas de poca altura y para varios Fetch. Así mismo indica su granulometría (ver cuadro N° 3.43).

Cuadro N° 3.43 - Espesores y límites de granulometría para el enrocamiento

Fetch del reservorio en millas	Espesor nominal en pulg	Granulometría porcentaje de piedras de diferentes pesos (en libras)			
		Tamaño máximo	cuando menos el 25% mayor que:	45 a 75% --- a ---	no mas del 25% menor que
1 y menos	18	1000	300	10 - 300	10
2.5	24	1500	600	30 - 600	30
5	30	2500	1000	50 - 1000	50
10	36	5000	2000	1000 - 2000	100

En el caso nuestro el Fetch es de 1.3 km  $\approx$  0.82 millas, por lo que el espesor será de 18"  $\approx$  0.457 m.

Asumiremos el espesor igual a 0.50 m.

La protección debe extenderse desde la coronación hasta el pie del talud de la presa y colocado sobre un colchón de filtro que puede ser grava arena.

### Construcción de dentellón de tierra

Como la cimentación de la presa está constituida por material semi-impermeable como es la arena limosa, arcilla arenosa o grava limosa, se construirá un dentellón de tierra con la finalidad de cortar las filtraciones, evitando experimentar dificultades por tubificación a través de la cimentación.

El ancho del fondo de la zanja del dentellón será mayor al crecer la carga hidráulica y disminuirá al aumentar la profundidad, y ello debido a que la fuerza de filtración en el contacto con la cimentación disminuirá debido a la pérdida de carga hidráulica al hacer el recorrido vertical a través de la cimentación al aumentar su profundidad.

Se puede determinar el ancho conveniente de la zanja del dentellón para una presa pequeña por medio de la fórmula:

$$N = h - d \quad \dots 3.03.8$$

En la que:

- N : ancho del fondo de la zanja del dentellón
- h : carga hidráulica arriba de la superficie del terreno
- d : profundidad de la zanja del dentellón abajo de la superficie de terreno



Para nuestro caso:

$$h = 4 \text{ m}$$

Asumiendo  $N = 2.50 \text{ m}$  (por facilidad de excavación con equipo)

De la ecuación 3.03.8

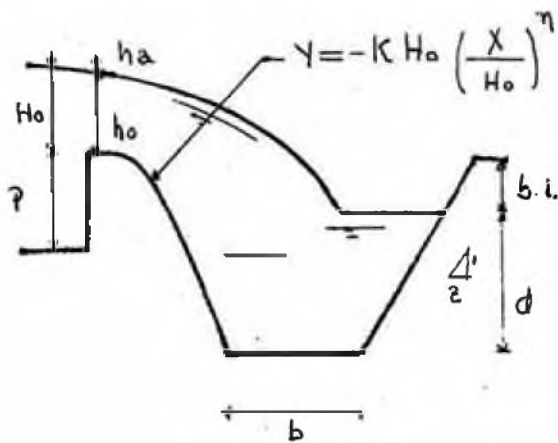
$$d = h - N$$

Reemplazando valores:

$$d = 4 - 2.50 = 1.50 \text{ m}$$

Diseño de canal aliviadero para cada alternativa de avenida de proyecto ( $q_p$ ,  $3/4 q_p$ ,  $1/2 q_p$ )

Cálculo hidráulico de vertedero frontal de canal lateral figura N° 3.25



Para el cálculo de las características hidráulicas del vertedero emplearemos las ecuaciones 3.01.4, 3.01.5, 3.01.6. Así mismo seguiremos el mismo procedimiento de los cálculos anteriores (cap 3.01 alternativas N° 1 y 3).

Cuadro N° 3.44 características del vertedero para las tres alternativas de avenida del proyecto

alternativas de avenida del proyecto $q_p$	características hidráulicas				características geométricas		
	descarga por vertedor	descarga sobre cresta $H_0$	$h_0$	$h_a$	Longitud de cresta L	$P$	ecuación de la cresta de vertedero
$\frac{3}{m/s}$	$\frac{3}{m/s}$	m	m	m	m	m	$y = -KH_0(x/H_0)^n$
4.05	1.36	0.20	0.193	0.007	7.00	0.30	$-2.0041 x^{1.854}$
3.00	1.21	0.19	0.184	0.006	7.00	0.30	$-2.0967 x^{1.856}$
2.00	1.02	0.17	0.165	0.005	7.00	0.30	$-2.3057 x^{1.857}$

**Perfil resultante del agua en el vertedero frontal  
de canal lateral**

Asumiremos una sección de control aguas abajo para el control de la descarga y tendrá la forma de un canal rectangular. Ello permitirá obtener un punto de régimen crítico y la aplicación de la ecuación de la energía para la obtención de las características hidráulicas y geométricas del canal lateral.

Para el cálculo de las características del canal lateral se emplearán las fórmulas 3.01.8, 3.01.9, 3.01.10, siguiendo el mismo procedimiento que en el capítulo 3.01, obteniéndose los siguientes resultados (Ver cuadro N° 3.45).

Cuadro N° 3.45 - Características del canal lateral en la progresiva km 0+007 para las tres alternativas de avenida de proyecto

características hidráulicas					características geométricas					
coeficiente de fricción n	pendiente hidráulica S	descarga $\frac{Q}{m^3/seg}$	velocidad m/seg	Altura crítica hc m	Plantilla - b	talud z:1	tirante d	borde libre b.l.	Altura h	ancho superficial T
0.015	0.01	1.36	1.12	0.62	0.90	0.5:1	0.90	0.30	1.20	1.80
0.015	0.01	1.21	1.07	0.59	0.85	0.5:1	0.88	0.32	1.20	1.73
0.015	0.01	1.02	0.99	0.60	0.70	0.5:1	0.90	0.30	1.20	1.60

Con la ecuación 3.01.13 se determinará el perfil de la superficie del agua (ver cuadro N° 3.46).

Cuadro No 3.46

Calculo del Vertedor de Demasias de Canal Lateral

Sección	Nivel de rasante	Nivel de Sup. de agua	Tirante (d)	Agua (A)	Caudal (Q)	Velocidad (V)	g(Q1+Q2)	V1 + V2	V1 - V2	V2(Q2-Q1)	ΔY	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	(9)(10)(11+12)
ALTERNATIVA No 1												
0+007	17.787		18.687	0.900	1.215	1.360	1.120					
0+005	17.807	0.050	17.737	0.930	1.269	0.971	0.766	0.042	1.886	0.354	0.449	0.063
		0.060	18.747	0.940	1.288		0.754		1.874	0.366	0.422	0.060
0+002.5	17.832	0.040	18.707	0.875	1.170	0.486	0.415	0.034	1.169	0.339	0.752	0.040
0+001	17.847	0.030	17.737	0.890	1.197	0.194	0.162	0.029	0.577	0.253	0.625	0.015
		0.015	18.772	0.875	1.170		0.166		0.581	0.249		0.015
ALTERNATIVA No 2												
0+007	17.787		18.667	0.880	1.132	1.210	1.066					
0+005	17.807	0.060	18.727	0.920	1.2052	0.864	0.717	0.0425	1.783	0.349	0.426	0.060
0+002.5	17.832	0.040	18.767	0.935	1.2320	0.432	0.351	0.0340	1.068	0.366	0.717	0.040
0+001	17.847	0.010	18.777	0.930	1.2230	0.173	0.162	0.0291	0.492	0.209	0.526	0.010
ALTERNATIVA No 3												
0+007	17.787		18.687	0.900	1.035	1.020	0.986					
0+005	17.807	0.060	18.747	0.940	1.0998	0.729	0.663	0.0425	1.649	0.323	0.394	0.050
		0.050	18.737	0.930	1.0835		0.673		1.659	0.313		0.050
0+002.5	17.832	0.030	18.767	0.935	1.0916	0.364	0.333	0.0339	1.006	0.340	0.673	0.030
0+001	17.847	0.010	18.777	0.930	1.0635	0.146	0.135	0.0292	0.468	0.198	0.497	0.010

## Diseño hidráulico de canal de tierra

progresiva: km 0+011 - 0+340

Para la evacuación de las descargas provenientes del reservorio (canal aliviadero) aguas abajo del vertedero frontal de canal lateral, se diseñará un canal de tierra para cada alternativa.

En el cálculo de las características hidráulicas y geométricas, se aplica principalmente la ecuación de Manning (ecuación 3.01.1) obteniéndose los resultados que aparecen en el cuadro N° 3.47.A

Cuadro N° 3.47.A - Características de canal de tierra para cada alternativa

características hidráulicas					características geométricas					
coeficiente de fricción n	pendiente hidráulica S	descarga $Q$ m <sup>3</sup> /seg	velocidad m/seg	Altura crítica h <sub>c</sub> m	Plantilla b	talud z:1	tirante d	borde libre b.l.	Altura h	ancho superficial T
0.040	0.0018	1.36	0.66	0.60	0.90	1.5:1	0.91	0.59	1.50	3.36
0.040	0.0018	1.21	0.65	0.57	0.85	1.5:1	0.87	0.62	1.50	3.45
0.040	0.0018	1.02	0.62	0.56	0.70	1.5:1	0.84	0.60	1.45	3.22

**Cálculo de la longitud de transición  
(entre vertedero frontal de C.L. y canal)**

Se aplicará la ecuación de Hinds (3.01.3)

Para la primera alternativa:

$$L = \frac{3.46 - 1.80}{2 \operatorname{tg} 12^{\circ}30'} = 4.13 \text{ m}$$

Para la segunda alternativa:

$$L = \frac{3.22 - 1.73}{2 \operatorname{tg} 12^{\circ}30'} = 3.90 \text{ m}$$

Para la tercera alternativa:

$$L = \frac{3.63 - 1.60}{2 \operatorname{tg} 12^{\circ}30'} = 3.65 \text{ m}$$

Asumiremos  $L = 4.00 \text{ m}$  para las tres alternativas.

### Diseño hidráulico de Rápida

progresiva : km 0+340 O 0+468

Para el diseño de la rápida haremos primero el cálculo del canal de la rápida.

Datos fijos para el diseño del canal de la rápida:

Longitud del canal: 120 m  
 talud del canal: vertical  
 cota de rasante de inicio: 17.188 m  
 cota de rasante al final: 8.000 m  
 coeficiente de fricción (n): 0.015  
 pendiente hidráulica:

$S_1 = 0.1944$  ;  $L = 20$  m  
 $S_2 = 0.0200$  ;  $L = 50$  m  
 $S_3 = 0.0860$  ;  $L = 50$  m

Datos variables para el diseño del canal de rápida:

Alternativa N°	plantilla de canal (m)	caudal de diseño (m <sup>3</sup> /s)
número 1	0.90	1.36
número 2	0.85	1.21
número 3	0.70	1.02

Los datos del canal aguas arriba se encuentran especificados en el cuadro N° 3.47 y aguas abajo se diseñará un conducto cubierto con la finalidad de que cumpla la función de puente-losa en el cruce del canal con la carretera (trocha carrozable). Las características del conducto cubierto se encuentran en el siguiente cuadro.



Cuadro N° 3.47.B - Características de conducto cubierto para las tres alternativas desde la progresiva km 0+469 - 0+490

características hidráulicas					características geométricas					
coeficiente de fricción n	pendiente hidráulica S	descarga $\frac{Q}{m^3/seg}$	velocidad m/seg	Altura crítica hc m	Plantilla b	talud z:1	tirante d	borde libre b.l.	Altura h	ancho superficial T
0.015	0.01	1.36	2.65	0.62	0.90	vert.	0.57	0.33	0.90	0.90
0.015	0.01	1.21	2.54	0.59	0.85	vert.	0.56	0.34	0.90	0.85
0.015	0.01	1.02	2.43	0.60	0.70	vert.	0.60	0.30	0.90	0.70

Cálculo de los tirantes de escurrimiento en el canal de la rápida

Se resuelve como en las alternativas N° 2 y 4 por el método de incrementos finitos utilizando la ecuación de la energía.

Para:

$$L = 20 \text{ m} ; L_1 = 5\sqrt{1 + (0.1944)^2} = 5.094 \text{ m} ; z_1 = 0.972 \text{ m}$$

$$L = 50 \text{ m} ; L_2 = 5\sqrt{1 + (0.0200)^2} = 5.001 \text{ m} ; z_2 = 0.100 \text{ m}$$

$$L = 50 \text{ m} ; L_3 = 5\sqrt{1 + (0.0860)^2} = 5.018 \text{ m} ; z_3 = 0.430 \text{ m}$$

Se calcula la energía específica y la pérdida de carga para cada tramo de 5 metros y se elabora las tablas en los cuadros N° 3.48, 3.49, 3.50, graficándose las curvas: tirantes vs. energía (E) y tirantes vs. energía + pérdida de carga (E + h<sub>f</sub>) en los gráficos N° 3.21, 3.22 y 3.23, para cada alternativa de canal aliviadero.

CUADRO No 3.48

Calculo de la energía (E), Perdida de carga (hf), para el trazo de las curvas: tirantes vs. energía (E) y tirante vs. E + hf cuando el ancho de la plantilla del canal b = 0.90 m

Tirante d	Area A	Perimetro p	Radio Hid. R <sub>H</sub>	Velocidad V	h = $\frac{V^2}{2g}$	Energía E = $\frac{V^2}{2g} + hf$	E + hf	$hf = L \left( \frac{QV}{4.48A} \right)^2$	E + hf <sub>2</sub>	$h_f A$	$\bar{E} + hf_5$	
0.10	0.0900	1.10	0.1885	15.1111	11.6384	11.7384	7.3681	19.1065	7.2335	18.9719	7.2588	18.9972
0.15	0.1350	1.20	0.2330	10.0741	5.1726	5.3226	2.1427	7.4653	2.1035	7.4261	2.1109	7.4334
0.20	0.1800	1.30	0.2676	7.5556	2.9096	3.1096	0.9137	4.0233	0.8970	4.0066	0.9002	4.0098
0.25	0.2250	1.40	0.2956	6.0444	1.8621	2.1121	0.4793	2.5914	0.4705	2.5826	0.4721	2.5842
0.30	0.2700	1.50	0.3188	5.0370	1.2932	1.5932	0.2862	1.8794	0.2809	1.8741	0.2819	1.8751
0.35	0.3150	1.60	0.3384	4.3175	0.9501	1.3001	0.1865	1.4866	0.1832	1.4833	0.1838	1.4839
0.40	0.3600	1.70	0.3553	3.7778	0.7274	1.1274	0.1296	1.2570	0.1272	1.2546	0.1276	1.2550
0.45	0.4050	1.80	0.3699	3.3580	0.5747	1.0247	0.0945	1.1192	0.1192	1.1174	0.0930	1.1177
0.50	0.4500	1.90	0.3828	3.0222	0.4635	0.9655	0.0714	1.0369	0.0701	1.0356	0.0704	1.0359
0.55	0.4950	2.00	0.3942	2.7475	0.3847	0.9347	0.0557	0.9904	0.0547	0.9894	0.0549	0.9896
0.60	0.5400	2.10	0.4044	2.5185	0.3233	0.9233	0.0445	0.9678	0.0437	0.9670	0.0438	0.9671
0.65	0.5850	2.20	0.4135	2.3240	0.2375	0.9255	0.0362	0.9617	0.0356	0.9611	0.0357	0.9612
0.70	0.6300	2.30	0.4218	2.1587	0.2375	0.9375	0.0301	0.9676	0.0295	0.9670	0.0296	0.9671
0.75	0.6750	2.40	0.4293	2.0148	0.2069	0.9569	0.0252	0.9621	0.0248	0.9817	0.0248	0.9817
0.80	0.7200	2.50	0.4361	1.8889	0.1819	0.9819	0.0185	1.0004	0.0211	1.0030	0.0212	1.0030

CUADRO No 3.49

Calculo de la energia (E), Pérdida de carga (hf), para el trazo de las curvas: tirantes vs. energia (E) y tirante vs. E + hf cuando el ancho de la plantilla del canal b = 0.85 m

Tirante	Area	Perimetro	Radio Hid.	Velocidad	V	Energia	$hf = L \left( \frac{V^5}{K^3 R^4} \right)$	E+hf	$E + hf_2$	hfs	E+hf3	
d	A	p	(RH)	V	$h = \frac{V^2}{2g}$	Energia	$hf = L \left( \frac{V^5}{K^3 R^4} \right)$	E+hf	$E + hf_2$	hfs	E+hf3	
m	m <sup>2</sup>	m	m	m/s	m	m	m	m	m	m	m	
0.10	0.0850	1.05	0.1871	14.2353	10.3284	10.4284	6.6348	17.0632	6.5137	16.9421	6.5364	16.9648
0.15	0.1275	1.15	0.2308	9.4902	4.5904	4.7404	1.9378	6.6782	1.9027	6.6428	1.9091	6.6495
0.20	0.1700	1.25	0.2645	7.1176	2.5821	2.7821	0.8299	3.6120	0.8148	3.5969	0.8177	3.6000
0.25	0.2125	1.35	0.2915	5.6941	1.6525	1.9025	0.3160	2.2185	0.3102	2.7127	0.3113	2.2138
0.30	0.2550	1.45	0.3139	4.7451	1.1476	1.4476	0.2620	1.7096	0.2571	1.7047	0.3580	1.7056
0.35	0.2975	1.55	0.3327	4.0672	0.8431	1.1931	0.1714	1.3645	0.1682	1.3613	0.2688	1.3619
0.40	0.3400	1.65	0.3489	3.5588	0.6455	1.0455	0.1193	1.1648	0.1171	1.1626	0.1175	1.1630
0.45	0.3825	1.75	0.3629	3.1634	0.5100	0.96	0.0871	1.0471	0.0855	1.0455	0.0858	1.0458
0.50	0.4250	1.85	0.3751	2.8471	0.4131	0.9131	0.0660	0.9791	0.0648	0.9779	0.0650	0.9781
0.55	0.4675	1.95	0.3859	2.5882	0.3414	0.8914	0.0516	0.9430	0.0506	0.9420	0.0508	0.9422
0.60	0.5100	2.05	0.3956	2.3725	0.2869	0.8869	0.0413	0.9282	0.0405	0.9278	0.0407	0.9276
0.65	0.5525	2.15	0.4042	2.1900	0.2445	0.8944	0.0336	0.9280	0.0330	0.9274	0.0331	0.9275
0.70	0.5950	2.25	0.4120	2.0336	0.2100	0.9108	0.0280	0.9388	0.0274	0.9382	0.0275	0.9383
0.75	0.6375	2.35	0.4191	1.8980	0.1836	0.9336	0.0235	0.9571	0.0231	0.9567	0.0232	0.9568
0.80	0.6800	2.45	0.4255	1.7794	0.1614	0.9614	0.0200	0.9814	0.0197	0.9811	0.0198	0.9820

