

OBRAS HIDRAULICAS DE LA CENTRAL

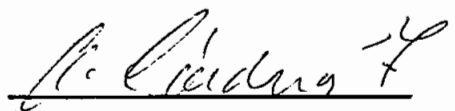
HIDROELECTRICA DEL MISAGUALLI

TESIS PREVIA A LA OBTENCION DEL TITULO DE INGENIERO
EN LA ESPECIALIZACION DE ELECTROTECNIA DE LA ESCUELA
POLITECNICA NACIONAL.

VICTOR M. SALGADO V.

QUITO, AGOSTO DE 1.964

002154

A handwritten signature in cursive script, appearing to read 'Alejandro Gardenas', with a horizontal line underneath it.

Ing. ALEJANDRO GARDENAS

DIRECTOR DE TESIS

INDICE GENERAL DE MATERIAS

C A P I T U L O I

PRELIMINARES

Generalidades	1
Situación actual del servicio eléctrico en las tres poblaciones.....	3
Recopilación de datos de la demanda eléctrica en las poblaciones de Tena, Puerto Napo y Archidona.....	6
Demanda eléctrica actual y futura.....	7

C A P I T U L O I I

DETERMINACION DEL PROYECTO A ESTUDIARSE

Estudio comparativo de las posibilidades de electrificación inspeccionada en va- rios ríos de la Zona.....	17
Razones para la determinación del proyecto escogido.....	21

C A P I T U L O I I I

ESTUDIO DE LAS OBRAS HIDRAULICAS DEL PROYECTO DEFINITIVO

Azud y Bocatoma	23
Desorenador	72
Canal de Aducción	91
Tanque de Presión	100
Tubería de Presión	116
Características generales de Turbinas, Generadores y Línea de Transmisión	131

C A P I T U L O I V

COSTO APROXIMADO DE LA CENTRAL
HIDROELECTRICA DE MISAGUALLI..... 143

C A P I T U L O V

COSTO APROXIMADO DEL KW INSTALADO
Y COSTO DEL KWh GENERADO

Costo del KW instalado..... 153
Costo aproximado del KWh..... 154

INDICE DE CUADROS Y PLANOS

C U A D R O S .-

CUADRO Nº 1

Demanda de potencia eléctrica (KW) de Tena, Archidona y Puerto Napo, durante los años comprendidos entre 1963 - 1986 - 1991..... 15-b

CUADRO Nº 2

Población, Demanda y evolución de la potencia instalada..... 156

CUADRO Nº 3

Costos estimados anuales de operación..... 157

P L A N O S .-

PLANO Nº 1

Plano General

PLANO Nº 2

Bocatoma y desripador

PLANO Nº 3

Desarenador

PLANOS Nº 4 y 5

Canal de aducción

PLANO Nº 6

Tanque de presión y detalle de rejillas

PLANO Nº 7

Perfil, Tubería de presión, apoyos y anclajes.