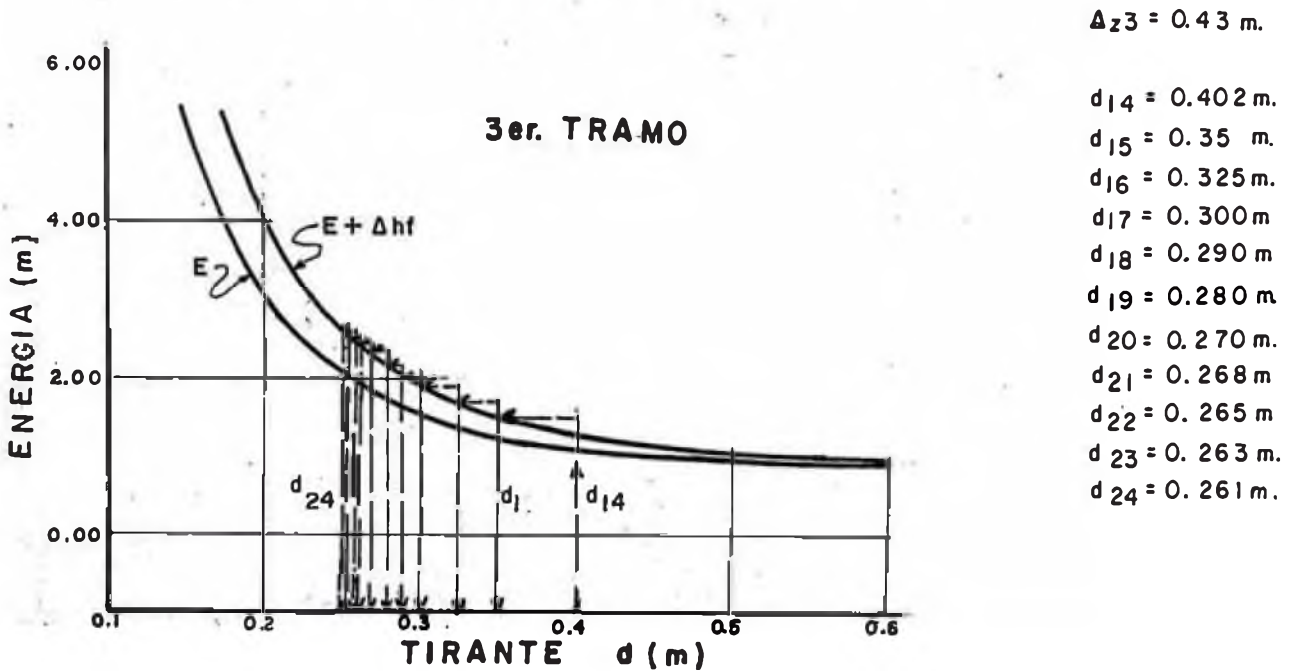
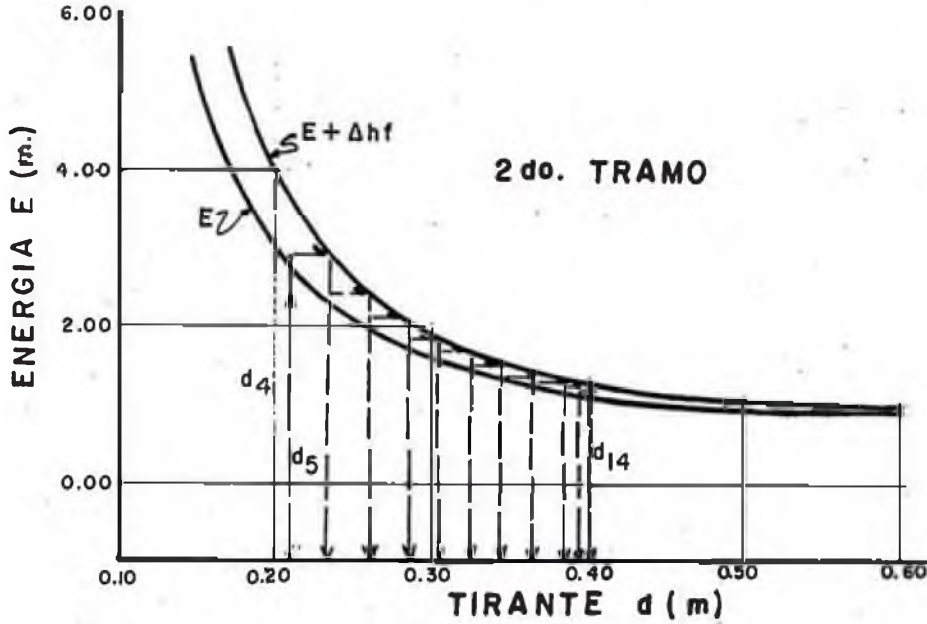
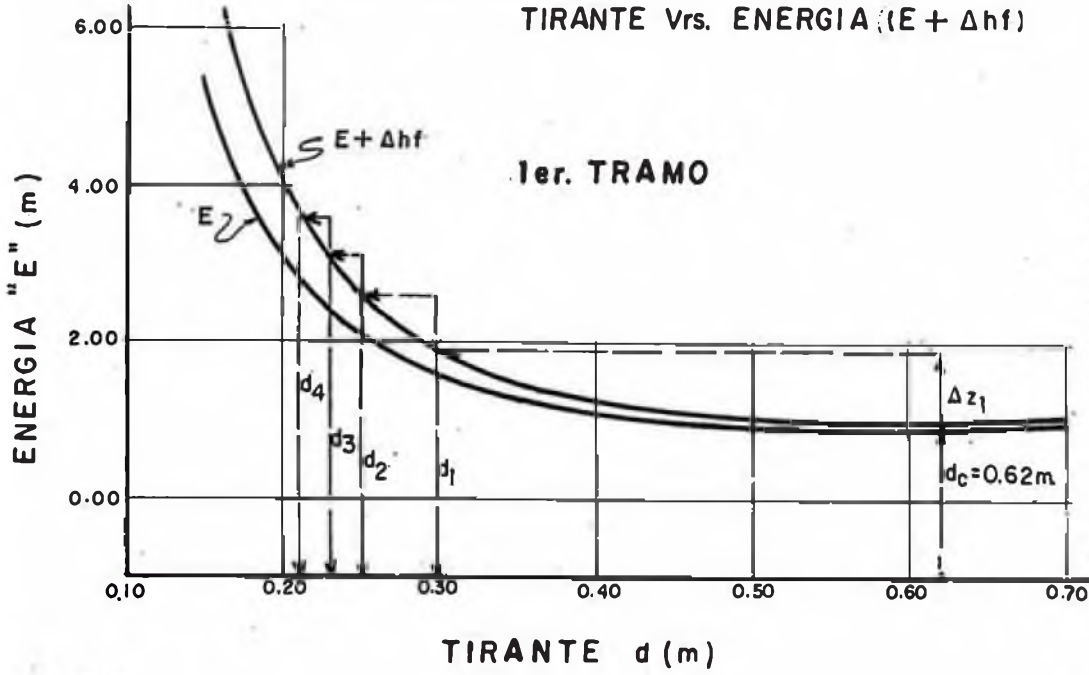
CUADRO No 3.50

Calculo de la energia (E), Perdida de carga (hf), para el trazo de las curvas: tirantes vs. energia (E) y tirante vs. E + hf cuando el ancho de la plantilla del canal b = 0.70 m

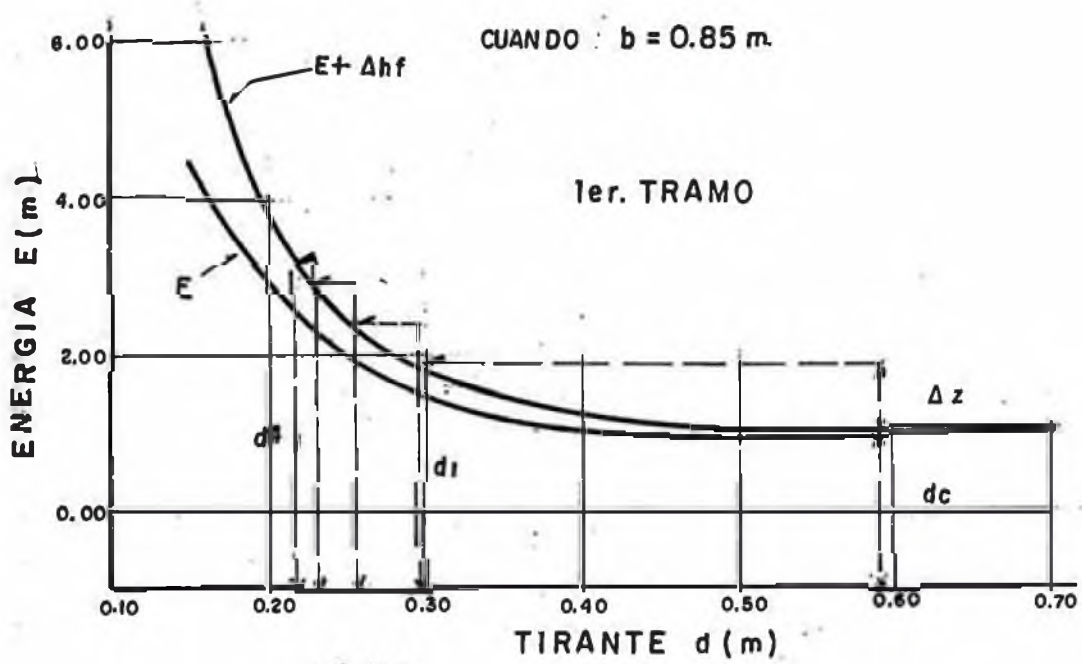
Tirante d	Area A	Perimetro p	Radio R	Hid. Velocidad V	V = Q/A	h = Zg / (R <sup>4/3</sup> )	Energia hf = L (m) / R <sup>4/3</sup>	E + hf	hf	E + hf	hf	E + hf
0.10	0.0700	0.90	0.1822	14.5714	10.8219	10.8219	7.3307	18.2526	7.1969	18.1188	7.2220	18.1439
0.15	0.1050	1.00	0.2226	9.7143	4.8048	4.9598	2.1828	7.1426	2.1429	7.2027	2.1504	6.9602
0.20	0.1400	1.10	0.2530	7.2857	2.7055	2.9055	0.9505	3.8560	0.9331	3.8386	0.9363	3.8418
0.25	0.1750	1.20	0.2771	5.8286	1.7315	1.9815	0.5071	2.4886	0.4978	2.4793	0.4996	2.4811
0.30	0.2100	1.30	0.2966	4.8571	1.2024	1.5024	0.3073	1.8097	0.3017	1.8041	0.3028	1.8052
0.35	0.2450	1.40	0.3129	4.1633	0.8834	1.2334	0.2029	1.4363	0.1992	1.4326	0.1999	1.4328
0.40	0.2800	1.50	0.3266	3.6429	0.6764	1.0764	0.1426	1.2190	0.1400	1.2164	0.1405	1.2169
0.45	0.3150	1.60	0.3384	3.2381	0.5344	0.9844	0.1050	1.0894	0.1030	1.0834	0.1034	1.0878
0.50	0.3500	1.70	0.3467	2.9143	0.4329	0.9329	0.0811	1.0140	0.0795	1.0119	0.0798	1.0127
0.55	0.3850	1.80	0.3577	2.6494	0.3578	0.9078	0.0628	0.9706	0.0617	0.9695	0.0619	0.9697
0.60	0.4200	1.90	0.3656	2.4286	0.3006	0.9006	0.0505	0.9511	0.0496	0.9502	0.0498	0.9504
0.65	0.4550	2.00	0.3727	2.2418	0.2561	0.9061	0.0415	0.9476	0.0407	0.9468	0.0409	0.9502
0.70	0.4900	2.10	0.3790	2.0816	0.2209	0.9208	0.0346	0.9554	0.0340	0.9548	0.0341	0.9549
0.75	0.5250	2.20	0.3847	1.9429	0.1924	0.9424	0.0293	0.9717	0.0287	0.9711	0.0289	0.9713
0.80	0.5600	2.30	0.3899	1.8214	0.1691	0.9691	0.0250	0.9941	0.0246	0.9931	0.0247	0.9934



**CURVAS : TIRANTE Vrs. ENERGIA (E)**  
**TIRANTE Vrs. ENERGIA (E + Δhf)**

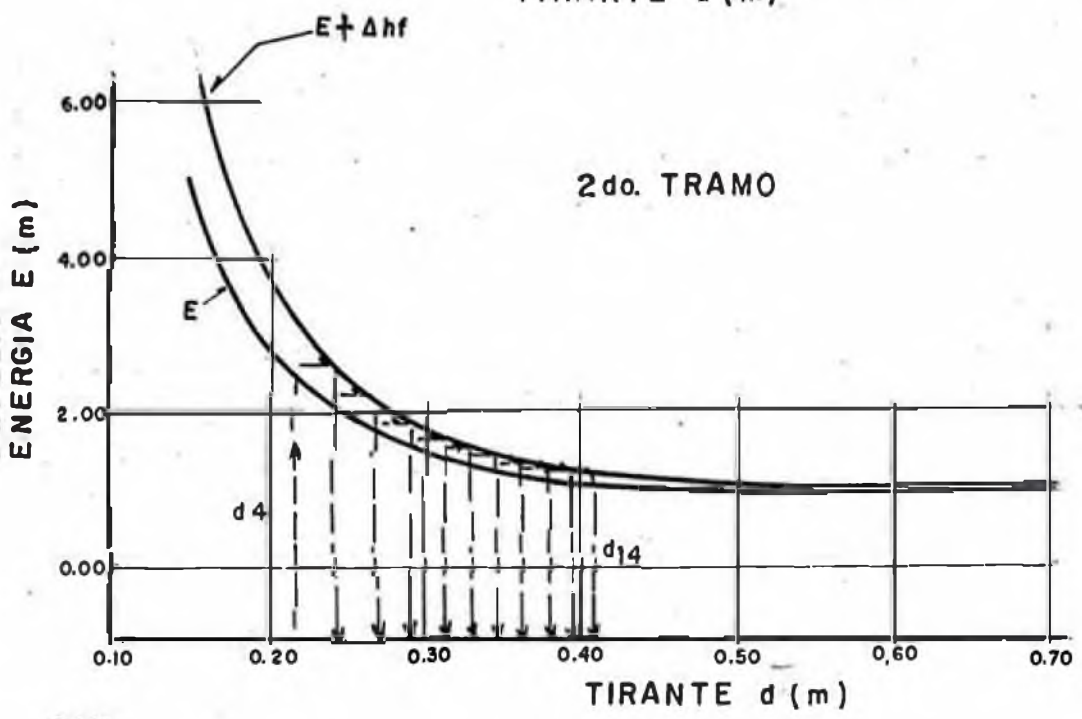


**CURVAS : TIRANTE Vrs. ENERGIA (E)  
TIRANTE Vrs. ENERGIA (E)+PERDIDA DE CARGA ( $\Delta hf$ )**

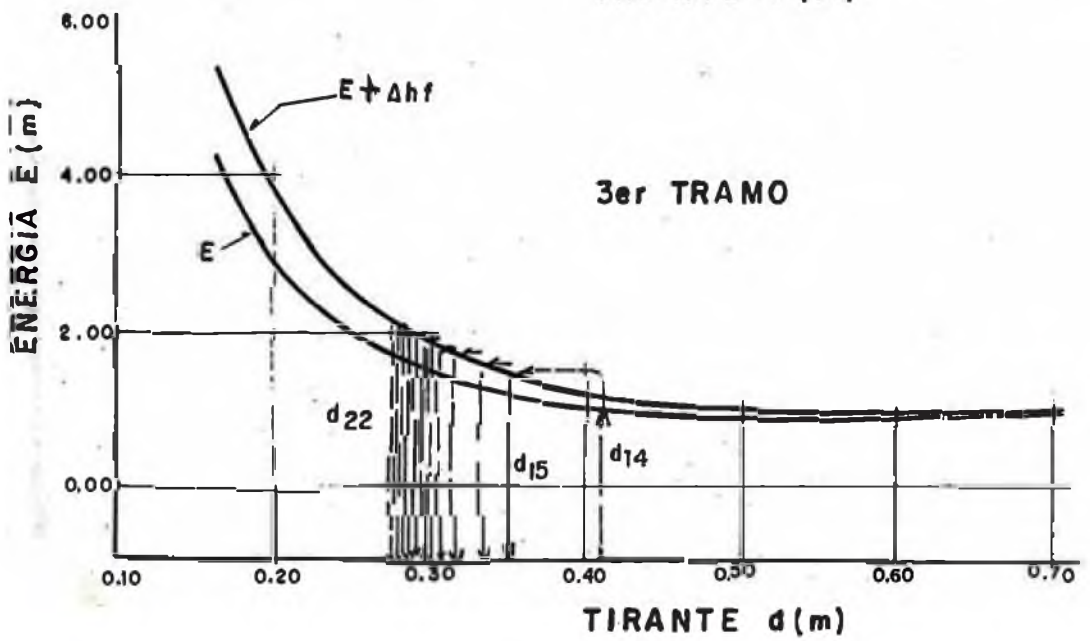


- $d_1 = 0.298 \text{ m}$ .
- $d_2 = 0.255 \text{ m}$ .
- $d_3 = 0.23 \text{ m}$ .
- $d_4 = 0.213 \text{ m}$ .

$\Delta z_1 = 0.97$   
 $d_c = 0.59 \text{ m}$



- $\Delta z_2 = 0.10 \text{ m}$ .
- $d_4 = 0.215 \text{ m}$ .
- $d_5 = 0.240 \text{ m}$ .
- $d_6 = 0.265 \text{ m}$ .
- $d_7 = 0.280 \text{ m}$ .
- $d_8 = 0.310 \text{ m}$ .
- $d_9 = 0.330 \text{ m}$ .
- $d_{10} = 0.345 \text{ m}$ .
- $d_{11} = 0.360 \text{ m}$ .
- $d_{12} = 0.378 \text{ m}$ .
- $d_{13} = 0.391 \text{ m}$ .
- $d_{14} = 0.410 \text{ m}$ .

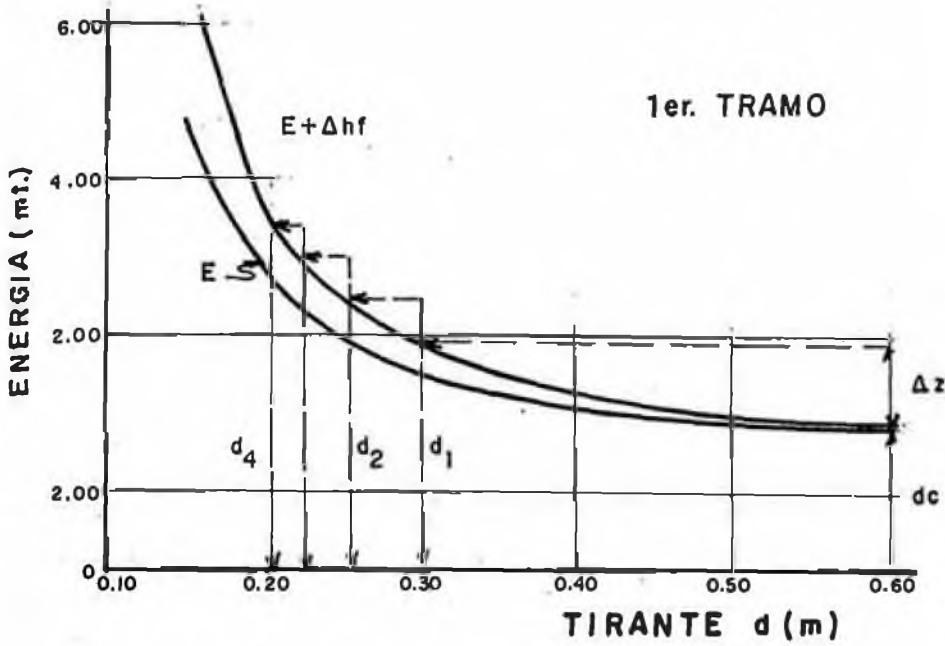


- $\Delta z_3 = 0.43 \text{ m}$ .
- $d_{14} = 0.41 \text{ m}$ .
- $d_{15} = 0.35 \text{ m}$ .
- $d_{16} = 0.33 \text{ m}$ .
- $d_{17} = 0.315 \text{ m}$ .
- $d_{18} = 0.305 \text{ m}$ .
- $d_{19} = 0.296 \text{ m}$ .
- $d_{20} = 0.290 \text{ m}$ .
- $d_{21} = 0.285 \text{ m}$ .
- $d_{22} = 0.280 \text{ m}$ .
- $d_{23} = 0.277 \text{ m}$ .
- $d_{24} = 0.275 \text{ m}$ .

CURVAS : TIRANTE Vrs. ENERGIA (E)

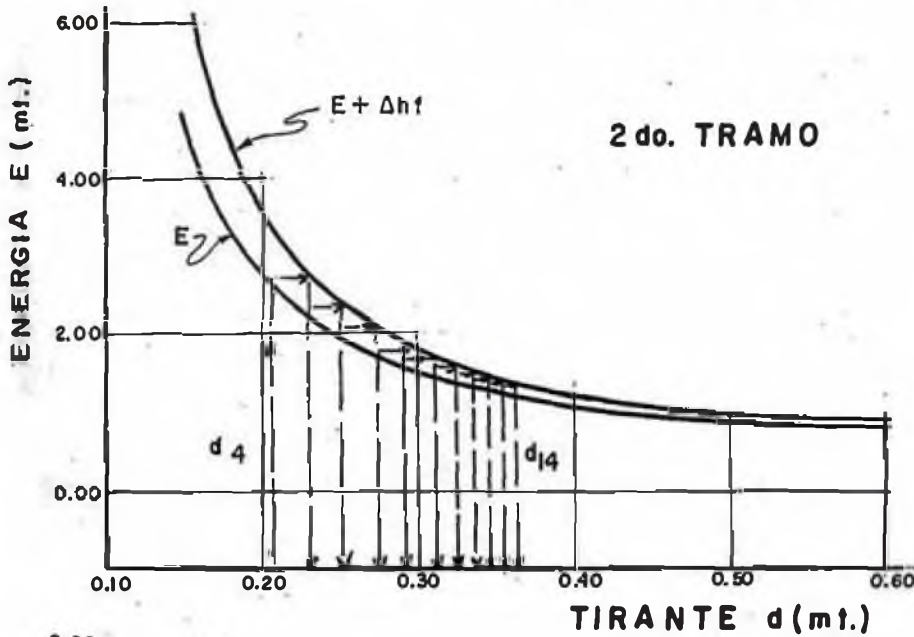
TIRANTE Vrs. ENERGIA (E) + PERDIDA DE CARGA ( $\Delta hf$ )

Cuando  $b = 0.70$  m.



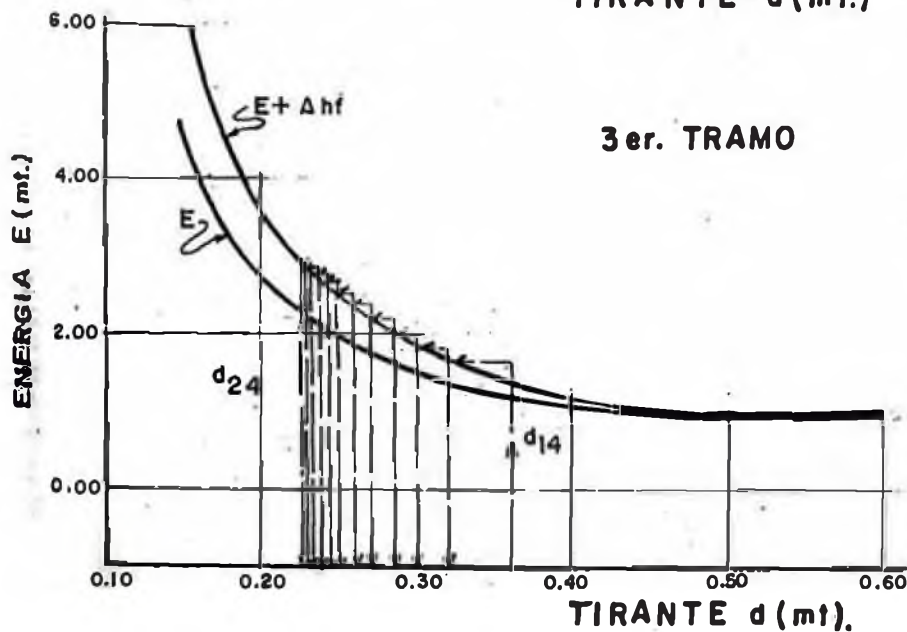
- $d_1 = 0.300$  m
- $d_2 = 0.255$  m
- $d_3 = 0.225$  m
- $d_4 = 0.205$  m

$\Delta z_1 = 0.972$  m  
 $d_c = 0.60$  m



$\Delta z_2 = 0.10$  m.

- $d_4 = 0.205$  m
- $d_5 = 0.230$  m
- $d_6 = 0.253$  m
- $d_7 = 0.275$  m
- $d_8 = 0.290$  m
- $d_9 = 0.310$  m
- $d_{10} = 0.325$  m
- $d_{11} = 0.335$  m
- $d_{12} = 0.345$  m
- $d_{13} = 0.355$  m
- $d_{14} = 0.362$  m



$\Delta z_3 = 0.43$  m.

- $d_{14} = 0.362$  m
- $d_{15} = 0.32$  m
- $d_{16} = 0.30$  m
- $d_{17} = 0.285$  m
- $d_{18} = 0.270$  m
- $d_{19} = 0.260$  m
- $d_{20} = 0.250$  m
- $d_{21} = 0.245$  m
- $d_{22} = 0.238$  m
- $d_{23} = 0.234$  m
- $d_{24} = 0.255$  m



Los tirantes del canal de la rápida obtenidos cada 5 metros de los gráficos N° 3.21, 3.22, 3.23 para cada alternativa se muestran en el cuadro N° 3.50

Cuadro N° 3.51 - Tirantes de escurrimiento en el canal de la rápida, para cada alternativa de avenida

progresiva km	tirantes de escurrimiento "d" (m)		
	alternativa N°1	alternativa N°2	alternativa N° 3
0+340			
0+345	0.296	0.298	0.300
0+350	0.250	0.255	0.255
0+355	0.230	0.230	0.225
0+360	0.210	0.215	0.205
0+365	0.235	0.240	0.230
0+370	0.260	0.265	0.253
0+375	0.285	0.280	0.275
0+380	0.305	0.310	0.290
0+385	0.350	0.330	0.310
0+390	0.370	0.345	0.325
0+395	0.365	0.360	0.335
0+400	0.385	0.378	0.245
0+405	0.395	0.395	0.255
0+410	0.402	0.410	0.362
0+415	0.350	0.350	0.320
0+420	0.325	0.330	0.300
0+425	0.300	0.315	0.285
0+430	0.290	0.305	0.270
0+435	0.280	0.296	0.260
0+440	0.270	0.290	0.250
0+445	0.268	0.285	0.245
0+450	0.265	0.280	0.238
0+455	0.263	0.277	0.234
0+460	0.261	0.275	0.225

Cálculo de la trayectoria

Se sigue el mismo procedimiento de las alternativas N° 2 y 4.

En la ecuación 3.01.15:

$$y = -\left[ x \tan \theta + \frac{x^2}{2v_{\text{máx}}^2} (1 + \tan^2 \theta) \right]$$

Donde  $\theta = \text{Arctan}(0.086)$

$$v_{\text{máx}} = 1.5 \sqrt{0+460}$$

La velocidad máxima al principio de la trayectoria para cada alternativa será:

$$v_1 \text{ máx} = 1.5 \left[ 1.36 / (0.261 \times 0.90) \right] = 8.685 \text{ m/seg}$$

$$v_2 \text{ máx} = 1.5 \left[ 1.21 / (0.261 \times 0.85) \right] = 8.181 \text{ m/seg}$$

$$v_3 \text{ máx} = 1.5 \left[ 1.02 / (0.225 \times 0.70) \right] = 6.476 \text{ m/seg}$$

Reemplazando valores en la ecuación de la trayectoria (ecuación 3.01.15)

Alternativa N° 1

$$y = - \left[ 0.086 x + \frac{9.81 x^2 (1 + 0.086^2)}{2 (8.685)^2} \right]$$

$$y = - [0.086 x + 0.0655 x^2]$$

Alternativa N° 2

$$y = - \left[ 0.086 x + \frac{9.81 x^2 (1 + 0.086^2)}{2 (8.181)^2} \right]$$

$$y = - [0.086 x + 0.0738 x^2]$$

Alternativa N° 3

$$y = - \left[ 0.086 x + \frac{9.81 x^2 (1 + 0.086^2)}{2 (6.476)^2} \right]$$

$$y = - [0.086 x + 0.1178 x^2]$$

### Diseño hidráulico de tanque amortiguador

Emplearemos el método semigráfico

1) Trazo de la curva: elevaciones vs. tirantes

Calcularemos la elevación de la energía al final del canal de la rápida:

$$G = \text{cota al final canal rápida} + d + h_v$$

La cota al final del canal de la rápida será: 8.00 m para las tres alternativas.

Reemplazando valores:

Alternativa N° 1

$$G = 8.00 + 0.261 + \frac{(1.36 / (0.9 \times 0.261))^2}{2 \times 9.81} = 9.970 \text{ m}$$

Alternativa N° 2

$$G = 8.00 + 0.275 + \frac{(1.21 / (0.85 \times 0.275))^2}{2 \times 9.81} = 9.641 \text{ m}$$

Alternativa N° 3

$$G = 8.00 + 0.225 + \frac{(1.02 / (0.7 \times 0.225))^2}{2 \times 9.81} = 10.363 \text{ m}$$

Para el trazo de la curva se elabora los siguientes cuadros para cada una de las alternativas.

Cuadro N° 3.52 - Obtención de las curvas: elevación vs tirantes para la primera alternativa

tirante (d) (m)	área (A) (m <sup>2</sup> )	velocidad (v) (m/s)	$h_v=v^2/2g$ (m)	d + $h_v$ (m)	elevación 9.970-(d+h <sub>v</sub> ) (m)
0.12	0.108	12.59	8.08	8.20	1.77
0.14	0.126	10.79	5.93	6.07	3.90
0.16	0.144	9.44	4.54	4.70	5.27
0.18	0.162	8.40	3.60	3.78	6.19
0.20	0.180	7.56	2.91	3.11	6.86
0.22	0.198	6.87	2.41	2.63	7.34
0.24	0.216	6.30	2.02	2.26	7.71
0.26	0.234	5.81	1.72	1.98	7.99
0.28	0.252	5.40	1.49	1.77	8.20
0.30	0.270	5.04	1.29	1.59	8.38
0.32	0.288	4.72	1.14	1.46	8.51

Cuadro N° 3.53 - Obtención de las curvas: elevación vs tirantes para la segunda alternativa

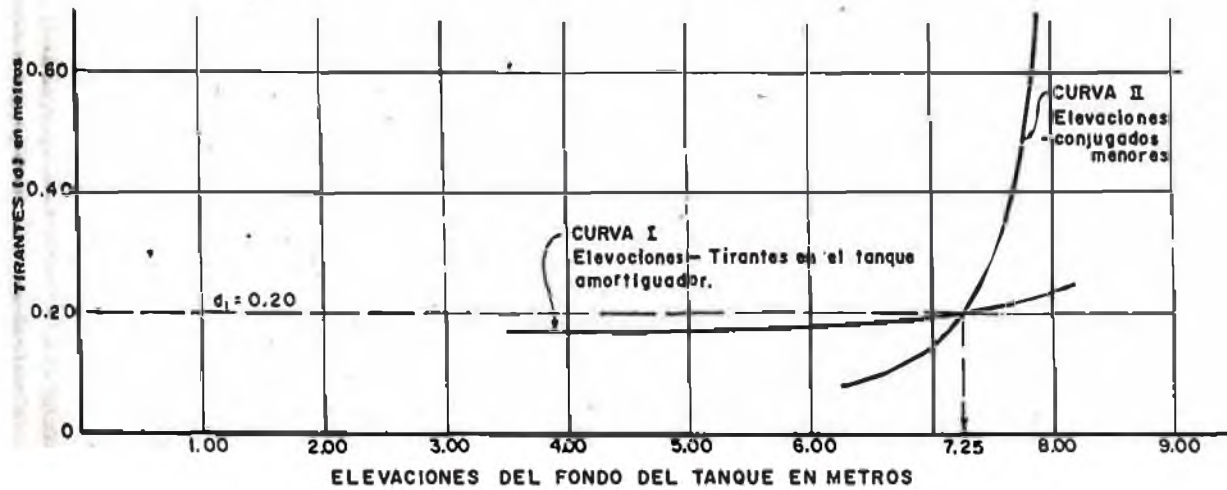
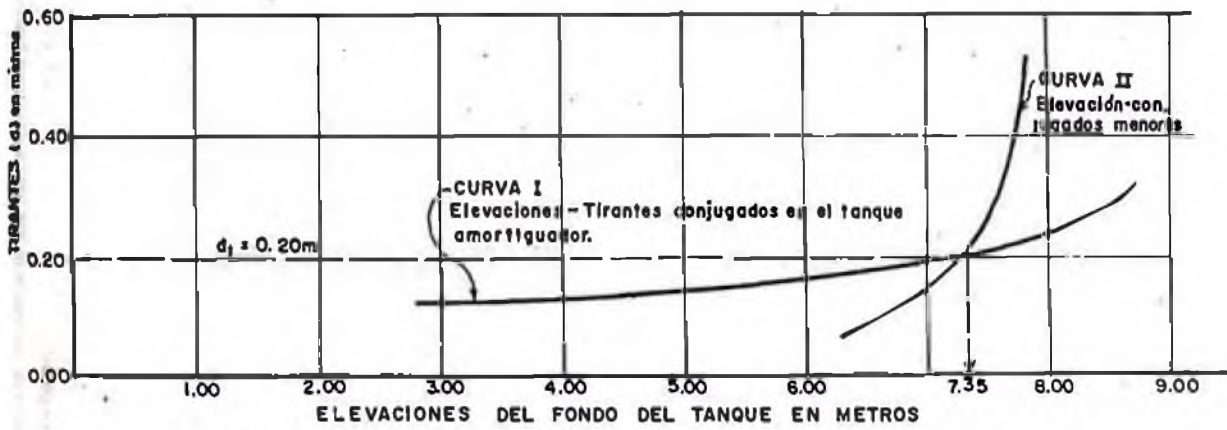
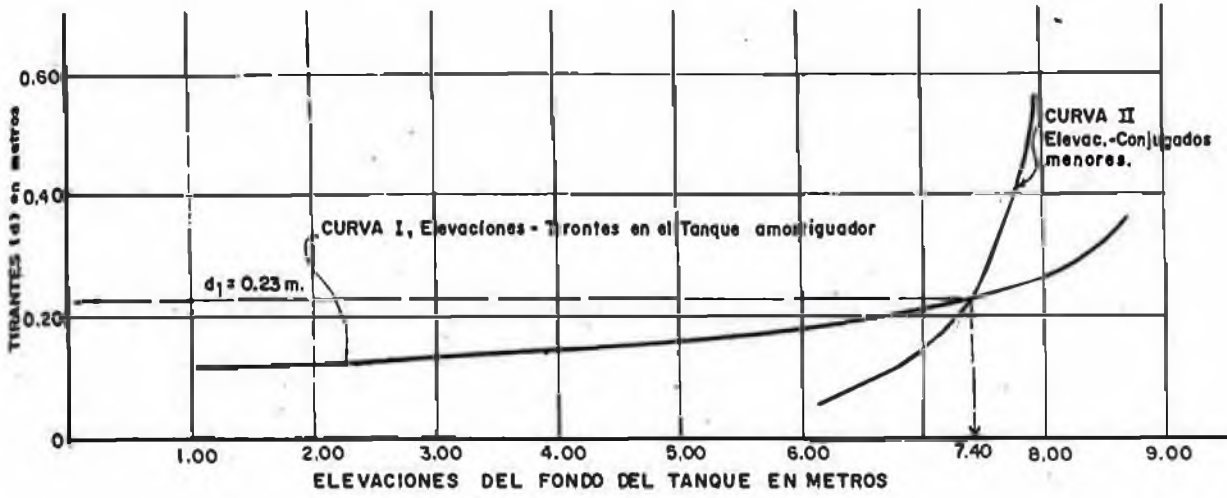
tirante (d) (m)	área (A) (m <sup>2</sup> )	velocidad (v) (m/s)	$h_v=v^2/2g$ (m)	d + $h_v$ (m)	elevación 9.970-(d+h <sub>v</sub> ) (m)
0.12	0.102	11.86	7.17	7.29	2.351
0.14	0.119	10.17	5.27	5.41	4.231
0.16	0.136	8.90	4.04	4.20	5.441
0.18	0.153	7.91	3.19	3.37	6.271
0.20	0.170	7.12	2.58	2.78	6.861
0.22	0.187	6.47	2.13	2.35	7.291
0.24	0.204	5.93	1.79	2.03	7.611
0.26	0.221	5.48	1.53	1.79	7.851
0.28	0.238	5.08	1.32	1.60	8.041
0.30	0.255	4.75	1.15	1.45	8.191
0.32	0.272	4.45	1.01	1.33	8.331

Cuadro N° 3.54 - Obtención de las curvas: elevación vs tirantes para la tercera alternativa

tirante (d) (m)	área (A) (m <sup>2</sup> )	velocidad (v) (m/s)	$h_v=v^2/2g$ (m)	d + h <sub>v</sub> (m)	elevación 9.970-(d+h <sub>v</sub> ) (m)
0.12	0.084	12.14	7.51	7.63	2.733
0.14	0.098	10.41	5.52	5.66	4.703
0.16	0.112	9.11	4.23	4.39	5.973
0.18	0.126	8.10	3.34	3.52	6.843
0.20	0.140	7.29	2.71	2.91	7.453
0.22	0.154	6.62	2.23	2.45	7.913
0.24	0.168	6.07	1.88	2.12	8.243
0.26	0.182	5.60	1.60	1.86	8.503
0.28	0.196	5.20	1.37	1.66	8.703
0.30	0.210	4.86	1.20	1.50	8.863
0.32	0.224	4.55	1.06	1.38	8.983

Con los valores de los tirantes y elevación se traza la curva para cada alternativa en el gráfico N° 3.24.

**CURVAS: ELEVACIONES Vs TIRANTE EN EL TANQUE AMORTIGUADOR  
ELEVACIONES Vs CONJUGADOS MENORES.**



Cálculo de las curvas: elevaciones vs. tirantes  
conjugados menores

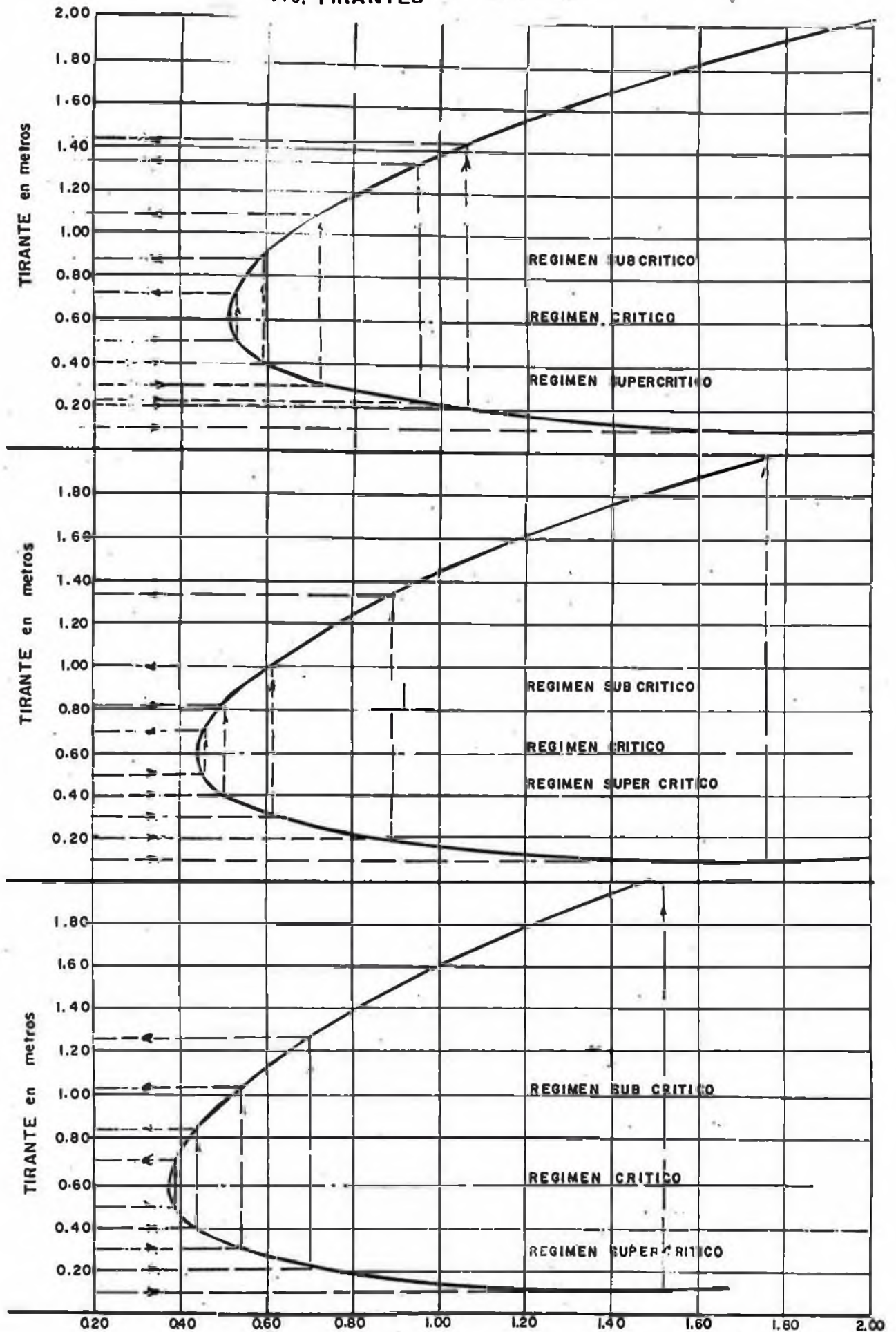
Para el trazo de estas curvas elaboramos las tablas de los cuadros N° 3.55, 3.56 y 3.57, en función de tirantes asumidos y la ecuación fundamental del salto hidráulico (ecuación 3.01.15) y se dibuja el gráfico N° 3.25.