OBRAS HIDRAULICAS DE LA CENTRAL HIDROELECTRICA DEL

MISAGUALLI

C A P I T U L O I

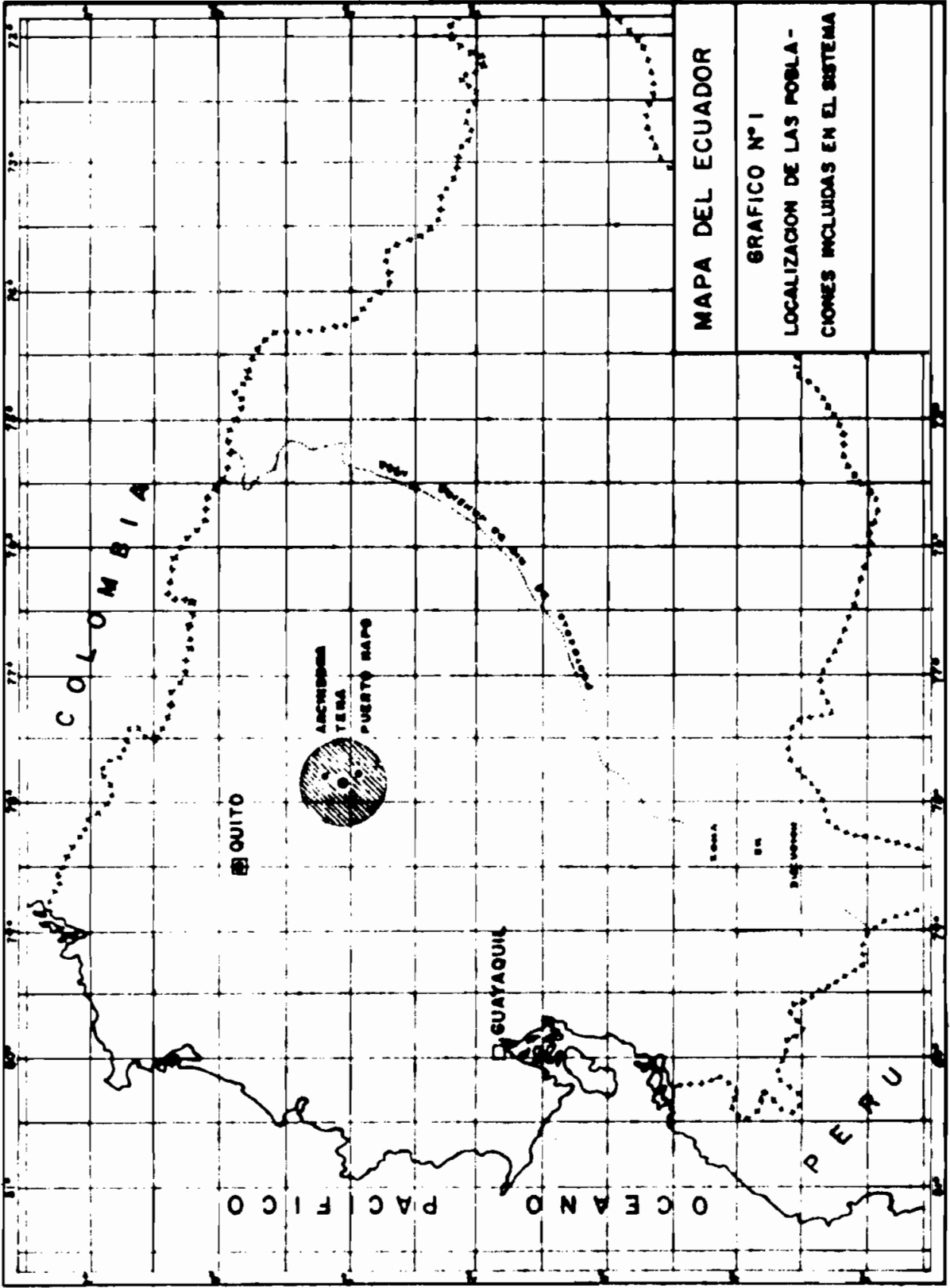
PRELIMINARES:

a) GENERALIDADES.

Tena y sus parroquias, Puerto Napo y Archidona se encuentran en la Región Oriental del País, y pertenecen a la provincia de Napo. La población más importante es Tena, que a la vez es capital de la provincia; se encuentra entre los paralelos 0° y 1° y los meridianos 78° y 77 a partir del meridiano de Greenwich. (Gráfico No. 1).

Archidona se encuentra al Norte de Tena y se une a la Capital de la provincia por medio de una carretera estable de 11,5 Km.. Por su parte, Puerto Napo se encuentra a 7,5 Km. al sur-este de Tena, existiendo, entre las dos poblaciones, una carretera estable que está al terminarse.

Tena se comunica con Quito, otras poblaciones del Oriente y el resto del País, por vía aérea. La Compañía EAO realiza dos veces a la semana, viajes entre Quito-Shell Nera y Tena. Además existen avionetas que realizan vuelos diarios entre las poblaciones orientales. La carretera estable que unirá Puerto Napo con el Fuyo está terminada en más del 50%, continuando, en forma acelerada, los trabajos de terminación. Esta carretera unirá toda la Zona con Baños, Ambato y las demás ciudades del País. También, las poblaciones consideradas en el sistema, se unen a



MAPA DEL ECUADOR

GRAFICO N° 1
 LOCALIZACION DE LAS POBLACIONES INCLUIDAS EN EL SISTEMA

Quito por un camino que pasa por Baesa, Papallacta y Pifo. Entre Quito y más de 20 Kms. al oriente de Papallacta existe camino carrozable, continuando en camino de herradura hasta Archidona.