Cuadro N° 3.55 - Cálculo de la ecuación fundamental del salto hidráulico (F) cuando el ancho del canal es de 0.9 m

tirante (m)	área (A) (m <sup>2</sup> )	V=Q/A (m/s)	Q V/6 (m <sup>3</sup> )	$\bar{y}$ (m)	A $\bar{y}$ <sup>3</sup> (m <sup>3</sup> )	F <sub>3</sub> (m <sup>3</sup> )
0.10	0.090	15.111	2.094	0.05	0.005	2.099
0.20	0.180	7.556	1.047	0.10	0.018	1.065
0.40	0.360	3.778	0.524	0.20	0.072	0.596
0.60	0.540	2.519	0.349	0.30	0.162	0.511
0.80	0.720	1.889	0.262	0.40	0.288	0.550
1.00	0.900	1.511	0.209	0.50	0.450	0.659
1.20	1.080	1.259	0.175	0.60	0.648	0.823
1.40	1.260	1.079	0.150	0.70	0.882	1.032
1.60	1.440	0.944	0.131	0.80	1.152	1.283
1.80	1.620	0.840	0.116	0.90	1.458	1.574
2.00	1.800	0.756	0.105	1.00	1.800	1.905
2.20	1.980	0.687	0.095	1.10	2.178	2.273
2.40	2.160	0.630	0.087	1.20	2.592	2.679



**CURVAS: Ec. FUNDAMENTAL DEL SALTO HIDRAULICO  
Vrs. TIRANTES**



ECUACION FUND. del S.H. (F) En METROS CUBICOS

Cuadro N° 3.56 - Cálculo de la ecuación fundamental del salto hidráulico (F) cuando el ancho del canal es de 0.85 m

tirante (m)	área (A) (m <sup>2</sup> )	V=Q/A (m/s)	Q V/G (m <sup>3</sup> )	y (m)	Ay <sup>3</sup> (m <sup>3</sup> )	F <sub>3</sub> (m <sup>3</sup> )
0.10	0.085	14.235	1.756	0.05	0.004	1.760
0.20	0.170	7.118	0.878	0.10	0.017	0.895
0.40	0.340	3.559	0.439	0.20	0.068	0.507
0.60	0.510	2.372	0.293	0.30	0.153	0.446
0.80	0.680	1.779	0.219	0.40	0.272	0.491
1.00	0.850	1.424	0.176	0.50	0.425	0.601
1.20	1.020	1.186	0.146	0.60	0.612	0.758
1.40	1.190	1.017	0.125	0.70	0.833	0.958
1.60	1.360	0.890	0.110	0.80	1.088	1.198
1.80	1.530	0.791	0.098	0.90	1.377	1.475
2.00	1.700	0.712	0.088	1.00	1.700	1.788
2.20	1.870	0.647	0.080	1.10	2.057	2.137
2.40	2.040	0.593	0.073	1.20	2.448	2.521

Cuadro N° 3.57 - Cálculo de la ecuación fundamental del salto hidráulico (F) cuando el ancho del canal es de 0.70 m

tirante (m)	área (A) (m <sup>2</sup> )	V=Q/A (m/s)	Q V/G (m <sup>3</sup> )	$\bar{y}$ (m)	A $\bar{y}^3$ (m <sup>3</sup> )	F (m <sup>3</sup> )
0.10	0.070	14.571	1.515	0.05	0.004	1.519
0.20	0.140	7.286	0.758	0.10	0.014	0.772
0.40	0.280	3.643	0.379	0.20	0.056	0.435
0.60	0.420	2.429	0.248	0.30	0.126	0.374
0.80	0.560	1.821	0.189	0.40	0.224	0.413
1.00	0.700	1.457	0.152	0.50	0.350	0.502
1.20	0.840	1.214	0.126	0.60	0.504	0.630
1.40	0.980	1.041	0.108	0.70	0.686	0.794
1.60	1.120	0.911	0.095	0.80	0.896	0.991
1.80	1.260	0.819	0.084	0.90	1.134	1.218
2.00	1.400	0.729	0.074	1.00	1.400	1.474
2.20	1.540	0.662	0.069	1.10	1.694	1.768
2.40	1.680	0.607	0.063	1.20	2.096	2.079

Para la obtención de la curva elevación-tirantes conjugados menores, se obtiene eligiendo un tirante  $d_1$  con el cual se obtiene el tirante  $d_2$  del gráfico Función F-tirantes conjugados. Se resta este tirante  $d_2$  de la elevación del nivel del agua (G) obteniéndose así la elevación correspondiente al tirante elegido  $d_1$  elaborándose las tablas de los cuadros N° 3.58, 3.59 y 3.60.

De la misma manera se procede hasta obtener los puntos suficientes para el dibujo de la Curva II del gráfico N° 3.24.

Calcularemos la elevación de la energía a la entrada del conducto cubierto aguas abajo mediante la ecuación 3.01.12:

$$G = \text{cota a la entrada de conducto} + d + v^2/2g$$

Reemplazando valores se tiene:

$$\text{Alternativa N}^\circ 1, G = 7.50 + 0.57 + (2.65)^2 / (2 \times 9.81) = 8.428 \text{ m}$$

$$\text{Alternativa N}^\circ 2, G = 7.50 + 0.56 + (2.54)^2 / (2 \times 9.81) = 8.389 \text{ m}$$

$$\text{Alternativa N}^\circ 3, G = 7.50 + 0.60 + (2.43)^2 / (2 \times 9.81) = 8.401 \text{ m}$$

Con estos valores calcularemos la elevación del fondo del tanque amortiguador en los siguientes cuadros.

Cuadro N° 3.58 - Obtención de la curva: Elevación- tirantes conjugados cuando el ancho del canal  $b = 0.90 \text{ m}$

conjugado menor ( $d_1$ ) (m)	conjugado mayor ( $d_2$ ) (m)	área mojada ( $A_2$ ) (m <sup>2</sup> )	$v_2^2/2g$ (m)	$d_2 + v_2^2/2g$ (m)	elevación fondo del tanque $8.428 - (d_2 + v_2^2/2g)$ (m)
0.10	2.13	1.917	0.026	2.156	6.272
0.20	1.42	1.278	0.058	1.478	6.950
0.30	1.105	0.9945	0.095	1.200	7.228
0.40	0.88	0.792	0.150	1.030	7.398
0.50	0.72	0.648	0.225	0.945	7.483

Cuadro N° 3.59 - Obtención de la curva: Elevación-tirantes conjugados cuando el ancho del canal  $b = 0.85$  m

conjugado menor ( $d_1$ ) (m)	conjugado mayor ( $d_2$ ) (m)	área mojada ( $A_2$ ) (m <sup>2</sup> )	$v_2^2/2g$ (m)	$d_2+v_2^2/2g$ (m)	elevación fondo del tanque $8.389 - (d_2+v_2^2/2g)$ (m)
0.10	1.99	1.692	0.026	2.016	6.373
0.20	1.34	1.139	0.058	1.398	7.003
0.30	1.03	0.8765	0.097	1.127	7.274
0.40	0.82	0.697	0.154	0.974	7.427
0.50	0.70	0.595	0.211	0.911	7.490

Cuadro N° 3.60 - Obtención de la curva: Elevación-tirantes conjugados cuando el ancho del canal  $b = 0.70$  m

conjugado menor ( $d_1$ ) (m)	conjugado mayor ( $d_2$ ) (m)	área mojada ( $A_2$ ) (m <sup>2</sup> )	$v_2^2/2g$ (m)	$d_2+v_2^2/2g$ (m)	elevación fondo del tanque $8.401 - (d_2+v_2^2/2g)$ (m)
0.10	2.03	1.421	0.026	2.056	6.345
0.20	1.36	0.952	0.059	1.419	7.982
0.30	1.06	0.742	0.096	1.156	7.245
0.40	0.86	0.602	0.146	1.006	7.395
0.50	0.72	0.504	0.209	0.929	7.472

Con la intersección de las curvas elevaciones vs. tirantes y elevaciones vs. conjugados menores, se obtiene el tirante conjugado menor  $d_1$ , así como la elevación del fondo del tanque amortiguador; y de la curva Función F vs. tirantes conjugados se obtiene con el valor de  $d_1$  el tirante conjugado mayor  $d_2$ . Así tenemos:

Para la alternativa N° 1

Tirante conjugado menor,  $d_1 = 0.23$  m

Elevación fondo del tanque amortiguador: 7.40 m

Tirante conjugado mayor,  $d_2 = 1.31$  m

Para la alternativa N° 2

Tirante conjugado menor,  $d_1 = 0.20$  m

Elevación fondo del tanque amortiguador: 7.35 m

Tirante conjugado mayor,  $d_2 = 1.34$  m

Para la alternativa N° 3

Tirante conjugado menor,  $d_1 = 0.20$  m

Elevación fondo del tanque amortiguador: 7.25 m

Tirante conjugado mayor,  $d_2 = 1.37$  m

Verificación de la ecuación Fundamental del Salto Hidráulico

Se emplea la ecuación 3.01.16

$$A_1 \bar{y}_1 + \frac{Q^2}{A_1 g} = A_2 \bar{y}_2 + \frac{Q^2}{A_2 g}$$

- De la primera alternativa:

$$A_1 = 0.23 \times 0.9 = 0.207 \text{ m}^2$$

$$\bar{y}_1 = 0.23 / 2 = 0.115 \text{ m}$$

$$A_2 = 1.31 \times 0.9 = 1.179 \text{ m}^2$$

$$\bar{y}_2 = 1.37 / 2 = 0.655 \text{ m}$$

Reemplazando valores:

$$0.207 \times 0.115 + \frac{1.36^2}{0.207 \times 9.81} = 1.179 \times 0.655 + \frac{1.36^2}{1.179 \times 9.81}$$

$$0.935 \approx 0.932$$

- De la segunda alternativa:

$$A_1 = 0.20 \times 0.85 = 0.170 \text{ m}^2$$

$$\bar{y}_1 = 0.20 / 2 = 0.100 \text{ m}$$

$$A_2 = 1.34 \times 0.85 = 1.139 \text{ m}^2$$

$$\bar{y}_2 = 1.34 / 2 = 0.67 \text{ m}$$

Reemplazando valores:

$$0.170 \times 0.100 + \frac{1.21^2}{0.170 \times 9.81} = 1.139 \times 0.670 + \frac{1.21^2}{1.139 \times 9.81}$$

$$0.895 \approx 0.894$$



- De la tercera alternativa:

$$A_1 = 0.20 \times 0.70 = 0.140 \text{ m}^2$$

$$\bar{y}_1 = 0.20 / 2 = 0.100 \text{ m}$$

$$A_2 = 1.37 \times 0.70 = 0.959 \text{ m}^2$$

$$\bar{y}_2 = 1.37 / 2 = 0.685 \text{ m}$$

Reemplazando valores:

$$0.140 \times 0.100 + \frac{1.02^2}{0.140 \times 9.81} = 0.959 \times 0.685 + \frac{1.02^2}{0.959 \times 9.81}$$

$$0.772 \approx 0.768$$

Cálculo de la altura del escalón (e)

Será igual a la diferencia de éstas a la entrada del conducto cubierto y fondo del tanque amortiguador.

$$\text{Alternativa N}^\circ 1: e_1 = 7.50 - 7.40 = 0.10 \text{ m}$$

$$\text{Alternativa N}^\circ 2: e_1 = 7.50 - 7.35 = 0.15 \text{ m}$$

$$\text{Alternativa N}^\circ 3: e_1 = 7.50 - 7.25 = 0.25 \text{ m}$$

Comprobaremos la altura del escalón (e) mediante la relación:

$$d_2 + \frac{v_2^2}{2g} \leq e + d + \frac{v^2}{2g}$$

Alternativa N° 1:

$$1.31 + \frac{(1.36/1.179)^2}{2 \times 9.81} \leq 0.10 + 0.57 + \frac{(2.65)^2}{2 \times 9.81}$$

$$1.378 \leq 1.03$$

∴ asumiremos  $e = 0.60$  m

Alternativa N° 2:

$$1.34 + \frac{(1.21/1.139)^2}{2 \times 9.81} \leq 0.15 + 0.56 + \frac{(2.54)^2}{2 \times 9.81}$$

$$1.398 \leq 1.04$$

∴ asumiremos  $e = 0.55$  m

Alternativa N° 3:

$$1.37 + \frac{(1.02/1.959)^2}{2 \times 9.81} \leq 0.25 + 0.60 + \frac{(2.43)^2}{2 \times 9.81}$$

$$1.430 \leq 1.15$$

∴ asumiremos  $e = 0.60$  m

Por lo que la cota del fondo del tanque será:

$$\text{Alternativa N° 1: } 7.50 - 0.60 = 6.90 \text{ m}$$

$$\text{Alternativa N° 2: } 7.50 - 0.55 = 6.95 \text{ m}$$

$$\text{Alternativa N° 3: } 7.50 - 0.60 = 6.90 \text{ m}$$

## Cálculo de la Longitud del Salto Hidráulico

De la ecuación 3.01.20

$$L.S.H. = 5 ( d_2 - d_1 )$$

Calcularemos

Para la primera alternativa

$$L.S.H. = 5 ( 1.31 - 0.23 ) = 5.40 \text{ m}$$

Asumiremos  $L.S.H. = 5.50 \text{ m}$

Para la segunda alternativa

$$L.S.H. = 5 ( 1.34 - 0.20 ) = 5.70 \text{ m}$$

Asumiremos  $L.S.H. = 5.80 \text{ m}$

Para la tercera alternativa

$$L.S.H. = 5 ( 1.37 - 0.20 ) = 5.85 \text{ m}$$

Asumiremos  $L.S.H. = 6.30 \text{ m}$

Cálculo de las coordenadas y elevación de la trayectoria.

Con la ecuación de la trayectoria de la rápida y la cota de fondo del tanque amortiguador elaboraremos los siguientes cuadros.

Cuadro N° 3.61 - Valores de las coordenadas y elevación de la trayectoria para la primera alternativa

progresiva km	$y = -[0.086x + 0.0738x^2]$		Elevación (m)
	x	y	
0+460	0.00	0.00	8.00
0+461	1.00	-0.152	7.848
0+462	2.00	-0.434	7.56
0+463	3.00	-0.848	7.153
0+463.5	3.50	-1.10	6.90
0+469	Tanque Amortiguador L= 5.50 m		6.90

Cuadro N° 3.62 - Valores de las coordenadas y elevación de la trayectoria para la segunda alternativa

progresiva km	$y = -[0.086x + 0.0738x^2]$		Elevación (m)
	x	y	
0+460	0.00	0.00	8.00
0+461	1.00	-0.160	7.840
0+462	2.00	-0.467	7.533
0+463	3.00	-0.922	7.078
0+463.2	3.20	-1.05	6.95
0+469	Tanque Amortiguador L= 5.80 m		6.95

Cuadro N° 3.63 - Valores de las coordenadas y elevación de la trayectoria para la tercera alternativa

progresiva km	$y = -[0.086x + 0.0738x^2]$		Elevación (m)
	x	y	
0+460	0.00	0.00	8.00
0+461	1.00	-0.204	7.796
0+462	2.00	-0.643	7.357
0+462.7	2.70	-1.10	6.90
0+469	Tanque Amortiguador L= 6.30 m		6.90

#### Cálculo del Borde Libre en la Rápida

Emplearemos la fórmula empírica que recomienda

#### Bureau of Reclamation:

$$b.l. = 0.61 + 0.0371 v d^{1/3}$$

Elaboraremos el cuadro siguiente:

Cuadro N° 3.64 - Cálculo de bordes libres en el canal de la rápida para las tres alternativas

progresiva km	alternativa N°1			alternativa N°2			alternativa N°3		
	tirante d (m)	velocidad v (m/s)	b.l. (m)	tirante d (m)	velocidad v (m/s)	b.l. (m)	tirante d (m)	velocidad v (m/s)	b.l. (m)
0+340									
0+350	0.250	6.044	0.75	0.255	5.582	0.74	0.255	5.714	0.74
0+360	0.210	7.196	0.77	0.215	6.621	0.76	0.205	7.108	0.75
0+370	0.260	5.812	0.75	0.265	5.372	0.74	0.253	5.759	0.75
0+380	0.305	4.954	0.73	0.310	4.592	0.73	0.290	5.025	0.73
0+390	0.370	4.084	0.72	0.345	4.126	0.72	0.325	4.484	0.72
0+400	0.385	3.925	0.72	0.378	3.766	0.71	0.345	4.224	0.72
0+410	0.402	3.759	0.71	0.410	3.472	0.71	0.362	4.025	0.72
0+420	0.325	4.650	0.73	0.330	4.314	0.72	0.300	4.857	0.73
0+430	0.290	5.211	0.74	0.305	4.667	0.73	0.270	5.397	0.74
0+440	0.270	5.597	0.74	0.290	4.909	0.73	0.250	5.829	0.75
0+450	0.265	5.702	0.75	0.280	5.084	0.73	0.238	6.122	0.75
0+460	0.261	5.790	0.75	0.275	5.176	0.73	0.225	6.476	0.76

Cálculo de la longitud de transición (a la entrada del canal de la rápida)

Emplearemos la ecuación 3.01.3

Para la primera alternativa

Del cuadro 3.45,  $T_2 = 1.80$  m

Ancho superficial del canal de la rápida  $T_1 = 0.90$  m

Reemplazando en la ecuación:

$$L = \frac{1.80 - 0.90}{2 \tan 12^{\circ}30'} = 2.03 \text{ m}$$

Asumiremos,  $L = 2.00$  m

Para la segunda alternativa

$$T_2 = 1.73 \text{ m}$$

$$T_1 = 0.85 \text{ m}$$

Reemplazando en la ecuación:

$$L = \frac{1.73 - 0.85}{2 \tan 12^\circ 30'} = 1.98 \text{ m}$$

Asumiremos,  $L = 2.00 \text{ m}$

Para la tercera alternativa

$$T_2 = 1.60 \text{ m}$$

$$T_1 = 0.70 \text{ m}$$

Reemplazando en la ecuación:

$$L = \frac{1.60 - 0.70}{2 \tan 12^\circ 30'} = 2.03 \text{ m}$$

Asumiremos,  $L = 2.00 \text{ m}$

Las características Hidráulicas y Geométricas del conducto cubierto desde la progresiva 0+469 - 0+490 se muestran en el cuadro N° 3.47.

Cálculo del perfil hidráulico

En el gráfico N° 3.26 se muestra el perfil hidráulico del canal aliviadero para las tres alternativas.

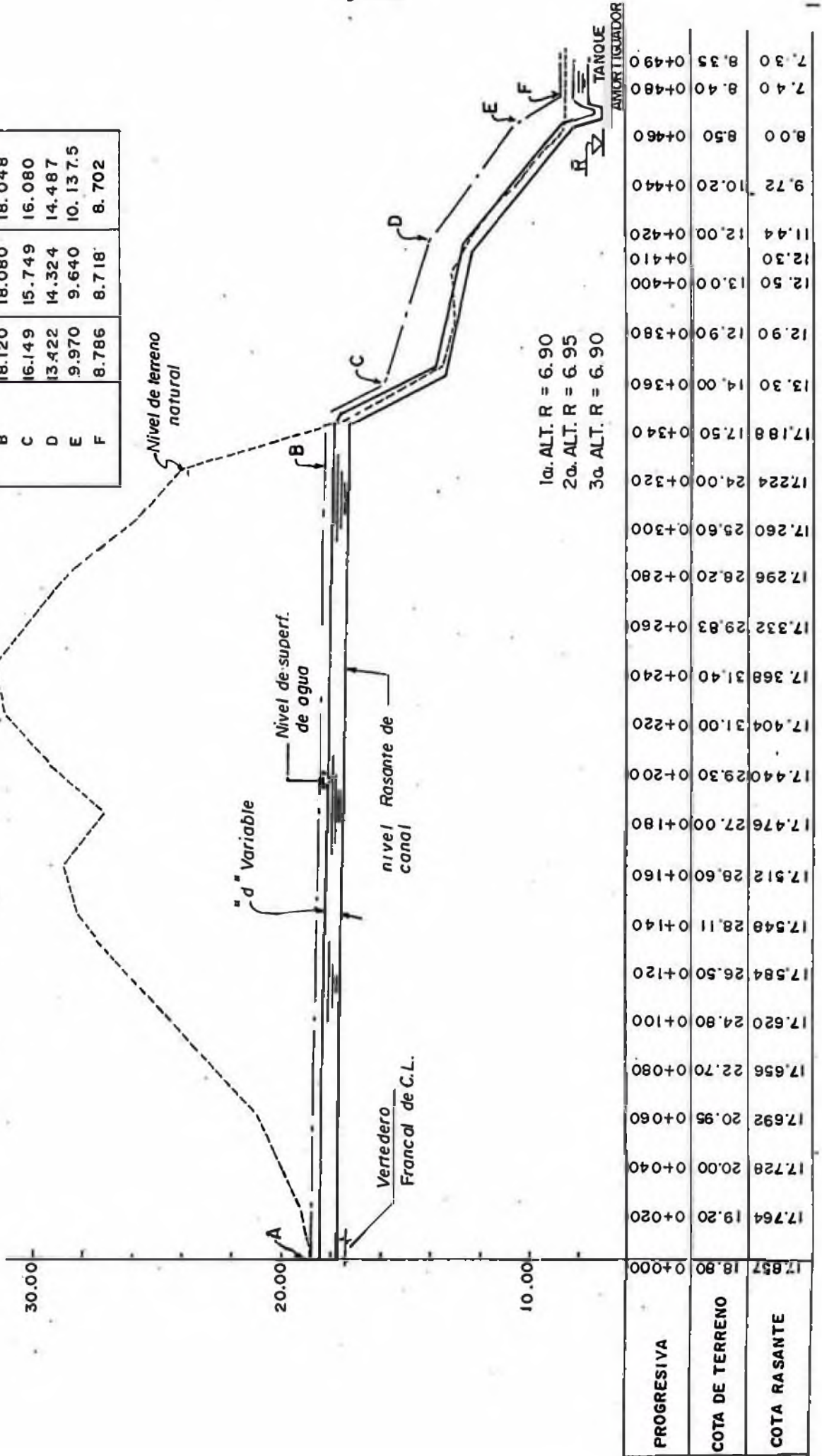


PERFIL HIDRAULICO DE CANAL ALIVIADERO - CUENCA LOS TUMPIIS

ESCALA : H=1:2000  
V=1:200

VALORES DE COTAS DE LAS LINEAS DE ENERGIA

PUNTO REFERENCIAL	COTAS DE L.E. DE LAS ALTERNATIVAS		
	N°1	N°2	N°3
A	18.728	18.689	18.800
B	18.120	18.080	18.048
C	16.149	15.749	16.080
D	13.422	14.324	14.487
E	9.970	9.640	10.137.5
F	8.786	8.718	8.702



1a. ALT. R = 6.90  
2a. ALT. R = 6.95  
3a. ALT. R = 6.90

PROGRESIVA	COTA DE TERRENO	COTA RASANTE
17.857	18.80	17.857
0+000	18.80	17.857
0+020	17.728	17.728
0+040	17.692	17.692
0+060	17.656	17.656
0+080	17.620	17.620
0+100	17.584	17.584
0+120	17.548	17.548
0+140	17.512	17.512
0+160	17.476	17.476
0+180	17.440	17.440
0+200	17.404	17.404
0+220	17.368	17.368
0+240	17.332	17.332
0+260	17.296	17.296
0+280	17.260	17.260
0+300	17.224	17.224
0+320	17.188	17.188
0+340	17.152	17.152
0+360	17.116	17.116
0+380	17.080	17.080
0+400	17.044	17.044
0+410	17.008	17.008
0+420	16.972	16.972
0+440	16.936	16.936
0+460	16.900	16.900
0+480	16.864	16.864
0+490	16.828	16.828

## 2.0 Costo por Daños

Analizaremos dos factores

2A) Costo por daños que podría resultar si ocurriera la Avenida sin la Presa

Para cuantificar los daños que podría resultar si ocurriera una máxima Avenida (qp) o cualquier otra avenida sin la presa, tomaremos en cuenta los daños máximos ocasionados por las fuertes precipitaciones en 1983 en la calle Los Tumpis.

Los daños se cuantifican en el capítulo III (metrados) y los costos unitarios se analizan en el capítulo IV, los costos por daños ocurridos en el año de 1983 en la calle Los Tumpis se presupuestan en el capítulo V, en el siguiente cuadro se muestran los resultados de este presupuesto.

Cuadro N° 3.65 - Costos por daños ocurridos en 1983

Partida	Especificaciones	Costo por Daño
1.00	Pavimento	I/. 38' 456,017.28
2.00	Línea de desague	I/. 7' 549,433.05
3.00	Línea de agua	I/. 5' 819,768.90
4.00	Sistema eléctrico	I/. 10' 000,000.00
Costo total por daños:		I/. 61' 825,219.23

Asumiremos que el costo total por daños (17.61'825,219.23) es ocasionado por una avenida de 4.05 m<sup>3</sup>/seg, (caudal pico), asimismo se asumirá una variación lineal de costos por daños de avenidas (ver cuadro N° 3.66).

Cuadro N° 3.66 - Costo por daño para cada avenida

Descarga (m <sup>3</sup> /s)	Costo por daños para cada avenida I/.
1.01	15'418,141.09
2.02	30'836,282.17
3.03	46'245,423.28
4.05	61'825,219.33

Cálculo de la Probabilidad de Excedencia de las Avenidas de : 4.05, 3.04, 2.02, 1.01 m<sup>3</sup>/seg.

Para el cálculo de la probabilidad que estas avenidas sean excedidas convertiremos los caudales en precipitación siguiendo el método del servicio de conservación de suelos, luego utilizaremos el gráfico de la lámina N° 7 (frecuencia vrs. precipitación).

A continuación calcularemos la precipitación para una Avenida de 4.05 m<sup>3</sup>/seg.

A) Cálculo del tiempo de descarga ( $t_p$ )

El tiempo de descarga se calcula en el capítulo 2.3 y es igual a 0.82 horas (método del S.C.S.).

## B) Cálculo de la Escorrentia (E).

Utilizaremos la ecuación 2.3.8 :

$$\text{De } qp = (484 A \times E) / tp$$

$$\text{Se tiene } E = (qp \times tp) / (484 A)$$

$$\text{Donde } qp = 143.02 \text{ pie}^3/\text{seg}$$

Reemplazando valores :

$$E = (143.02 \times 0.82) / (484 \times 0.164) = 1.48 \text{ pulg.}$$

## C) Cálculo de la precipitación.

De la ecuación 2.3.5 se tiene :

$$E = (P - 0.2S)^2 / (P + 0.8S)$$

El parámetro "S" fue calculado en el capítulo 2.3 y es igual a 1.90.

Reemplazando valores :

$$1.48 = (P - 0.2 \times 1.9)^2 / (P + 0.8 \times 1.9)$$

$$\text{Si } P = 2.95 \text{ pulg.}$$

$$1.48 = 1.48$$

Por lo tanto

$$P = 2.95 \text{ pulg.} = 74.93 \text{ mm.}$$

Siguiendo los mismos pasos se calculan las precipitaciones para :

$$Q_p = 3.04 \text{ m}^3/\text{seg} \quad P = 62.74 \text{ mm.}$$

$$Q_p = 2.02 \text{ m}^3/\text{seg} \quad P = 50.29 \text{ mm.}$$

$$Q_p = 1.01 \text{ m}^3/\text{seg} \quad P = 35.94 \text{ mm.}$$

Con las precipitaciones calculadas determinaremos la probabilidad de excedencia en el gráfico : "Frecuencia vrs Precipitación" (gráfico de la lámina N° 7) los cuales se muestran en el siguiente cuadro :

Cuadro N° 3.67 - Probabilidad de que las avenidas de: 4.05, 3.04, 2.02, 1.01 m<sup>3</sup>/seg sean superadas.

Avenida (m <sup>3</sup> /s)	Precipitación (mm)	Período de Retorno t <sub>p</sub> (años)	Probabilidad de excedencia %
1.01	35.94	2	50
2.02	50.29	3.8	26.3
3.04	62.74	7.2	13.90
4.05	74.93	13.3	7.52

Una vez obtenida la probabilidad de excedencias se calculan la duración parcial de las series de Avenidas (ver cuadro N° 3.68).

Se asumirá 50 años de vida útil de las obras civiles (presa + aliviadero).

Cuadro N° 3.68 Cálculo del número promedio de excedente en un periodo de 50 años

Descarga	Probabilidad de excedencia	Periodo de retorno	número promedio de excedentes en 50 años
1.01	50.0	2	25
2.02	26.3	3.8	13
3.04	13.9	7.2	7
4.05	7.5	13.3	4

Costo de Daños Esperado para 50 años (vida útil de las obras civiles).

El resultado de daño de una Avenida de 1.01 m<sup>3</sup>/seg es : 1/. 15'418,141.09 y para una Avenida de 2.02 m<sup>3</sup>/seg es : 1/. 30'836,282.18, por lo tanto asumiremos que el daño promedio esperado para una avenida comprendida entre : 1.01 y 2.02 m<sup>3</sup>/seg es :  $(15'418,141.09 + 30'836,282.18) / 2 = 1/. 23'127,211.64$ . Asimismo el daño esperado para 50 años debido a las avenidas entre 1.01 y 1.02 m<sup>3</sup>/seg es: 12 x  $23'127,211.64 = 1/. 277'526,539.70$ .

Los daños esperados para 50 años están listados en la columna 5 y los costos anuales por daño en la columna 6 del cuadro 3.69.



Cuadro N° 3.69 Cálculo de daños esperados para 50 años

Descarga (m <sup>3</sup> /seg)	probabilidad de excedencia en 50 años. P	probabilidad de ocurrencia	Promedio de costos por daños	Probabilidad de costo de daños en 50 años	costos anuales por daños
1.01	25	12	23' 127, 211.64	277' 526, 539.70	3' 550, 520.40
2.02	13				
3.04	7	6	38' 545, 352.73	231' 272, 115.40	4' 625, 442.33
4.05	4	3	54' 039, 821.31	162' 119, 463.90	3' 242, 389.28

2B) Costo que podría resultar si la presa estuviera construida.

En este caso el costo sería el de la presa más el canal aliviadero. Tanto los metrados, análisis de costos unitarios y presupuestos, son calculados en los capítulos III, IV y V respectivamente.

i) Para una avenida de diseño de 4.05 m<sup>3</sup>/seg el costo sería :

Costo de la presa	: I/. 35' 380, 703.60
Costo de Canal Aliviadero (b=0.9m)	: I/. 34' 449, 276.30
Costo Total de las obras civiles	: I/. 69' 829, 981.90



Como las obras civiles van a tener una vida útil de 50 años el costo anual (A) de la obra sería :

$$A = P \times \left[ \frac{(1+i)^t \cdot i}{(1+i)^t - 1} \right]$$

Donde: A: costo anual  
 P: costo de inversión (costo de las obras civiles)  
 t: vida útil de las obras civiles (50 años)  
 i: tasa de interés (10%)

Reemplazando valores:

$$A = 69'829,981.90 \left[ \frac{(1+0.1)^{50} \times 0.1}{(1+0.1)^{50} - 1} \right]$$

$$A = 1/. \quad 7'042,994.30$$

ii) Para una avenida de  $3.04 \text{ m}^3/\text{seg}$  el costo sería:

Costo de la presa:	1/. 35'380,703.60
Costo del aliviadero (b=0.85 m)	32'535,429.50
Costo total de las obras civiles:	<u>67'916,133.10</u>

El costo anual sería:

$$A = 67'916,133.10 \left[ \frac{(1+0.1)^{50} \times 0.1}{(1+0.1)^{50} - 1} \right]$$

$$A = 1/. \quad 6'849,965.09$$

iii) Para una avenida de  $2.03 \text{ m}^3/\text{seg}$  el costo sería:

Costo de la presa:	17.	25' 380, 700.00
Costo del aliviadero (b=0.70 m)		28' 793, 880.00
Costo total de las obras civiles:		54' 174, 580.00

El costo anual sería:

$$A = 54' 174, 586.72 \left[ \frac{(1+0.1)^{50} \times 0.1}{(1+0.1)^{50} - 1} \right]$$

$$A = 17. \quad 6' 270, 877.46$$

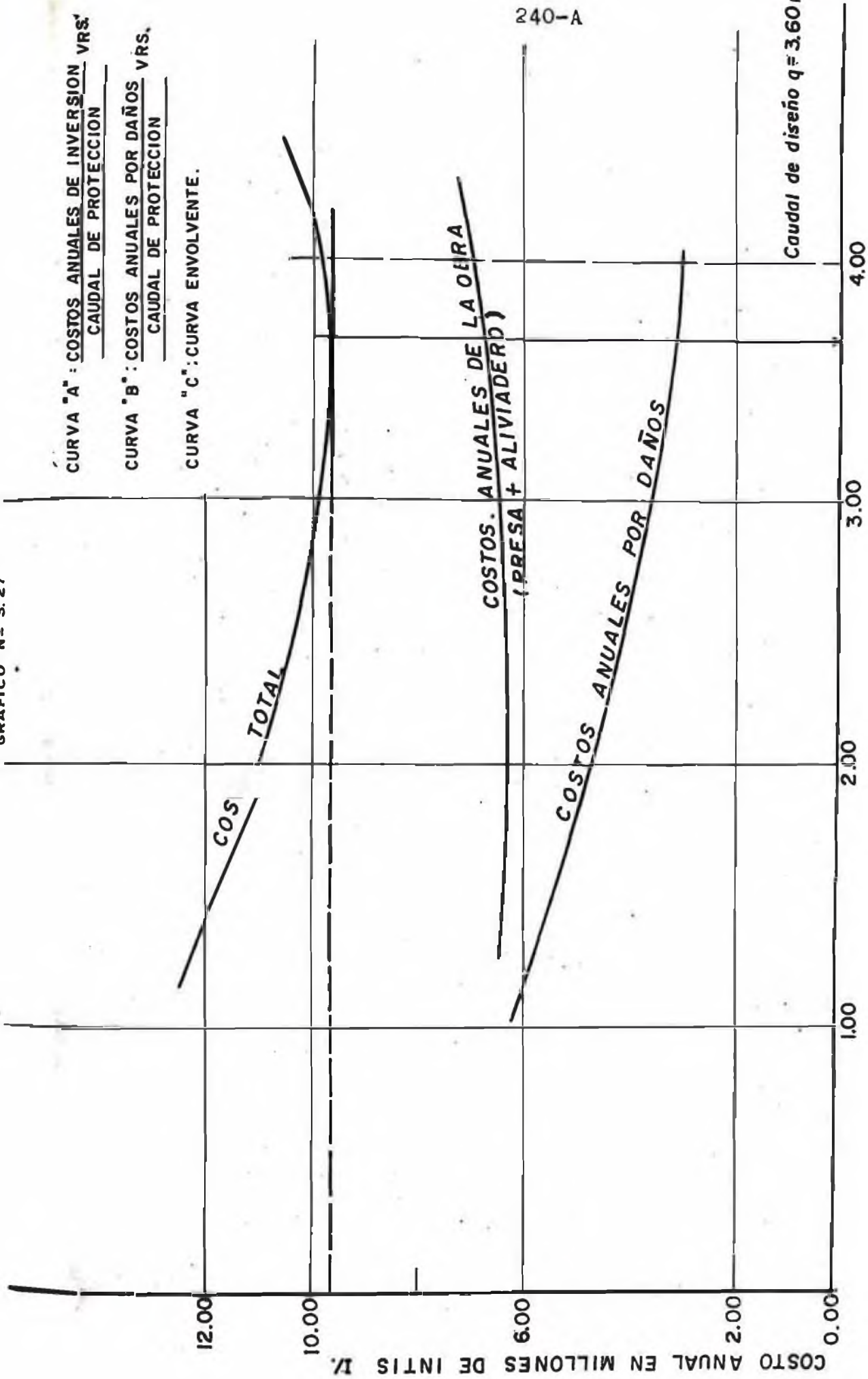
Con los valores de los costos anuales obtenidos por daño y de las obras civiles (presa + canal aliviadero) para cada alternativa de avenida se grafican la curva A y B en el gráfico N° 3.27. así mismo se traza la curva envolvente "C" que representa el costo total (obras civiles + daños).

El punto de intersección entre la curva envolvente y su tangente trazada en la parte más baja de la curva nos indicará el menor costo total y el caudal de diseño del canal aliviadero.

CURVA "A" : COSTOS ANUALES DE INVERSION VRS. CAUDAL DE PROTECCION

CURVA "B" : COSTOS ANUALES POR DAÑOS VRS. CAUDAL DE PROTECCION

CURVA "C" : CURVA ENVOLVENTE.



CAUDAL DE PROTECCION ( q ) en m<sup>3</sup>/seg.

**Conclusión:**

- El menor costo total anual (por daños y obras civiles) es de 17. 9'600,000.00 para un caudal de diseño de  $3.60 \text{ m}^3/\text{seg}$  (avenida de proyecto).

- Para el diseño Hidráulico del canal aliviadero, se ha considerado un caudal de diseño de  $q_p = 4.05 \text{ m}^3/\text{s}$ .

### 3.4 PROCEDIMIENTO DE CONSTRUCCION

El trabajo constructivo empieza con los trabajos de limpieza y desforestación de todas las áreas para la construcción de las obras provisionales y permanentes para áreas de préstamo y depósitos de materiales.

Una vez efectuados los trabajos de limpieza se procede a replantear el terreno y trazar los ejes y colocar niveles para efecto de los trabajos de excavación.

Los trabajos siguientes a efectuar serán de acuerdo a la alternativa que seleccionaremos como la más recomendable, así tenemos:

Alternativa Nº 1 y Nº 3.

Una vez efectuados los trabajos preliminares se efectúan los trabajos de Excavación Masiva, que consiste en emplear maquinaria, para la remoción de materiales hasta el nivel indicado por los planos, para la construcción de la estructura (conducto cubierto). Para la construcción de las uñas de concreto, la excavación será manual.

El siguiente paso será la construcción del solado de concreto ( $e=0.05$  m) donde irán indicados los niveles de la rasante de la losa inferior del conducto cubierto

y el recubrimiento que tendrá la Armadura de Acero, se procederá al encofrado de las paredes exteriores del conducto y la colocación de la Armadura de Acero; una vez efectuados estos trabajos se procederá al vaciado del concreto de la losa inferior; procediéndose luego a terminar con la colocación de la Armadura, encofrado de los muros y de la losa superior, terminándose con el vaciado de la losa superior.

El vaciado de concreto se hará por paños alternados cada 5 m, teniendo cuidado en la colocación del Water Stop de 4" antes del vaciado.

Con la estructura terminada se procederá a la construcción de los canales de encauzamiento y descarga que tendrá el conducto cubierto, colocándose una malla de protección (Acero de  $\emptyset = 5/8"$ ) antes de la transición de entrada al conducto.

Una vez construido el conducto cubierto se procederá a los trabajos de relleno, compactado de los costados de la estructura y a la conformación del terraplén para la colocación de las bases del pavimento (la base del pavimento está compuesta de una capa de afirmado de 0.20 m). Los trabajos de relleno y terraplenado se hacen por capas cada 0.30 m. Antes de colocar cualquier capa, la compactación de la precedente tendrá que ser superficie escarificada.

La procedencia del material de afirmado para la base del pavimento será de la cantera Charán, su compactación será rigurosa.

Con la base construida se procederá al vaciado del concreto para pavimento ( $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$ ), por paños cada 5 m dispuestos en forma alternada. Así mismo se construye las juntas transversales cada 5 m que serán de Asfalto-Arena.

Una vez vaciado el concreto se procederá al curado de éste, por medio de la construcción de arroceras. El curado es permanente hasta alcanzar la resistencia que se prevé.

El trabajo final es la eliminación del material excedente proveniente de las excavaciones.

#### **Alternativa N° 2**

Una vez concluidos los trabajos de excavación se procede a la ejecución de los trabajos de concreto, tal como se describe en la alternativa N° 2 y 4. Hay que tener en cuenta que el encofrado de la cresta del vertedero será curvo. Concluidos estos trabajos se construyen los canales revestidos de roca que van a encauzar las aguas provenientes de las quebradas al vertedero frontal de canal lateral. El asentado de la roca será encima de una capa de Arena-Grava cuyo espesor es de 0.15 m. Al término de estos trabajos se



procede al relleno compactado con material propio a los costados y a los niveles indicados en los planos.

#### **Alternativa N° 4**

Los trabajos de excavación a efectuar serán manuales para la construcción de la caja del canal y masiva hasta el nivel de las banquetas del canal. Así mismo se efectuarán los trabajos de relleno compactado (en los lugares donde indiquen los planos) del terraplén del canal en capas de 0.30 m, para luego proceder con los trabajos de excavación de la caja del canal.

Los trabajos de concreto para el conducto cubierto y canal aliviadero se efectuarán tal como se describe en la alternativa N° 2.

#### **Alternativa N° 5**

Para la construcción de las obras civiles de esta alternativa la dividiremos en dos frentes:

- Construcción de la presa
- Construcción del canal aliviadero

### Construcción de la presa

Una vez efectuados los trabajos de limpieza se procede a eliminar una capa de 0.30 m de material orgánico, luego se realizarán escarificaciones en forma cuidadosa para obtener una unión impermeable entre el terraplén y la base. Se procede luego a la excavación masiva de la zanja para la construcción del dentellón o trinchera impermeabilizante con material seleccionado de cantera.

Concluidos los trabajos de excavación y construcción de la trinchera impermeabilizante se procede al terraplenado que consiste en verter material seleccionado por capas de 0.30 m y posteriormente compactarlas para luego proceder a la escarificación de su superficie.

El compactado es muy riguroso y se efectúa cuando el material tenga su óptimo contenido de humedad, que permita obtener la máxima consolidación.

Una vez efectuados los trabajos de terraplenado se protegerán los taludes de la presa con un enrocado de 0.50 m desde el pie hasta la corona de la presa.

Este enrocado se asentará sobre una cama de Grava-Arena. Así mismo se procederá a proteger la corona de la presa con una capa de afirmado de 0.20 m compactado.

**Construcción del canal aliviadero**

Los trabajos a efectuar son similares a los trabajos de la alternativa N° 4.

### Capítulo III

#### METRADOS

En este capítulo se presentará un resumen de los cálculos de los metrados, efectuados en el anexo B para las cinco alternativas, así como la cuantificación de daños ocasionados por las fuertes precipitaciones en el año de 1983 en la calle Los Tumpis (Tumbes). En el siguiente cuadro se muestra el resumen.



## Capítulo IV

## ANALISIS DE COSTOS

Costos Directos**Generalidades**

En la preparación y cálculo de los costos unitarios directos de cada partida se ha tratado de establecer el justo valor que representa la ejecución de dicha partida en obra, para lo cual se ha escogido rendimientos de equipo y personal acordes con la localización y las condiciones climatológicas de la zona de proyecto, así como de las características técnicas propias del proyecto. Todos los costos de Mano de Obra, Materiales y Equipo Mecánico han sido considerados al 30 de noviembre de 1988.

**Mano de Obra**

Para los análisis de precios unitarios, se ha utilizado la clasificación del personal que se indica:

capataz  
operario  
oficial  
peón

Se ha calculado el costo horario para cada una de las categorías teniendo en cuenta las leyes sociales, bonificaciones y todos los derechos vigentes al 30 de noviembre de 1988 (ver cuadro 4.1).

### Materiales

Los costos de los materiales a emplearse se han obtenido en su mayor parte de los fabricantes y en su lugar de producción para luego adicionarle los costos de transporte a la obra, almacenamiento, manipuleo y mermas, para obtener el costo de los materiales puestos en obra (ver cuadro 4.2).