La principal vía fluvial utilizada es el río Napo, que comunica la región con poblaciones situadas al oriente.

Descripción y actividades de la zona. - Como la generalidad de las zonas de la región oriental, se encuentra cruzada por numerosos ríos, siendo los principales los ríos Napo, Misagualli, Tena y Pano. Tienen frecuentes precipitaciones atmosféricas durante todo el año y especialmente en los meses de Marzo y Agosto. La tierra es exuberante y su altitud varía entre los 650 y 450 metros sobre el nivel del mar.

Las principales actividades de su población son la agricultura y la ganadería. La región produce todos los cultivos de las zonas tropicales (café, cacao, yuca, piña, banano, etc.) Los potreros de la región mantienen ganado de excelente calidad.

El comercio existente es pequeño, realizándose especialmente entre las poblaciones consideradas, y entre éstas con El Puyo y Quito. La caza y pesca se realizan en pequeña escala. La industria es incipiente, existiendo solamente unos pocos aserraderos y mueblerías. Otra fuente que habría que añadir es el turismo, incrementado últimamente.

Hay que hacer notar, que la falta de sistemas de comunicación terrestre, ha impedido un mayor desarrollo, tanto de las actividades agro-

tadas, como de otras que hubieran podido desarrollar.

SITUACION ACTUAL DEL SERVICIO ELECTRICO EN LAS TRES POBLACIONES.-

TENA.-

El Municipio de Tena tiene en servicio un grupo térmico nuevo, de 24 KVA de potencia, trifásico, 208/120 V, 60 c/sg. El grupo trabaja bien aunque el generador no alcanza a los 60 c/sg., debido a la mala relación entre los diámetros de las poleas del motor y el generador, que se acoplan por banda.

La planta se encuentra al centro de la población. La red de distribución se encuentra en regular estado, sin embargo, ésta no se extiende por toda la población, existiendo áreas que no tienen servicio.

La falta de red y las prohibiciones de uso de utensilios eléctricos como radios, planchas, refrigeradores, etc. (sólo se da servicio para alumbrado) hacen que en la actualidad la demanda esté restringida, limitándose a la potencia de la planta.

Se da servicio solamente, durante cuatro horas diarias (de 8 1/2 a 10 1/2 p.m.) debido, al alto costo de operación. A las 7 y 1/2 p.m. (Enero de 1963) se midió, en los extremos de la red, 60 V de tensión promedio entre fase y neutro, es decir que en la periferia de población servida, la tensión llega con un 50% de pérdida.

ARCHIDONA.-

La Junta Parroquial tiene una planta hidroeléctrica, cer-

cana al pueblo, en la margen izquierda del río Misaguallí. La caída utilizada es de 7.5 m. La turbina, que es de fabricación nacional, se acopla por banda a un generador de 37.5 KVA trifásico, 220/127, 60 c/sg. Todas las instalaciones están en mal estado; tanto las obras hidráulicas, casa de máquinas, maquinarias, aparatos de medidas, conexiones, etc. Por su parte la turbina tiene una potencia estimada de 11 HP, lo que dan una potencia efectiva de alrededor de 10 KVA.

Si malas son las instalaciones en la casa de máquinas, peor es la red de distribución; con calibres de conductores inadecuados, empalmes mal hechos, falta de aislamiento, etc. lo que ha contribuido para que tengan fuertes pérdidas y mal servicio. La tensión de distribución es igual a la de generación (220/127), sin embargo, en la plaza principal de la población (a 500 m. de la planta aproximadamente) a las 6 p.m. se midió un voltaje de 30V entre fase y neutro. Sin embargo de tener planta hidroeléctrica, el servicio se mantiene durante 5 horas al día, de 5 a 10 p.m. En Archidona, como en Tena, la demanda está limitada por la capacidad de la planta.

PUERTO MAPO.-

Tiene una planta hidroeléctrica de igual sistema y características que la de Archidona; al igual que allí las instalaciones dejan mucho que desear y solamente el generador se encuentra en buen estado. La caída utilizada es de 6 m. y la turbina se acopla por banda al generador de 10 KVA, 220/127, 60 c/sg. El mayor inconveniente que tienen es la falta de agua en el canal, que solamente al-

causa para una potencia de 4 a 5 KW.