### Equipo

Se ha calculado el costo horario de alquiler por máquina operada en base a la tarifa de servicio de equipo mecánico S.E.M. (ver cuadro 4.3)

Cuadro N° 4.1 - Jornales al 30-11-88

Descripción	Capataz	Operario	Oficial	Peón
Costo total diario (incluye bonif., leyes soc., etc.)	3,017.76	2,155.54	2,010.76	1,883.95



Cuadro N° 4.2 - Costo de Materiales  
30-11-88

Descripción	unidad	lugar de compra	Costo (I/.)	Flete (I/.)	Manipuleo Carga/Descarga	Mermas (I/.)	Almacenaje (I/.)	Costo en Obra (I/.)
Cemento Pacasmayo	bls	Pacasmayo	1225.00	363.50	24.50	12.50	24.50	1650.00
Madera dura tornillo	p <sup>2</sup>	Lima	295.00	88.50	6.00	-	6.00	395.50
Fierro Ø 3/8"	varilla	Chimbote	883.18	45.00	18.00	-	18.00	964.18
Fierro Ø 1/2"	varilla	Chimbote	1570.43	78.50	31.00	-	31.00	1710.93
Fierro Ø 5/8"	varilla	Chimbote	2465.29	123.26	49.30	-	49.30	2687.15
Angulo 2"x2"x3/16"	varilla	Chimbote	4437.90	221.90	89.00	-	89.00	4837.80
Angulo 1 3/4"x 1 3/4"x1/4"	varilla	Chimbote	4961.50	248.00	99.00	-	99.00	5407.50
Platina 1 3/4"x1/4"	varilla	Chimbote	2987.20	149.00	60.00	-	60.00	3256.20
Varilla # 3/4"	varilla	Chimbote	7211.60	360.60	145.00	-	145.00	7862.22
Clavos	kg	Chimbote	536.25	26.80	11.00	-	11.00	585.05
Alambre	kg	Chimbote	598.40	30.00	12.00	-	12.00	652.40
Dinamita	kg	Lima	330.00	16.50	7.00	-	7.00	360.50
Guía	ml	Lima	15.00	0.75	0.30	-	0.30	16.35
Fulminante	ml	Lima	15.00	0.75	0.30	-	0.30	16.35
Water Stop 4"	ml	Lima	1100.00	55.00	22.00	-	22.00	1199.00
Tecnopor 1"	m <sup>2</sup>	Lima	1050.00	52.50	21.00	-	21.00	1144.50
Curador	kg	Lima	680.00	34.00	14.00	7.00	14.00	749.00
Yeso	bls	Lima	765.00	115.00	15.00	7.50	15.00	917.50

Cuadro 4.3 - Tarifa del alquiler horario de equipo mecánico (al 30-11-88)

Descripción	Potencia o capacidad o rendimiento	Tarifa horaria (I/.)
Tractor sobre oruga	140 - 160 HP	17,250
Tractor sobre oruga	200 - 230 HP	23,800
Tractor de tiro	90 - 120 HP	3,537
Cargador frontal sobre llantas	335 - 3 Yd <sup>3</sup>	21,500
Motoniveladora	125 - 135 HP	13,120
Rodillo liso vibratorio autopropulsado	7 - 9 TN	5,600
Rodillo pata de cabra	6 - 12 TN	6,561
Camión cisterna para agua	1500 gln	4,500
Camión volquete	10 m <sup>3</sup>	8,505
Compactadora manual	7 HP	1,650
Equipo electrógeno	90 kW	3,450
Compresora	250 - 300 PCM	3,950
Mezcladora de concreto	10 - 11 pie <sup>3</sup>	1,480
Zaranda mecánica	100 - 110 TN/hr	4,742
Faja transportadora	155 TN/hr	3,067
Vibrador de concreto	4 HP	850
Crañadora	45 - 70 HP	15,750
Martillo	29 kg	850
Teodolito		400
Miras		50
Jalones		50

Para el análisis de costos unitarios se ha tenido en cuenta las partidas a seguir en la ejecución de las alternativas del proyecto. Los cálculos se presentan en las páginas siguientes, con los siguientes resultados que se muestran en el cuadro N° 4.4.

Cuadro N° 4.4 - Resumen de costos unitarios

Part.	especificaciones	unidad	Costo Unitario
1.00	Obras provisionales		
1.01	Campamento y villa de operadores		12800000.00
1.02	Transporte y retiro de equipos		5000000.00
2.00	Trabajos preliminares		
2.01	Roce, limpieza y desforestación	Ha	150908.32
2.02	Trazo, niveles y replanteo	m <sup>2</sup>	52.34
3.00	Movimiento de tierras		
3.01	Excavación masiva con equipo	m <sup>3</sup>	362.54
3.02	Excavación manual	m <sup>3</sup>	829.09
3.03	Conformación de terraplén	m <sup>3</sup>	529.20
3.04	Conformación de terraplén con material de préstamo	m <sup>3</sup>	1422.38
3.05	Relleno compactado con material de afirmado ( e = 0.20 m)	m <sup>3</sup>	671.15
3.06	Relleno con material de filtro	m <sup>3</sup>	3192.82
3.07	Relleno compactado con material propio	m <sup>3</sup>	564.25
3.08	Relleno y compactación del terreno en superficies interiores	m <sup>3</sup>	679.22
3.09	Eliminación de material excedente	m <sup>3</sup>	674.77
3.10	Enrocado con material de cantera	m <sup>3</sup>	9007.93
3.11	Preparación de cama de apoyo para tendido de tubería	m <sup>1</sup>	228.72
4.00	Obras de concreto simple		
4.01	Solado para losa, concreto 1:12	m <sup>2</sup>	955.82
4.02	Concreto simple, f'c 140 kg/cm <sup>2</sup>	m <sup>3</sup>	21551.19
5.00	Obras de concreto armado		
5.01	Concreto estructural, f'c 175 kg/cm <sup>2</sup>	m <sup>3</sup>	22705.96
5.02	Concreto estructural, f'c 210 kg/cm <sup>2</sup>	m <sup>3</sup>	25312.32
5.03	Concreto para pavimento f'c:210 kg/cm <sup>2</sup>	m <sup>2</sup>	3462.69
5.04	Encofrado plano	m <sup>2</sup>	3431.94
5.05	Encofrado curvo	m <sup>2</sup>	4104.97
5.06	Acero estructural	kg	326.84
6.00	Varios		
6.01	Junta de dilatación (Water Stop 4")	m <sup>1</sup>	1477.27
6.02	Rejilla de drenaje pluvial, tipo I	unidad	36472.19
6.03	Rejilla de drenaje pluvial, tipo II	unidad	55373.23
6.04	Rejilla de protección	unidad	49943.55
6.05	Instalación tubería red de desagüe	m <sup>1</sup>	3775.59
6.06	Instalación tubería red de agua	m <sup>1</sup>	3192.25

## ANALISIS DE COSTOS UNITARIOS

## 1.00 Obras Provisionales

## 1.01 Campamento y Villa de Operadores

Asumiendo un área de  $40 \times 40 = 1600 \text{ m}^2$

Costo por  $\text{m}^2$  : I/. 20,000 (asumido)

Valor recuperable: 60%

Depreciación: 40%

Total campamentos:

$0.40 \times 20,000 \times 1600 = 12'800,000$  (estimado)

Costo estimado: I/. 12'800,000

---

## 1.02 Transporte y retiro de equipos

Nº de equipo mecánico: 20

Costo por unidad de transporte  
y retiro de equipo: I/. 250,000

Costo total por transporte  
y retiro de equipos:

$I/. 250,000 \times 20 = I/. 5'000,000$

Costo estimado : I/. 5'000,000

## 2.0 Trabajos preliminares

## 2.01 Partida: Roca, limpieza y desforestación

Costo por: Ha

Rendimiento diario: 1 Ha

Mano de Obra	unid.	insumo	costo unitario	c.parcial	subtotal
Capataz (0.25)	h-h	2	377.22	754.44	
Operario (1)	h-h	8.00	269.44	2,155.52	
Peones (5)	h-h	40.00	235.49	9,419.60	12,329.56
<b>Equipo-Herramientas</b>					
Tractor CAT D6-C	h-m	8.00	17,250.00	138,000.00	
Herramientas (5% M.O.)	%	5.00	11,575.12	578.76	138,578.76
				<b>Total: I/.</b>	<b>150,908.32</b>

Costo directo: I/. 150,908.32 /Ha

2.02 Partida: trazo, niveles y replanteo  
 costo por: metro cuadrado  
 rendimiento diario: 1000 m<sup>2</sup>

Mano de Obra	unid.	insumo	costo unitario	c.parcial	subtotal
topógrafo (1)	h-h	0.008	377.22	3.02	
Operario (2)	h-h	0.016	269.44	4.31	
Oficial (2)	h-h	0.016	251.35	4.02	
Peón (2)	h-h	0.016	235.49	3.77	15.12
<b>Materiales</b>					
Yeso	bls	0.01	917.50	9.18	
Cordel	ml	0.02	120.00	2.40	
Estaca de madera	p <sup>2</sup>	0.05	395.50	19.78	31.36
<b>Equipo-Herramientas</b>					
Teodolito	h-m	0.008	400.00	3.20	
Mira	h-m	0.016	50.00	0.80	
Jalones	h-m	0.024	50.00	1.20	
Herramientas (5% M.O.)	%	5	13.23	0.66	5.86
<b>Total: I/.</b>					<b>52.34</b>

Costo directo: I/. 52.34 /m<sup>2</sup>

## 3.00 Movimiento de tierras

3.01 Partida: Excavación masiva con equipo

Costo por:  $m^3$ Rendimiento diario:  $400 m^3$ 

Mano de Obra		unid.	insumo	costo unitario	c.parcial	subtotal
Capataz (0.25)		h-h	0.005	377.22	1.89	
Operario (1)		h-h	0.020	269.44	5.39	
Peón (2)		h-h	0.040	235.49	9.42	16.70

## Equipo-Herramientas

Tractor CAT D6-C		h-m	0.020	17,250.00	345.00	
Herramientas (5% M.O.)	%		5	16.70	0.84	345.84

---

 Total: 1/. 362.54
Costo directo: 1/.  $362.54 /m^3$ 

3.02 Partida: Excavación manual

Costo por:  $m^3$ Rendimiento diario:  $3.5 m^3$ 

Mano de Obra		unid.	insumo	costo unitario	c.parcial	subtotal
Capataz (0.25)		h-h	0.571	377.22	215.39	
Peón (1)		h-h	2.286	235.49	538.33	753.72

## Equipo-Herramientas

Herramientas (10% M.O.)	%		10	753.72	75.37	75.37
-------------------------	---	--	----	--------	-------	-------

---

 Total: 1/. 829.09
Costo directo: 1/.  $829.09 /m^3$



3.03 Partida: Conformación de terraplén

Costo por:  $m^3$

Rendimiento diario:  $500 m^3$

Especificación: con capas de 0.30 m y con material propio

Mano de Obra	unid.	insumo	costo unitario	c.parcial	subtotal
Capataz (0.25)	h-h	0.004	377.22	1.51	
Operario (0.5)	h-h	0.008	269.44	2.16	
Peón (4)	h-h	0.064	235.49	15.07	18.74
Equipo Herramientas					
Motoniveladora CAT 12F	h-m	0.016	13,120.00	209.92	
Tractor Cat D6-C (0.5)	h-m	0.008	17,250.00	138.00	
Camión cisterna 1500 gl	h-m	0.016	4,500.00	72.00	
Rodillo liso vibratorio autopropulsado (7.9 tm)	h-m	0.016	5,600.00	89.60	
Herramientas (5% M.O.)	%	5	18.74	0.94	510.46
				Total: I/.	529.20

Costo directo: I/.  $529.20 /m^3$

3.04 Partida: Conformación de terraplén con material de préstamo

Comprende las partidas A, B, C y D cuyo análisis es el siguiente:

A) Partida: Excavación y apilamiento de material en cantera

Costo por:  $m^3$

Rendimiento diario: 600  $m^3$

Especificación: Rendimiento de cantera 90%

Mano de Obra		unid.	insumo	costo unitario	c.parcial	subtotal
Capataz (0.25)		h-h	0.003	377.22	1.13	
Operario (0.5)		h-h	0.007	269.44	1.89	
Peón (2)		h-h	0.027	235.49	6.36	9.38
<b>Equipo Herramientas</b>						
Tractor CAT D6-C		h-m	0.013	23,800.00	309.40	
Herramientas (5% M.O.)		%	5	9.38	0.47	309.87
					<b>Total: 1/.</b>	<b>319.25</b>

$$\text{Costo } /m^3 = 319.25 / 0.90 = 1/. 354.72$$

B) Partida: Carguio de material en cantera

Costo por:  $m^3$

Rendimiento diario: 900  $m^3$

Mano de Obra	unid.	insumo	costo unitario	c.parcial	subtotal
Capataz (0.25)	h-h	0.002	377.22	0.75	
Operario (0.5)	h-h	0.004	269.44	1.08	1.83
<b>Equipo-Herramientas</b>					
Cargador frontal CAT950 h-m		0.009	21,500.00	193.50	
Herramientas (5% M.O.) %		5	1.83	0.09	193.59
<b>Total: I/.</b>					<b>195.42</b>

Costo /  $m^3$  = I/. 195.42

C) Partida: Transporte de material de la cantera a la obra

Costo por:  $m^3$

Rendimiento diario:

Especificaciones: Transporte a una distancia "d" en km.

I Equipo

1 volquete 10  $m^3$  I/. 68,040.00 (alquiler diario)

1 operario 2,155.54 (jornal + bonificaciones)

I/. 70,195.54

II Rendimiento

Distancia ponderada: "d"

Velocidad: Cargado = 25 km/h, descargado = 40 km/h

Tiempo de cargado al volquete: 7'

Tiempo de recorrido cargado: 2.4 d

Tiempo de recorrido descargado: 1.5 d

Tiempo de maniobra y descarga: 3'

Duración de un ciclo:  $(10' + 3.9 d)$

Tiempo útil:  $0.90 \times 8 \times 60' = 432'$

Número de viajes:  $432 / (10' + 3.9 d)$

Rendimiento diario:  $10 \times 432 / (10' + 3.9 d)$

Costo / m<sup>3</sup>:  $1/. \frac{70,195.54}{(10 \times 432)} \times (10' + 3.9 d)$

$= 1/. 16,249 (10' + 3.9 d)$

Para una distancia : d= 0.5 km

Costo / m<sup>3</sup>: 1/. 194.18

Factor de compactación: 1.2

Costo / m<sup>3</sup>:  $(354.72 + 195.42 + 194.18) \times 1.2$

Costo / m<sup>3</sup>: 1/. 893.18 (en obra)

D) Conformación de terraplén 1/.

Costo / m<sup>3</sup>: compactado : 529.20 (part 3.03)

Costo total de la partida 3.04 : 893.18 + 529.20 =

1/. 1,422.38

Costo directo : 1/. 1,422.38 / m<sup>3</sup>

3.05 Partida: Relleno compactado con material de afirmado, espesor (e=0.20 m)

Comprende las partidas: A, B, C, D, E cuyo análisis es el siguiente:

A) Partida: Excavación y apilamiento de material en cantera

Costo / m<sup>3</sup> : I/. 354.72 (part. 3.04.A)

B) Partida: Carguío de material en cantera

Costo / m<sup>3</sup> : I/. 195.42 (part. 3.04.B)

C) Partida: Zarandeado

Costo por : m<sup>3</sup>

Rendimiento diario: 320 m<sup>3</sup>

Especificaciones: Tiempo útil: 90% del día  
 Capacidad de equipo: 100 tn/hr  
 Eficiencia Zarandeo: 80%  
 Peso promedio por m<sup>3</sup>  
 de material: 1800 kg

Mano de Obra	unid.	insuno	costo unitario	c.parcial	subtotal
Capataz (0.25)	h-h	0.006	377.22	2.26	
Operario (0.5)	h-h	0.013	269.44	3.50	
Peón (4)	h-h	0.100	235.49	23.55	29.31
<b>Equipo-Herramientas</b>					
zaranda mecánica 100 tn	h-m	0.025	4,742.00	118.55	
	hr				
Faja transportadora					
155 tn/hr	h-m	0.025	3,067.00	76.68	
Equipo electrógeno 90kw	h-m	0.025	3,450.00	86.25	
Herramientas (5% M.O.)	%	5	29.31	1.47	282.95
Total: I/.					312.26 / m <sup>3</sup>

Costo / m<sup>3</sup> : I/. 312.26

D) Partida: Carguío de material zarandeado

Costo / m<sup>3</sup>: I/. 195.42 (part. 3.04.B)

E) Partida: Transporte de material de la cantera Charán a la obra (d = 20 km)

Costo / m<sup>3</sup>: I/. 16.249 (10' + 3.9 x 20)

Costo / m<sup>3</sup>: I/. 1,429.91

Factor de compactación: 1.2

Espesor: 0.20 m

Costo / m<sup>2</sup> compactado: (354.72 + 195.42 + 312.26 + 195.42 + 1,429.91) x 1.2 x 0.2

Costo / m<sup>2</sup> compactado: I/. 597.06

F) Partida: Extendido y compactado

Costo por: m<sup>2</sup>

Rendimiento diario: 2,300 m<sup>2</sup>

Mano de Obra	unid.	insumo	costo unitario	c.parcial	subtotal
Capataz (0.25)	h-h	0.001	377.22	0.38	
Operario (0.5)	h-h	0.002	269.44	0.54	
Peón (4)	h-h	0.014	235.49	3.30	4.22

#### Equipo-Herramientas

Motoniveladora 125 hp	h-m	0.003	13,120.00	39.36	
Rodillo liso vitra A.P.	h-m	0.003	5,600.00	16.80	
Camión cisterna 1500 gn	h-m	0.003	4,500.00	13.50	
Herramientas (5% M.O.)	%	5	4.22	0.21	69.87

Total: I/. 74.09 / m<sup>2</sup>

Costo / m<sup>2</sup> compactado: I/. 74.09

Costo total de la partida 3.05 : 597.06 + 74.09 =

I/. 671.15

Costo Directo : I/. 671.15 / m<sup>2</sup>

## 3.06 Relleno con material de filtro (Grava-Arena)

Comprende las partidas A, B, C, D, E, F.

A) Partida: Excavación y apilamiento de material en cantera

Costo / m<sup>3</sup>: I/. 354.72 (part. 3.04.A)

B) Partida: Carguío de material en cantera

Costo / m<sup>3</sup>: I/. 195.42 (part. 3.04.B)

C) Zarandeado:

Costo / m<sup>3</sup>: I/. 312.26 (part. 3.05.C)

D) Partida: Carguío de material zarandeado

Costo / m<sup>3</sup>: I/. 195.42 (part 3.04.B)E) Partida: Transporte de material de la cantera  
- Charán a la obra (d = 20 km)Costo / m<sup>3</sup>: 1,429.91 (part 3.05.E)

F) Partida: Colocación con equipo y extendido manual de material de filtro

Costo por : m<sup>3</sup>Rendimiento diario: 300 m<sup>3</sup>

Especificaciones: Colocado con equipo y extendido manual

Mano de Obra	unid.	insumo	costo unitario	c.parcial	subtotal
Capataz (0.25)	h-h	0.007	377.22	2.64	
Operario (1)	h-h	0.027	269.44	7.27	
Peón (60)	h-h	1.600	235.49	376.78	386.69

## Equipo-Herramientas

Cargador frontal (0.5)

CAT 950	h-m	0.013	21,500.00	279.50	
Herramientas (5% M.O.)	x	0.10	386.69	38.90	318.40

Total: I/. 705.09 / m<sup>3</sup>



Costo total de la partida 3.06:

354.72 + 195.42 + 312.26 + 195.42 + 1,429.91 +  
+ 705.09

Costo directo: I/. 3,192.82 / m<sup>3</sup>

3.07 Partida: Relleno compactado con material propio

Costo por: metro cúbico

Rendimiento diario: 350 m<sup>3</sup>

Especificación: Relleno compactado con tractor

Mano de Obra	unid.	insumo	costo unitario	c.parcial	subtotal
Capataz (0.25)	h-h	0.006	377.22	2.26	
Operario (0.5)	h-h	0.011	269.44	2.96	
Peón (2)	h-h	0.046	235.49	10.83	16.05
Equipo-Herramientas					
Tractor D7-G	h-m	0.023	23,800.00	547.40	
Herramientas (5% M.O.)	%	5	16.05	0.80	584.20
Total: I/.					564.25

Costo directo: I/. 564.25 / m<sup>3</sup>

3.08 Partida: Relleno y compactación del terreno en superficies interiores y costados de estructura

Costo por: metro cúbico

Rendimiento diario:  $30 \text{ m}^3$

Especificación: Compactado en capas de 0.15 m con material propio

Mano de Obra		unid.	insumo	costo unitario	c.parcial	subtotal
Capataz (0.25)		h-h	0.067	377.22	25.27	
Operario (1)		h-h	0.133	269.44	35.83	
Peón (6)		h-h	1.600	235.49	376.78	437.88
<b>Equipo-Herramientas</b>						
<b>Compactador manual</b>						
7 H.P.		h-m	0.133	1,650.00	219.45	
Herramientas (5% M.O.)		%	0.05	437.88	21.89	241.34
<b>Total: I/.</b>						<b>679.22</b>

Costo Directo : I/.  $679.22 / \text{m}^3$

3.09 Partida: Eliminación de material excedente  
Comprende las partidas A, B, C, D

A) Partida: Carguío

Costo /  $\text{m}^3$ : I/. 195.42 (part 3.04.B)

B) Partida: Transporte de Material (d = 5 km)

Costo /  $\text{m}^3$ : I/. 479.35

Costo total de la partida 3.09:  $195.42 + 479.35$

Costo Directo: I/.  $674.77 / \text{m}^3$

3.10 Partida: Enrocado con material de cantera

Costo por: metro cúbico

Rendimiento diario: 30 m<sup>3</sup>

Especificación: La colocación será al volteo con equipo y el acomodo será manual.