La red de distribución es tan mala, o peor que la de Archidona y al igual que en ésta, el servicio es muy deficiente. También en Puerto Nipo, el servicio es de 5 a 10 p.m. y al igual que en las otras dos poblaciones la demanda está limitada a la capacidad de la planta.

Hay que indicar que, otro factor que influye en el mal servicio, especialmente en Archidona y Puerto Nipo, se debe a la falta de responsabilidad y conocimientos técnicos de los operadores de las plantas. En la actualidad existe un completo desequilibrio y la misión de los operadores se limita a abrir las compuertas de paso del agua a la tubería y regresar, a las cinco horas, para volverlas a cerrar.

Por el desarrollo que se espera en toda la zona y por lo avanzado anteriormente, se hace falta mucha explicación para comprender la necesidad de mejorar el servicio eléctrico en las tres poblaciones, las que, como en pocos casos en la región oriental, se encuentran cercanas entre sí, facilitando la formación de un solo sistema, que serviría desde la central a estudiarlas, unificando la operación y la distribución de la energía en las poblaciones y zonas rurales alejadas. Además, justifica la construcción de una central hidroeléctrica en la zona, el alto costo del combustible que se utiliza en plantas térmicas. Como información se puede indicar que en Tama el precio del Galón de diesel cuesta más de \$ 8,00, lo que sube el costo de operación, impidiendo el servicio continuo, circunscribiéndole

nicamente a pocas horas de la noche, imposibilitando el uso de la electricidad para otros menesteres de utilidad pública y privada.

El Municipio de Tena, quiso solucionar el problema de electricidad, para el cantón, para lo que comenzó la construcción de una central hidroeléctrica, en el río Tena, de la que se hizo el canal. Desgraciadamente no se realizaron los estudios previos necesarios, lo que dió por resultado que el canal se lo trace y construya deficientemente, por lo que abandonaron la obra.

a) Recopilación de datos de la demanda eléctrica en las poblaciones de Tena, Puerto Mape y Arabisoma.

Con el objeto de determinar la potencia a obtenerse de la central hidroeléctrica que sirva a las poblaciones del sistema, es necesario hacer el estudio de la demanda actual y su proyección al futuro. Para la determinación de la demanda, sería necesario realizar un censo eléctrico que determine la carga instalada, las características de carga, los incrementos experimentados por cada tipo de carga en un período considerable, crecimiento de la demanda total, incrementos de industrias, de áreas servidas, crecimiento de la población, nivel de vida, etc., etc.

Sin embargo, en las poblaciones orientales se dificulta realizar dichos trabajos, ya que no se han llevado registros de ninguna clase y porque, además, cualquier deducción que se hiciera a base de datos actuales, darían resultados incorrectos, ya que estas poblaciones han ta-

nido y siguen teniendo restricción en el servicio.

b) Demanda eléctrica actual y futura:

Demanda actual. - Para determinar la demanda actual se ha asignado una cantidad de vatios por habitante, incidentes en la hora de pico de la carga, semejante a la que tienen o se asignan en poblaciones similares.

A continuación se da los W/hb. que tienen algunas ciudades del Ecuador.

Quito	80 w/h
Gusyaquil	90 w/h
Latacunga	120 w/h
Fuyo	44 w/h
Otavalo	126 w/h

Hay que indicar que de dichas ciudades, Latacunga, Otavalo y El Fuyo, tienen copada la capacidad de sus plantas, lo que impide entregar un servicio a una zona mayor y para mayores utilizaciones.

De las poblaciones mencionadas, la más semejante a las consideradas en el sistema es El Fuyo, por lo que se la tomará para base de comparación.

Una estimación de la demanda actual del Fuyo, hecha por el Instituto Ecuatoriano de Electrificación, asigna 200 Kw como potencia neces-

sería actual. Con ello tendrían 87 w/hab. de incidencia en la hora de pico. Si se considera que las poblaciones del sistema a servirse son más pequeñas que El Fuyo; que éstas aún no tienen vías terrestres estables que las una a otras regiones del país, siendo, por lo tanto, más difícil las actividades comerciales, industriales, turísticas, etc.; se puede concluir indicando que los wátios por habitante, serán en número menor que lo que se estima para El Fuyo.

Se han asignado los siguientes w/hab. promedio a cada una de las tres poblaciones:

Tena	45 w/h
Arachidona	35 w/h
Puerto Napo	35 w/h

Según el censo de 1962, los habitantes de cada población y los índices de crecimiento anual promedio de 1959 a 1962, fueron los siguientes:

Tena	1910 habitantes	5.2% de crecimiento anual
Arachidona	779 "	3.4% "
Puerto Napo	179 "	2.6% "

Aplicando los factores de crecimiento, para 1965, el número de habitantes de cada una de las poblaciones se puede estimar en:

Tena	1129
Archidona	796
Fuerte Napo	175

La demanda de potencia, a 1963, dará los siguientes resultados:

Tena	=	1129 x 45 w	50805 wation
Archidona	=	796 x 35 w	27860 "
Pto. Napo	=	175 x 30 w	<u>5250</u> "
			<u>83.915</u> "

No se considera ningún factor de simultaneidad entre las demandas máximas de las diferentes poblaciones, ya que se estima que éstas ocurrirían a la misma hora. Se pueda aproximar a 84 Kw la demanda actual de potencia.

Debe indicarse que, en los w/habitantes asignados, están incluidos las pérdidas de potencia que se producirían en las diferentes instalaciones eléctricas.

Demanda Futura. - Resulta sumamente difícil predecir la potencia necesaria futura que cubra la demanda de las tres poblaciones, especialmente en las regiones que, como en el presente caso, puedan tener un desarrollo imprevisto. Solamente para obtener una mayor aproximación a la demanda futura real, sería necesario hacer un

estudio minucioso en cada una de las poblaciones, en lo referente a crecimientos de población, posibilidades y programas de desarrollo industrial, agrícola, minero, turístico, niveles de vida, posibilidad de incorporar nuevos territorios y centros de consumo al área servida, etc., sin embargo, para este estudio se han tomado en cuenta a más de la demanda actual, dos factores que inciden básicamente en la determinación de la demanda futura, y que a continuación se detalla:

a) Número de años a que se determinará la demanda.-

Se tomará un período de 23 años, que se dividirán en subperíodos de 3, 5, 10 y 5 años. Los primeros 8 años corresponden al período que tomará la terminación de los estudios, licitación y construcción del proyecto; montaje de las líneas de transmisión, así como el cambio o mejoras que hay que hacer en las redes de distribución. Se estima que al final de este primer período entraría en servicio la central, por lo que es necesario conocer la potencia que ésta debe entregar en principio.

El segundo lapso comprendería los siguientes cinco años, en los que, se espera, experimentarían un explosivo desarrollo que tratará de igualar la zona a un estado de progreso semejante de otras más adelantadas del país. Posteriormente se explicará detalladamente las razones en que se basa este criterio.

El tercer lapso corresponde a los siguientes diez años, en cuyo período se espera un desarrollo, si bien alto aún, bastante inferior

al período anterior.

En definitiva se proyectará la central para una potencia que satisfaga la demanda por un lapso de veinte años a partir del comienzo de funcionamiento de la central. Si bien puede considerarse como corto dicho período, en relación a la vida útil de este tipo de obras, ya que, la experiencia en nuestro País, ha demostrado que muchas plantas, especialmente si han sido bien construidas, han trabajado un período mucho mayor, algunas de las cuales aún se encuentran funcionando, por ejemplo, la central de Guanguapolo, instalada en 1937; Guápulo instalada en 1906; Los Chillos, instalada en 1922; Cayambe, instalada en 1928,; sin embargo solamente se tomó el período indicado considerando la economía del proyecto, ya que si se tomara un período de 20 o 25 años, las obras resultarían sumamente grandes, aumentando su construcción, mantenimiento y operación, lo que redundaría en el alto costo de la energía producida. Además, existe la posibilidad, que una vez que se conozca mejor la zona, se encuentren posibilidades mucho más convenientes que den un resultado económico y técnico mejor que el construir la central de Misagualli para un período tan largo. También resulta muy aventurado obtener una proyección de la demanda para un lapso tan grande, pudiendo llegarse a estimaciones equivocadas que podrían acarrear graves deficiencias.

b) Factores de Crecimiento.-

Como se indicó anteriormente, son muchas las causas que determinan los factores de crecimiento de cada uno de los tipos de consu-

no y del total. Desgraciadamente existen tan pocos datos utilizables, especialmente estadísticos, que imposibilitan llegar a determinar los factores de crecimiento. Para que estos factores no resulten totalmente a la adivinanza, se han tomado de base aquellos que ha previsto la Junta Nacional de Planificación y Coordinación Económica para todo el País, considerando algunas modificaciones que, para las poblaciones del sistema, se han creído necesarias y que se detallan a continuación.