Mano de Obra	unid.	insuno	costo unitario	c.parcial	subtotal
Capataz (0.25)	h-h	0.067	377.22	25.27	
Operario (2)	h-h	0.533	269.44	143.61	
Peón (20)	h-h	5.333	235.49	1,255.87	1,424.75
<b>Materiales</b>					
Piedra	m <sup>3</sup>	1.5	*4,000.13	6,000.20	6,000.20
<b>Equipo-Herramientas</b>					
Cargador frontal (0.25)					
CAT 950	h-m	0.067	21,500.00	1,440.50	
Herramientas (10% M.O.)	%	10.	1,424.75	142.48	1,582.98
Total: I/.					9,007.93

Costo directo: I/. 9,007.93 / m<sup>3</sup>

\* A continuación se presenta el análisis del costo unitario de la piedra:

A) Extracción en cantera de piedra

Costo por:  $m^3$

Rendimiento diario:  $250 m^3$

Especificación: Rendimiento de cantera: 80%

Mano de Obra		unid.	insumo	costo unitario	c.parcial	subtotal
Capataz (0.25)		h-h	0.008	377.22	3.02	
Operario (2)		h-h	0.064	269.44	17.24	
Peón (8)		h-h	0.256	235.49	60.29	80.55

#### Materiales

Dinamita		kg	0.20	360.50	72.10	
Guía		ml	1.00	16.35	16.35	
Fulminante		ml	1.00	16.35	16.35	
Barreno		unid	0.003	12,000.00	36.00	140.80

#### Equipo-Herramientas

Tractor D7-6		h-m	0.032	23,800.00	761.60	
Martillo 29 kg		h-m	0.032	850.00	27.20	
Compresora 250 p.c.m.		h-m	0.032	3,950.00	126.40	
Herramientas (5% M.O.)	%		5	80.55	4.03	919.23

Total: I/. 1,140.58

Costo /  $m^3$ :  $1,140.58 / 0.80 = I/. 1,425.73$

## B) Clasificación y Carguío

Costo por:  $m^3$ Rendimiento diario:  $400 m^3$ Especificación: Piedra  $\emptyset$  min: 0.30 m

Mano de Obra		unid.	insumo	costo unitario	c.parcial	subtotal
Capataz (0.25)		h-h	0.005	377.22	1.89	
Operario (2)		h-h	0.040	269.44	10.78	
Peón (12)		h-h	0.240	235.49	56.52	69.19

~~Equipo Herramientas~~

Cargador frontal

CAT 950		h-m	0.02	21 500.00	430.00	
Herramientas (5% M.O.)		%	0.05	69.19	3.46	433.46

---

 Total: I/. 502.65
Costo /  $m^3$  : I/. 502.65 / $m^3$ C) Transporte de la cantera Becerra Belén a la obra  
Distancia  $d = 25$  kmI. Equipo

1 volquete $10 m^3$	: I/. 68,040.00 (alquiler diario)
1 operario	2,155.54 (jornal + bonif)
	<hr/> 70,195.54

II. Rendimiento

Cálculo del ciclo

distancia ponderada d

velocidad: cargado :	20 km/hora
descargado:	40 km/hora

tiempo cargado volquete: 10'

tiempo recorrido cargado : 3 d

tiempo recorrido descargado: 1.5 d

tiempo maniobra y descarga: 5'

---

 15' + 4.5 d
tiempo útil:  $8 \times 60' \times 0.9 = 432'$ número de viajes:  $432 \div (15 + 4.5 \text{ d})$ rendimiento diario:  $\frac{10 \times 432}{(15 + 4.5 \text{ d})}$ costo por  $\text{m}^3$ :  $\frac{70,195.54}{10 \times 432} (15 + 4.5 \text{ d})$ costo por  $\text{m}^3$ : 16.249 (15 + 4.5 d)

para d = 25 km

costo /  $\text{m}^3$ : 1/. 2,071.75Costo Piedra Grande:  $1,425.73 + 502.65 + 2,071.75$ 

= 1/. 4,000.13

3.11 Partida: Preparación de cama de apoyo para tendido de tubos A.C. Ø 6"

Costo por: metro lineal

Rendimiento diario: 60 ml

Especificación: Ancho de zanja: 0.45 m  
espesor: 0.10 m

Mano de Obra		unid.	insumo	costo unitario	c.parcial	subtotal
Capataz (0.25)		h-h	0.033	377.22	12.45	
Peón (1)		h-h	0.133	235.49	31.32	43.77
<b>Materiales</b>						
Arena		m <sup>3</sup>	0.06	*2,939.56	176.37	
Agua		m <sup>3</sup>	0.014	300.00	4.20	180.57
<b>Equipo-Herramientas</b>						
Herramientas (10% M.O.)	%		10	43.77	4.38	4.38
					<b>Total: I/.</b>	<b>228.72</b>

Costo Directo : I/. 228.72 / ml

\* El costo de la arena se calcula en la siguiente partida.



## 4.00 Obras de concreto simple

A continuación efectuaremos el análisis del costo unitario de la piedra partida  $\emptyset$ : 1/2" y arena gruesa.

A) Partida: Extracción en cantera de agregado

Costo por:  $m^3$

Rendimiento diario: 400  $m^3$

Especificación: Rendimiento de cantera: 90%

Mano de Obra	unid.	insumo	costo unitario	c.parcial	subtotal
Capataz (0.25)	h-h	0.005	377.22	1.89	
Operario (2)	h-h	0.040	269.44	10.78	
Peón (8)	h-h	0.160	235.49	37.68	50.35
<b>Materiales</b>					
Dinamita	kg	0.20	360.50	72.10	
Guía	ml	1.00	16.35	16.35	
Fulminante	ml	1.00	16.35	16.35	
Barreno	unid	0.003	12.000.00	36.00	140.80
<b>Equipo-Herramientas</b>					
Tractor D7-B	h-m	0.020	23,800.00	476.00	
Martillo 29 kg	h-m	0.020	850.00	17.00	
Compresora 250 p.c.m.	h-m	0.020	3,950.00	79.00	
Herramientas (5% M.O.)	%	5	50.35	2.52	574.52
Total: 1/.					765.67

Costo /  $m^3$ : 765.67 / 0.9 = 850.74

B) Partida: Carguio de material en cantera

Costo / m<sup>3</sup>: 195.42 (part 3.04.B)

C-1) Partida: Chancado y zarandeo (piedra)

Costo por: m<sup>3</sup>

Rendimiento diario: 200 m<sup>3</sup>

Especificaciones: Tiempo útil: 90%

Capacidad de equipo: 70 tn/hr

Eficiencia de equipo: 80%

Material que se elimina: 10%

peso ponderado por m<sup>3</sup>  
de material: 1800 kg

Mano de Obra	unid.	insumo	costo unitario	c.parcial	subtotal
Capataz (0.25)	h-h	0.010	377.22	3.77	
Operario (2)	h-h	0.080	269.44	21.56	
Peón (8)	h-h	0.32	235.49	75.36	100.69
<b>Equipo-Herramientas</b>					
Chancadora 45-70 tm/hr	h-m	0.040	15,750.00	630.00	
Zaranda mecánica 100 tm/hr	h-m	0.040	4,742.00	189.68	
Faja transportadora 155 tm/hr	h-m	0.040	3,067.00	122.68	
Equipo electrógeno 90 kw/hr	h-m	0.040	3,450.00	138.00	
Herramientas (5% M.O.)	%	5	100.69	5.03	1,085.39
<b>Total: 1/.</b>					<b>1,186.08</b>

Costo / m<sup>3</sup> : 1/ 1,186.08

C-2) Partida: Zarandeo (arena)

Costo por:  $m^3$

Rendimiento diario:  $290 m^3$

Especificaciones: Tiempo útil: 90%

Capacidad de equipo: 100 tm/hr

Eficiencia de equipo: 80%

Material que se elimina: 10%

peso ponderado por  $m^3$   
de material: 1800 kg

Mano de Obra	unid.	insumo	costo unitario	c.parcial	subtotal
Capataz (0.25)	h-h	0.007	377.22	2.64	
Operario (1)	h-h	0.028	269.44	7.54	
Peón (4)	h-h	0.110	235.49	25.90	36.08

Equipo-Herramientas

Zaranda mecánica					
100 tm/hr	h-m	0.028	4,742.00	132.78	
Faja transportadora					
155 tm/hr	h-m	0.028	3,067.00	85.88	
Equipo electrógeno 90kw					
90 kw/hr	h-m	0.028	3,450.00	96.60	
Herramientas (5% M.O.)	x	5	36.08	1.80	317.06

Total: 1/. 353.14

Costo /  $m^3$  : 1/. 353.14

D) Partida: Carguío de material zarandeado

Costo /  $m^3$  : 195.42 (part 3.04.B)

E) Partida: Transporte de material de la cantera Charán a la obra (d = 20 km)

Costo /  $m^3$  : 1,429.91 (part 3.05.E)

Los costos de los agregados serán:

- Costo de la piedra chancada, por metro cúbico:

$$765.67 + 195.42 + 1,186.08 + 195.42 + 1,429.91 \\ = 1/. 3,772.5$$

- Costo de la arena por metro cúbico:

$$765.67 + 195.42 + 353.14 + 195.42 + 1,429.91 \\ = 1/. 2,939.56$$

4.01 Partida: Solado para losa

Costo por : metro cuadrado

Rendimiento diario: 126 m<sup>2</sup>

Especificación: espesor, e=0.05 m, concreto cemento-hormigón, 1:1:2

Mano de Obra	unid.	insumo	costo unitario	c.parcial	subtotal
Capataz (0.25)	h-h	0.016	377.22	6.04	
Operario (2)	h-h	0.127	269.44	34.22	
Oficial (1)	h-h	0.064	251.35	16.09	
Peón (8)	h-h	0.508	235.49	119.63	175.98
<b>Materiales</b>					
Cemento	b/s	0.230	1,650.00	379.50	
Hormigón	m <sup>3</sup>	0.100	2,939.56	293.96	
Agua	m <sup>3</sup>	0.012	300.00	3.60	677.06
<b>Equipo-Herramientas</b>					
Mezcladora 11 p <sup>3</sup>	h-m	0.0635	1,480.00	93.98	
Herramientas (5% M.O.)	%	5	175.98	8.80	102.78
Total: I/.					955.82

Costo directo: I/. 955.82 / m<sup>2</sup>

4.02 Partida: Concreto simple f'c: 140 kg/cm<sup>2</sup>

Costo por : metro cúbico

Rendimiento diario: 10 m<sup>3</sup>

Especificación: Incluye transporte de concreto

Mano de Obra	unid.	insumo	costo unitario	c.parcial	subtotal
Capataz (0.25)	h-h	0.20	377.22	75.44	
Operario (2)	h-h	1.60	269.44	431.10	
Oficial (1)	h-h	0.80	251.35	201.08	
Peón (12)	h-h	9.60	235.49	2,260.70	2,968.32

#### Material

Cemento	b <sub>3</sub> s	7.20	1,650.00	11,880.00	
Arena gruesa	m <sub>3</sub>	0.442	2,939.56	1,299.29	
Piedra chancada	m <sub>3</sub>	0.885	3,772.50	3,338.66	
Agua	m <sup>3</sup>	0.175	300.00	52.50	16,570.45

#### Equipo-Herramientas

Mezcladora 11 p <sup>3</sup>	h-m	0.800	1,480.00	1,184.00	
Vibrador 1 1/2" 4 HP	h-m	0.800	850.00	680.00	
Herramientas (5% M.O.)	%	5	2,968.32	148.42	2,012.42

Total: 1/. 21,551.19

Costo directo: 1/. 21,551.19 / m<sup>3</sup>

## 5.00 Obras de concreto armado

5.01 Partida: Concreto estructural f'c: 175 kg/cm<sup>2</sup>

Costo por : metro cúbico

Rendimiento diario: 10 m<sup>3</sup>

Especificación: Incluye colocado en obra

Mano de Obra		unid.	insumo	costo unitario	c.parcial	subtotal
Capataz (0.25)		h-h	0.20	377.22	75.44	
Operario (2)		h-h	1.60	269.44	431.10	
Oficial (1)		h-h	0.80	251.35	201.08	
Peón (12)		h-h	9.60	235.49	2,260.70	2,968.32

## Materiales

Cemento		b/s	8.20	1,650.00	13,530.00	
Arena gruesa		m <sub>3</sub>	0.484	2,939.56	1,422.75	
Piedra chancada		m <sub>3</sub>	0.721	3,772.50	2,719.97	
Agua		m	0.175	300.00	52.50	17,725.22

## Equipo-Herramientas

Mezcladora 11 p <sup>3</sup>		h-m	0.800	1,480.00	1,184.00	
Vibrador 1 1/2 "4 HP		h-m	0.800	850.00	680.00	
Herramientas (5% M.O.)	%		5	2,968.32	148.42	2,012.42

Total: I/. 22,705.96

Costo directo: I/. 22,705.96 / m<sup>3</sup>



5.02 Partida: Concreto estructural f'c: 210 kg/cm<sup>2</sup>

Costo por : metro cúbico

Rendimiento diario: 1.0 m<sup>3</sup>

Especificación: Incluye colocado en obra

Mano de Obra	unid.	insumo	costo unitario	c.parcial	subtotal
Capataz (0.25)	h-h	0.20	377.22	75.44	
Operario (2)	h-h	1.60	269.44	431.10	
Oficial (1)	h-h	0.80	251.35	201.08	
Peón (12)	h-h	9.60	235.49	2,260.70	2,968.32
<b>Materiales</b>					
Cemento	b/s	9.74	1,650.00	16,071.00	
Arena gruesa	m <sup>3</sup>	0.401	2,939.56	1,178.76	
Piedra chancada	m <sup>3</sup>	0.803	3,772.50	3,029.32	
Agua	m <sup>3</sup>	0.175	300.00	52.50	20,331.58
<b>Equipo-Herramientas</b>					
Mezcladora 11 p <sup>3</sup>	h-m	0.800	1,480.00	1,184.00	
Vibrador 1 1/2 "4 HP	h-m	0.800	850.00	680.00	
Herramientas (5% M.O.)	%	5	2,968.32	148.42	2,012.42
				<b>Total: I/.</b>	<b>25,312.32</b>
Costo directo: I/.			<b>25,312.32 / m<sup>3</sup></b>		

5.03 Partida: Concreto para pavimento f'c: 210 kg/cm<sup>2</sup>.

Costo por : metro cuadrado

Rendimiento diario: 100 m<sup>2</sup>

Especificación: Espesor de la losa e = 0.15 m

Mano de Obra	unid.	insumo	costo unitario	c.parcial	subtotal
Capataz (0.25)	h-h	0.02	377.22	7.54	
Operario (2)	h-h	0.16	269.44	43.11	
Oficial (1)	h-h	0.08	251.35	20.11	
Peón (12)	h-h	0.96	235.49	226.07	296.83

#### Materiales

Cemento	b <sub>3</sub>	1.20	1,650.00	1,980.00	
Arena gruesa	m <sub>3</sub>	0.10	2,939.56	293.96	
Piedra chancada	m <sub>2</sub>	0.12	3,772.50	452.70	
Madera	p <sup>2</sup>	0.12	395.50	47.46	
Clavos 3"	kg	0.02	585.05	11.70	
Líquido curador	gln	0.060	2,850.00	171.00	
Agua	m <sup>3</sup>	0.026	300.00	7.80	2,964.62

#### Equipo-Herramientas

Mezcladora 11 p <sup>3</sup>	h-m	0.08	1 480.00	118.40	
Vibrador 1 1/2" 4 HP	h-m	0.08	850.00	68.00	
Herramientas (5% M.O.)	%	5	296.83	14.84	201.24

Total: l/. 3,462.69

Costo directo: l/. 3,462.69 / m<sup>2</sup>

## 5.04 Partida: Encofrado plano

Costo por : metro cuadrado

Rendimiento diario: 12 m<sup>2</sup>

Mano de Obra	unid.	insumo	costo unitario	c. parcial	subtotal
Capataz (0.25)	h-h	0.167	377.22	63.00	
Operario (2)	h-h	0.667	269.44	179.72	
Oficial (1)	h-h	0.667	251.35	167.65	
Peón (2)	h-h	1.333	235.49	313.91	724.28

## Materiales

Madera tornillo (6 usos) p <sup>2</sup>		5.833	395.50	2,306.95	
Alambre	kg	0.20	652.40	130.48	
Clavos	kg	0.40	585.05	234.02	2,671.45

## Equipo Herramientas

Herramientas (5% M.O.) %		5	724.28	36.21	36.21
--------------------------	--	---	--------	-------	-------

---

 Total: I/. 3,431.94

 Costo directo: I/. 3,431.94 / m<sup>2</sup>

## 5.05 Partida: Encofrado curvo

Costo por : metro cuadrado

Rendimiento diario: 10 m<sup>2</sup>

Mano de Obra		unid.	insumo	costo unitario	c.parcial	subtotal
Capataz (0.25)		h-h	0.20	377.22	75.44	
Operario (1)		h-h	0.80	269.44	215.55	
Oficial (1)		h-h	0.80	251.35	201.08	
Peón (2)		h-h	1.60	235.49	376.78	868.85

## Materiales

Madera tornillo		p <sup>2</sup>	2.50	395.50	988.75	
Triplay (plancha 8' x 8" x 4') 4 usos		unid	0.25	7,500.00	1,875.00	
Alambre		kg	0.28	652.40	182.67	
Clavos		kg	0.25	585.05	146.26	3,192.68

## Equipo-Herramientas

Herramientas (5% M. O.)	%	5	868.85	43.44	43.44	
-------------------------	---	---	--------	-------	-------	--

---

 Total: I/. 4,104.97
Costo directo: I/. 4,104.97 / m<sup>2</sup>

## 5.06 Partida: Acero estructural

Costo por : kg

Rendimiento diario: 200 kg

Especificación: Acero fy = 4,200 kg/cm<sup>2</sup>

Mano de Obra	unid.	insumo	costo unitario	c.parcial	subtotal
Capataz (0.25)	h-h	0.010	377.22	3.77	
Operario (2)	h-h	0.040	269.44	10.78	
Oficial (1)	h-h	0.040	251.35	10.05	
Peón (1)	h-h	0.040	235.49	9.42	34.02
<b>Materiales</b>					
Fierro corrugado	kg	1.07	240.00	256.80	
Alambre	kg	0.05	652.40	32.62	289.42
<b>Equipo-Herramientas</b>					
Herramientas (10% M.O.) %		10	34.02	3.40	3.40
				<b>Total: I/.</b>	<b>326.84</b>

Costo directo: I/., 326.84 / kg

6.00 Varios

6.01 Partida: Junta de dilatación

Costo por : metro lineal

Rendimiento diario: 30 ml

Especificaciones : Water Stop 4"

Mano de Obra	unid.	insumo	costo unitario	c.parcial	subtotal
Capataz (0.25)	h-h	0.067	377.22	25.27	
Operario (1)	h-h	0.267	269.44	71.94	
Oficial (1)	h-h	0.267	251.35	67.11	164.32

**Materiales**

Water Stop 4"	ml	1.05	1,199.00	1,258.95	
Tecnopor 1"	m <sup>2</sup>	0.04	1,144.50	45.78	1,304.73

**Equipo-Herramientas**

Herramientas (5% M.O.)	%	5	164.32	8.22	8.22
------------------------	---	---	--------	------	------

---

 Total: I/. 1,477.27

Costo directo: I/. 1,477.27 / ml

6.02 Partida: Rejilla de drenaje pluvial Tipo I  
(incluye colocación)

Costo por : unidad

Rendimiento diario: 2 unidad

Especificaciones: Rejilla de 0.50 x 1.10 m

Mano de Obra		unid.	insumo	costo unitario	c.parcial	subtotal
Capataz (0.25)		h-h	1.00	377.22	377.22	
Operario (1)		h-h	4.00	269.44	1,077.76	
Oficial (1)		h-h	4.00	251.35	1,005.40	
Peón (2)		h-h	8.00	235.49	1,883.92	4,344.30

Materiales

Varilla $\square$ 3/4"		unid	3.67	7,862.22	28,854.35	
Angulo 2" x 2" x 3/16"		unid	0.183	4,837.80	885.32	
Angulo 1 3/4" x 1 3/4" x 1/4"		unid	0.183	5,407.50	989.57	
Fierro corrugado $\emptyset$ 1/2"		unid	0.05	1,710.93	85.55	
Platina 1 3/4" x 1/4"		unid	0.183	3,256.20	595.88	
Soldadura		kg	2.50	200.00	500.00	31,910.67

Equipo Herramientas

Herramientas (5% M.O.)	%	5	4,344.30	217.22	217.22	
------------------------	---	---	----------	--------	--------	--

Total: I/. 36,472.19

Costo directo: I/. 36,472.19 / unid



6.03 Partida: Rejilla de drenaje pluvial Tipo II  
(incluye colocación)

Costo por : unidad

Rendimiento diario: 1.5 unidad

Especificaciones: Rejilla de 0.50 x 1.70 m

Mano de Obra		unid.	insumo	costo unitario	c.parcial	subtotal
Capataz (0.25)		h-h	1.333	377.22	502.83	
Operario (1)		h-h	5.333	269.44	1,436.92	
Oficial (1)		h-h	5.333	251.35	1,340.45	
Peón (2)		h-h	10.667	235.49	2,511.97	5,792.17