Podamos considerar que el tipo de carga es solo residencial-público, ya que, la industria es tan pequeña, el comercio es de baja incidencia en el total, además de que, no existen bombas de agua, ni existen otros tipos de consumo. Así pues, se puede decir, sin cometer mayor error, que los 84 Kw de demanda actual, es solo de tipo residencial-público; por lo que se aplicará un solo factor de crecimiento total para cada una de las poblaciones, ya que si en cada una de ellas, se lo hace por separado para la industria, comercio, agrícolas, etc. darían resultados equivocados pues por muy altos que sean los factores de crecimiento que se apliquen, la demanda actual es tan pequeña o nula, que al final del período se tendrían demandas pequeñas o nulas. Resulta más correcto aplicar un factor relativamente alto, ya que se debe considerar la creación de otros tipos de carga, y aplicarlo al total de la demanda actual.

La Junta de Planificación estima que el factor de crecimiento anual para la demanda de tipo residencial es del 8.5% como promedio

para todo el País.

Para el presente estudio se ha dividido a las poblaciones en tres categorías, que serían las siguientes:

Primera categoría	Tema
Segunda categoría	Arbidona
Tercera categoría	Puerto Napo.

Para el primer período, es decir para los siguientes tres años se ha considerado como factores de crecimientos normales los siguientes: 7 %, para la primera categoría, 6% para la segunda y 5% para la tercera. Aun cuando, solamente el crecimiento demográfico de Tema en los últimos 12 años, alcanza al 9,2% de promedio; se ha tomado solo un 7% de crecimiento de la demanda debido a la falta de energía que sufre, lo que representa un freno en el crecimiento de la demanda.

Para el segundo período, o sea en los siguientes cinco años y en la suposición que la central ya entra en servicio y por lo mismo tendrían energía disponible durante las 24 horas del día, se produciría un crecimiento elevado, que se vería aumentado por las siguientes razones:

- a. Habrá comenzado a servir las carreteras entre Puyo, Puerto Napo y Tema.
- b. Incremento de la colonización de esas zonas, con afluencia de

Handwritten signature or mark on the right margin.

colonos a las tres poblaciones, que elevarán o mantendrán el índice de crecimiento demográfico.

- c. Zonas extensas y ricas en productos agrícolas, ganaderas, madereras, etc. que tendrían fácil salida a los mercados internos y externos.
- d. Posibles instalaciones industriales, como aserraderos, frigoríficos, enlatadores de frutas, etc.

A manera de información se puede indicar que varias personas de Tena y Archidona piensan instalar frigoríficos con motores propios. Cabe indicar que en dichas poblaciones la carne de res, de muy buena calidad, se compra a \$ 3.00 la libra y a veces a menor precio. Igual sucede con la carne de puerco.

- e. Incremento del comercio en toda la zona.
- f. Incremento de turismo.

Si se considera estos factores, no sería exagerado poner un índice de crecimiento del 14% para la primera categoría, 12% para la segunda y 10% para la tercera.

Por el tercer período, los factores anteriormente indicados seguirán influyendo en los índices de crecimiento de la demanda; pero ya en forma atenuada. Así, se ha estimado un índice de crecimiento del 10% para Tena, 9% para Archidona y 7% para Puerto Napo.

Para el último período se piensa que los factores de crecimiento de la demanda promedio anual serían: para Tena 7 %, para Arohidona 6% y para Puerto Napo 5%.

El cuadro siguiente muestra la demanda de las tres poblaciones en cada uno de los años de los diferentes períodos.

La suma de las demandas de potencia de las tres poblaciones será la que se requiere de la central, la que se entregaría solo a partir de 1967, año en que entraría en funcionamiento la planta hidroeléctrica del Misagualli. Se descarta la posibilidad que las actuales plantas sigan trabajando, ya que ello requeriría de instalaciones complementarias y de mayor costo de operación, lo que no se justifica para las pequeñas potencias que tienen. Por su el caso de la planta térmica de Tena, cuyo costo de operación sería muy elevado.