Materiales

Varilla $\square$ 3/4"		unid	5.67	7,862.22	44,578.79	
Angulo 2 x 2 x 3/16"		unid	0.283	4,837.80	1,369.10	
Angulo 1 3/4 x 1 3/4 x 1/4"		unid	0.283	5,407.50	1,530.32	
Fierro corrugado $\emptyset$ 1/2"		unid	0.077	1,710.93	131.74	
Platina 1 3/4 x 1/4"		unid	0.283	3,256.20	921.50	
Soldadura		kg	3.80	200.00	760.00	49,291.45

Equipo-Herramientas

Herramientas (5% M.O.)	%	5	5,792.17	289.61	289.61	
------------------------	---	---	----------	--------	--------	--

Total: I/. 55,373.23

Costo directo: I/. 55,373.23 / unidad

6.04 Partida: Rejilla de Protección  
(incluye colocación)

Costo por : unidad

Rendimiento diario: 0.5 unidad

Especificaciones: Rejilla con fierro de Ø 5/8"

Mano de Obra		unid.	insumo	costo unitario	c.parcial	subtotal
Capataz (0.25)		h-h	4.00	377.22	1,508.88	
Operario (2)		h-h	32.00	269.44	8,622.08	
Oficial (2)		h-h	32.00	251.35	8,043.20	
Peón (4)		h-h	64.00	235.49	15,071.36	33,245.52

Materiales

Fierro corrugado Ø5/8"	unid	5.00	2,687.15	13,435.75	
Soldadura	kg	8.00	200.00	1,600.00	15,035.75

Equipo-Herramientas

Herramientas (5% M.O.)	%	5	33,245.52	1,662.28	1,662.28
------------------------	---	---	-----------	----------	----------

Total: I/. 49,943.55

Costo directo: I/. 49,943.55 / unid

6.05 Partida: Instalación de tubería y accesorios para la red de desague

Costo por : metro lineal

Rendimiento diario: 50 ml

Especificaciones: Tubería de C. S. N Ø 12"

Mano de Obra		unid.	insumo	costo unitario	c.parcial	subtotal
Capataz (0.25)		h-h	0.04	377.22	15.08	
Operario (1)		h-h	0.16	269.44	43.10	
Peón (1)		h-h	0.16	235.49	37.62	95.80

**Materiales**

Tubería de C.S.N. Ø5/8" ml			1.05	3 500.15	3,675.00	3,675.00
----------------------------	--	--	------	----------	----------	----------

**Equipo-Herramientas**

Herramientas (5% M.O.)	%		5	95.80	4.79	4.79
------------------------	---	--	---	-------	------	------

Total: I/. 3,775.59

Costo directo: I/. 3,775.59 / ml

6.06 Partida: Instalación de tubería y accesorio para la red de agua

Costo por : metro lineal

Rendimiento diario: 120 ml

Especificaciones: Tubería de A.C. Ø 6"

Mano de Obra	unid.	insumo	costo unitario	c.parcial	subtotal
Capataz (0.25)	h-h	0.017	377.22	6.41	
Operario (1)	h-h	0.067	269.44	18.05	
Peón (1)	h-h	0.067	235.49	15.78	40.24
<b>Materiales</b>					
Tubería de A.C. Ø 6"	ml	1.05	3,000.00	3,150.00	3,150.00
<b>Equipo-Herramientas</b>					
Herramientas (5% M.O.)	%	5	40.24	2.01	2.01
				<b>Total: 1/.</b>	<b>3,192.25</b>

Costo directo: 1/., 3,192.25 / ml

## Capítulo V

PRESUPUESTO DE OBRA

En este capítulo se elabora los presupuestos de obra de las 5 alternativas, así como el presupuesto por daños ocasionados por las fuertes precipitaciones en el año de 1983 en la calle Los Tumpis (Tumbes) con costos unitarios correspondientes al mes de noviembre de 1988.

Los cálculos de los presupuestos se presentan en las páginas siguientes obteniéndose los siguientes resultados que son mostrados en el siguiente cuadro.

Cuadro N° 5.1 - Resumen de presupuestos

Proyecto: control de inundaciones de la ciudad de Tumbes (Quebrada Los Tumpis	presupuesto (I/.)
- Alternativa N° 1	230' 848, 582. 83
- Alternativa N° 2	154' 263, 338. 69
- Alternativa N° 3	257' 852, 889. 76
- Alternativa N° 4	66' 228, 982. 54
- Alternativa N° 5	
A) Presa+Canal aliviadero (Alt 1)	69' 829, 981. 90
B) Presa+Canal aliviadero (Alt 2)	67' 916, 133. 10
C) Presa+Canal aliviadero (Alt 3)	62' 174, 586. 72
- Evaluación de daños en la calle Los Tumpis	61' 825, 219. 23

Los presupuestos: Presa + aliviadero (alternativa 2 y 3) de la quinta alternativa se han obtenido asumiéndose una variación lineal en función del ancho de la plantilla del canal.

## PRESUPUESTO

Proyecto: Control de inundaciones de la ciudad de Tumbes  
(Quebrada Los Tumpis) - (Alternativa N° 1)

Part. N°	especificaciones	metrados		costos		
		unid	cantidad	unitario	parcial	total rubro
1.00	Obras provisionales					17'800,000.00
1.01	Campamento y villa de operadores		Estimado		12'800,000.00	
1.02	Transporte y retiro de equipos		Estimado		5'000,000.00	
2.00	Trabajos preliminares					944,031.65
2.01	Roce, limpieza y desforestación	Ha	1.40	150908.32	211,271.65	
2.02	Trazo, niveles y replanteo	m <sup>2</sup>	14000.00	52.34	732,760.00	
3.00	Movimiento de tierras					18'655,580.66
3.01	Excavación masiva con equipo	m <sup>3</sup>	9434.55	362.54	3'420,401.76	
3.02	Excavación manual	m <sup>3</sup>	776.98	829.09	644,186.35	
3.03	Conformación de terraplén	m	3309.66	529.20	1'751,472.07	
3.05	Relleno compactado con material de afirmado (e = 0.20 m)	m <sup>2</sup>	10463.46	671.15	7'022,551.18	
3.06	Relleno con material de filtro	m	41.90	3192.82	133,779.16	
3.08	Relleno y compactación del terreno en superficies interiores	m <sup>3</sup>	1677.72	679.22	1'139,540.98	
3.09	Eliminación de material excedente	m <sup>3</sup>	5524.15	674.77	3'727,530.70	
3.10	Enrocado con material de cantera	m	90.60	9007.93	818,118.46	
4.00	Obras de concreto simple					2'292,102.42
4.01	Solado para losa, concreto 1:12	m <sup>2</sup>	2256.00	955.82	2'156,329.92	
4.02	Concreto simple, f'c 140 kg/cm <sup>2</sup>	m	6.30	21551.19	135,772.50	
5.00	Obras de concreto armado					143'316,710.97
5.02	Concreto estructural, f'c 210 kg/cm <sup>2</sup>	m <sup>3</sup>	1785.85	25312.32	45'204,006.67	
5.03	Concreto para pavimento, f'c 210 kg/cm <sup>2</sup>	m <sup>2</sup>	5891.24	3462.69	20'399,537.84	
5.04	Encofrado plano	m <sup>2</sup>	14484.97	3431.94	49'711,547.94	
5.06	Acero estructural	kg	85679.90	326.84	28'006,618.52	
6.00	Varios					1'668,440.56
6.01	Junta de dilatación (Water Stop 4")	ml	1095.60	1477.27	1'618,497.01	
6.04	Rejilla de protección Ø:5/8"	unid	1.00	49943.55	49,943.55	
Sub-total I/.						184'678,866.26
Gastos Generales (15%)						27'701,829.64
Utilidad (10%)						28'467,886.63
Total I/.						230'848,582.83

## PRESUPUESTO

Proyecto: Control de inundaciones de la ciudad de Tumbes  
(Quebrada Los Tumpis) - (Alternativa N° 2)

Part. N°	especificaciones	metrados		costos		
		unid	cantidad	unitario	parcial	total rubro
1.00	Obras provisionales					17'800,000.00
1.01	Campamento y villa de operadores		Estimado		12'800,000.00	
1.02	Transporte y retiro de equipos		Estimado		5'000,000.00	
2.00	Trabajos preliminares					620,363.65
2.01	Roce, limpieza y desforestación	Ha	0.92	150908.32	138,835.65	
2.02	Trazo, niveles y replanteo	m <sup>2</sup>	9200.00	52.34	481,528.00	
3.00	Movimiento de tierras					44'970,253.81
3.01	Excavación masiva con equipo	m <sup>3</sup>	48440.35	362.54	17'561,564.49	
3.02	Excavación manual	m <sup>3</sup>	58.32	829.09	48,352.53	
3.06	Relleno con material de filtro	m <sup>3</sup>	50.32	3192.82	160,662.70	
3.07	Relleno compactado con material propio	m <sup>3</sup>	45535.16	564.25	25'693,214.03	
3.08	Relleno y compactación del terreno en superficies interiores	m <sup>3</sup>	104.60	679.22	71,046.41	
3.10	Enrocado con material de cantera	m <sup>3</sup>	159.35	9007.93	1'435,413.65	
4.00	Obras de concreto simple					527,899.39
4.01	Solado para losa, concreto 1:12	m <sup>2</sup>	552.30	955.82	527,899.39	
5.00	Obras de concreto armado					58'512,133.18
5.01	Concreto estructural, f'c 175 kg/cm <sup>2</sup>	m <sup>3</sup>	819.43	22705.96	18'605,944.80	
5.04	Encofrado plano	m <sup>2</sup>	4908.56	3431.94	16'845,883.41	
5.05	Encofrado curvo	m <sup>2</sup>	100.60	4104.97	412,959.98	
5.06	Acero estructural	kg	69291.84	326.84	22'647,344.99	
6.00	Varios					980,020.92
6.01	Junta de dilatación (Water Stop 4")	m	663.40	1477.27	980,020.92	
					Sub-total I/.	123'410,670.95
					Gastos Generales (15%)	18'511,000.64
					Utilidad (10%)	12'341,067.10
					Total I/.	154'263,338.69



## PRESUPUESTO

Proyecto: Control de inundaciones de la ciudad de Tumbes  
(Quebrada Los Tumpis) - (Alternativa N° 3)

Part. N°	especificaciones	metrados		costos		
		unid	cantidad	unitario	parcial	total rubro
1.00	Obras provisionales					17'800,000.00
1.01	Campamento y villa de operadores		Estimado		12'800,000.00	
1.02	Transporte y retiro de equipos		Estimado		5'000,000.00	
2.00	Trabajos preliminares					944,031.65
2.01	Roce, limpieza y desforestación	Ha	1.40	150908.32	211,271.65	
2.02	Trazo, niveles y replanteo	m <sup>2</sup>	14000.00	52.34	732,760.00	
3.00	Movimiento de tierras					17'107,965.35
3.01	Excavación masiva con equipo	m <sup>3</sup>	12146.08	362.54	4'403,439.84	
3.02	Excavación manual	m <sup>3</sup>	586.32	829.09	486,112.05	
3.03	Conformación de terraplén	m <sup>3</sup>	1591.03	529.20	841,973.08	
3.05	Relleno compactado con material de afirmado (e = 0.20 m)	m <sup>2</sup> m <sup>3</sup>	4160.60	671.15	2'792,386.69	
3.06	Relleno con material de filtro	m <sup>3</sup>	43.88	3192.82	140,100.94	
3.08	Relleno y compactación del terreno en superficies interiores	m <sup>3</sup>	7101.80	679.22	4'823,684.60	
3.09	Eliminación de material excedente	m <sup>3</sup>	4039.57	674.77	2'725,780.65	
3.10	Enrocado con material de cantera	m <sup>3</sup>	99.30	9007.93	894,487.50	
4.00	Obras de concreto simple					3'778,999.70
4.01	Solado para losa, concreto 1:12	m <sup>2</sup> m <sup>3</sup>	3776.00	955.82	3'609,176.32	
4.02	Concreto simple, f'c 140 kg/cm <sup>2</sup>	m <sup>3</sup>	7.88	21551.19	169,823.38	
5.00	Obras de concreto armado					163'235'685.26
5.01	Concreto estructural, f'c 210 kg/cm <sup>2</sup>	m <sup>3</sup>	2253.16	25312.32	57'032,706.93	
5.02	Concreto para pavimento, f'c 210 kg/cm <sup>2</sup>	m <sup>2</sup>	4160.57	3462.69	14'406,764.13	
5.03	Encofrado plano	m <sup>2</sup>	15937.14	3431.94	54'695,308.25	
5.04	Acero estructural	kg	113513.97	326.84	37'100,905.95	
6.00	Varios					3'415,629.65
6.01	Junta de dilatación (Water Stop 4")	ml	738.60	1477.27	1'091,111.62	
6.02	Rejilla de drenaje pluvial, Tipo I	unid	32.00	36472.19	1'167,110.08	
6.03	Rejilla de drenaje pluvial, Tipo II	unid	20.00	55373.23	1'107,464.60	
6.04	Rejilla de protección Ø:5/8"	unid	1.00	49943.55	49,943.55	
				Sub-total I/.		206'282,311.81
				Gastos Generales (15%)		30'942,346.77
				Utilidad (10%)		20'628,231.18
				Total I/.		257'852,889.76

## PRESUPUESTO

Proyecto: Control de inundaciones de la ciudad de Tumbes  
(Quebrada Los Tumpis) - (Alternativa N° 4)

Part. N°	especificaciones	metrados		costos		
		unidad	cantidad	unitario	parcial	total rubro
1.00	Obras provisionales					17'800,000.00
1.01	Campamento y villa de operadores		Estimado		12'800,000.00	
1.02	Transporte y retiro de equipos		Estimado		5'000,000.00	
2.00	Trabajos preliminares					620,363.65
2.01	Roce, limpieza y desforestación	Ha	0.92	150908.32	138,835.65	
2.02	Trazo, niveles y replanteo	m <sup>2</sup>	9200.00	52.34	481,528.00	
3.00	Movimiento de tierras					26'227,295.47
3.01	Excavación masiva con equipo	m <sup>3</sup>	54351.35	362.54	19'704,538.43	
3.02	Excavación manual	m <sup>3</sup>	4311.64	829.09	3'574,737.61	
3.03	Conformación de terraplén	m <sup>3</sup>	1576.58	529.20	834,326.14	
3.06	Relleno con material de filtro	m <sup>3</sup>	7.50	3192.82	23,946.15	
3.07	Relleno compactado con material propio	m <sup>3</sup>	60.00	564.25	33,855.00	
3.08	Relleno y compactación del terreno en superficies interiores	m <sup>3</sup>	587.93	679.22	399,333.81	
3.10	Enrocado con material de cantera	m <sup>3</sup>	183.90	9007.93	1'656,558.33	
4.00	Obras de concreto simple					258,071.40
4.01	Solado para losa, concreto 1:12	m <sup>2</sup>	270.00	955.82	258,071.40	
5.00	Obras de concreto armado					7'901,881.97
5.01	Concreto estructural, f'c 175 kg/cm <sup>2</sup>	m <sup>3</sup>	82.34	22705.96	1'869,608.75	
5.03	Encofrado plano	m <sup>2</sup>	992.37	3431.94	3'405,754.30	
5.04	Acero estructural	kg	8036.10	326.84	2'626,518.92	
6.00	Varios					175,573.54
6.01	Junta de dilatación (Water Stop 4")	ml	118.35	1477.27	175,573.54	
Sub-total I/.						52'983,186.03
Gastos Generales (15%)						7'947,477.91
Utilidad (10%)						5'298,318.60
Total I/.						66'228,982.54





## PRESUPUESTO

Proyecto: Control de inundaciones de la ciudad de Tumbes  
(Quebrada Los Tumpis)  
Evaluación de daños ocasionados por las fuertes  
precipitaciones pluviales en la calle  
Los Tumpis (Tumbes) en el año de 1,983

Part. Nº	especificaciones	metrados		costos		
		unid	cantidad	unitario	parcial	total rubro
	<b>A) PAVIMENTO</b>					38'456,017.28
3.01	Excavación masiva	m <sup>3</sup>	2912.00	362.54	1'055,716.48	
3.05	Relleno compactado con material de afirmado	m <sup>2</sup>	12800.00	671.15	8'590,720.00	
5.03	Concreto para pavimento: f'c=210kg/cm <sup>2</sup>	m <sup>2</sup>	8320.00	3462.69	28'809,582.80	
	<b>B) LINEA DE DESAGUE</b>					7'549,433.05
3.02	Excavación manual	m <sup>3</sup>	1843.20	829.09	1'528,178.69	
3.08	Relleno compactado (encima de la tubería)	m <sup>3</sup>	1749.80	679.22	1'188,499.16	
6.05	Instalación de tubería y accesorios (tub. C.S.N. Ø:12")	m1	1280.00	3775.59	4'832,755.20	
	<b>C) LINEA DE AGUA</b>					5'819,768.90
3.02	Excavación manual	m <sup>3</sup>	960.00	829.09	795,926.40	
3.08	Relleno compactado (encima de la tubería)	m <sup>3</sup>	949.62	679.22	645,000.90	
3.11	Preparación de cama de apoyo para tubería A.C. Ø:4"	m1	1280.00	228.72	292,761.60	
6.06	Instalación de tubería y accesorios tub. A.C. Ø:4"	m1	1280.00	3192.25	4'086,080.00	
	<b>D) SISTEMA ELECTRICO</b>		GLOBAL			10'000,000.00
					Total 17.	61'825,219.23

## Capítulo VI

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- La alternativa N° 4 presenta la solución más económica para la evacuación de las aguas provenientes de las precipitaciones pluviales en la cuenca Los Tumpis, con un monto de inversión de I/. 66'218,982.54 con precios vigentes al mes de noviembre de 1988
- La alternativa N° 5 presenta la segunda solución económica con un monto de inversión de I/. 69'829,981.90.
- De las alternativas 4 y 5 se puede deducir que la alternativa N° 4 presenta mejores características de operatividad puesto que la evacuación de las aguas es más rápida.
- Ambas alternativas presentan grandes volúmenes de excavación de material térreo. En el caso de la alternativa N° 4 el volumen es de 58,621.91 m<sup>3</sup> y en el caso de la alternativa N° 5 es de 50,850 m<sup>3</sup>
- Las condiciones de geología y mecánica de suelo son buenas puesto que presentan una buena calidad de suelo por cuanto el factor de deslizamiento del talud es del orden de 1.6 - 1.7, tal como se ha podido comprobar en el estudio de estabilidad de taludes.

- Finalmente podemos concluir que la alternativa N° 4 es la más favorable por las características de operatividad, mecánica de suelos, geología y económicas que presenta.
  
- Es recomendable que el canal sin revestir tenga un mantenimiento eficiente. La falta de limpieza del canal podría originar el aumento de rugosidad de las paredes del canal, el crecimiento de vegetación, así como la disminución de su capacidad.



RELACION DE PLANOS

La relación de planos se puede apreciar en el siguiente cuadro.

Cuadro N° 6.1 - Relación de planos del proyecto

Alternativa del proyecto	Plano N°	Descripción
N° 1	1/18	Trazo de eje
	2/18	Secciones transversales
	3/18	secc. trans. y perfil longitudinal
	4/18	Planta-corte-armadura
N° 2	1/18	Trazo de eje
	5/18	Secciones transversales del ramal N° 1
	6/18	Secciones transversales del ramal N° 2
	7/18	Planta, corte, armadura del ramal N° 1
	8/18	Planta, corte, armadura del ramal N° 1 (tramo final)
9/18	Planta, cortes, armadura del ramal N° 2	
N° 3	10/18	Trazo de eje, cortes, armadura
	11/18	Secciones transversales y perfil longitudinal

Alternativa del proyecto	Plano N°	Descripción
	13/18 14/18	Secciones transversales Planta-cortes
N° 4	10/18 12/18 13/18 15/18	Trazo de eje Secciones transversales y perfil longitudinal Secciones transversales Planta, cortes y armadura
N° 5	16/18 17/18 18/18	Trazo de ejes de presa y canal aliviadero, perfil longitudinal y secciones transversales Planta, secciones transversales, cortes de presa Planta, cortes y armadura del canal aliviadero

BIBLIOGRAFIA BASICA

La bibliografía utilizada en el desarrollo de la tesis fue la siguiente:

- Diseño de presas pequeñas de Bureau of Reclamation, USA.
- Hidrología para Ingeniería y Planeamiento de Allen T. Hjelmfelt Jr, John J. Cassidy.
- Hidráulica Aplicada de Homero Xavier Andrade de Pedrosa.
- Proyectos de Obras Hidráulicas de Jesús Villaseñor
- Mecánica de Suelos en la Ingeniería Práctica de Karl Terzaghi - Ralph B. Peck.
- La Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres de Alfonso Rico y Hermilio del Castillo.
- Boletines Técnicos del Ministerio de Agricultura y Alimentación (Dirección General de Aguas).
- Hidráulica de Tubería y Canales de Arturo Rocha.
- Informes Técnicos de Arturo Rocha Ingenieros Asociados S.A.
- Proyectos de Estructura de Hormigón de George Winter, Arthur H. Wilson.
- Irrigación de Arturo Rosell Calderón.
- Reglamento Nacional para Carreteras (M.T.C.).