INSPECCION DEL PROYECTO A ESTUDIARSE.-

a) Estudio comparativo de las posibilidades de electrificación inspeccionada en varios ríos de la zona.- No puede asegurarse que se inspeccionaron todas las posibilidades que, para la construcción de una central hidroeléctrica que sirva a las tres poblaciones, puedan existir. Siendo la región, aún, poco conocida, con pocos caminos, los que generalmente se encuentran en mal estado, resultó imposible hacer una inspección total de la zona. Sin embargo, y por indicaciones de personas conocedoras de región, se inspeccionaron principalmente tres posibilidades, las mismas que se hallan cercanas a cada una de las tres poblaciones, y que parecieron las mejores, de las que se recorrió.

Las posibilidades inspeccionadas son las siguientes:

a. En Tena.- Con la intención de dotar de energía eléctrica permanentemente a Tena, el Municipio comenzó la construcción de una central hidroeléctrica, de la que tiene parcialmente construido el canal que tomaría un caudal máximo de $1 \text{ m}^3/\text{seg.}$ del río Tena. El desnivel aprovechable es de 12 mts., con lo que se obtendría una potencia aproximada de 96 Kw.

La excavación del canal se la realizó hace algunos años. Por desgracia, no se hicieron oportunamente los estudios respectivos, ya que, como se explica a continuación, el canal es inutilizable y, en todo ca-

se, resultaría onerosa su rehabilitación.

La longitud del canal es de 5.700 metros, haciendo su recorrido, en su mayor parte, por terrenos suaves, desmenuables y de mucha filtración, sin embargo de lo cual no se ha hecho ningún revestimiento, por lo que, en el transcurso de los años, el canal ha sufrido varios daños como: ensanchamiento del canal a continuación del sitio de bocanoma, deformaciones del lecho y flancos del canal a lo largo de todo el recorrido, así como derrumbes de las peñas en las partes en que el canal va en excavación, donde ni siquiera se ha dejado banquetas que retenga los derrumbes que se producen, especialmente, debido a las fuertes lluvias. Existen también el peligro de que el río, preferentemente en sus crecidas, arranca grandes masas de tierra cercándose y poniendo en peligro la estabilidad del canal. Para habilitar el canal habría que reformárselo en muchos sitios, construir verdaderos, obras adicionales y revestir el canal casi en su totalidad.

En cuanto al sitio de bocanoma, hay que indicar que el río ha cambiado de curso, lo que ha permitido que las aguas actúen en forma peligrosa en la orilla prevista para la bocanoma. El ancho del río en dicho sitio es de unos 100 metros, lo que encarecerá las obras de toma.

Por su parte, el sitio escogido para casa de máquinas se encuentra cercano a la confluencia de los ríos Tama y Pano, que juntos desembocan en el Mayo, los ríos que en sus crecidas inundan hasta el sitio donde terminaría la tubería, por lo que habría que construir oca-

tasos marcos que protejan la casa de máquinas. También las fundaciones para la tubería de presión y la maquinaria irían sobre terrenos muy húmedos y suaves.

Las razones anteriormente expuestas hacen prohibitivo habilitar el canal y terminar la construcción de la central hidroeléctrica proyectada en Tena, ya que esto requeriría un costo sumamente alto, que no se justifica para una potencia tan pequeña.

b. En Puerto Napo.- Cerca a esta población se inspeccionó la posibilidad que existe de aprovechar las aguas del río Anzá para la construcción de una central hidroeléctrica.

El sitio más aconsejado para la toma de aguas se encuentra a 2.500 m. de la población, desde donde llevarían las aguas por medio de un canal abierto, que terminaría en un sitio frente a la población de Puerto Napo, en la margen derecha del río Napo y que aprovecharía un desnivel de 20 metros.

Sin embargo de representar una buena posibilidad, las obras a construirse serían de gran envergadura, especialmente las obras de toma, ya que el caudal de estiaje del río se calculó en 80 m³/sdo. siendo el ancho entre las dos orillas del río alrededor de 150 m. El río Anzá, que conjuntamente con el Jatun-Yacu, forman el río Napo, tiene fuertes crecientes con gran arrastre de árboles, troncos, ramas, etc. y material sólido.

Esta posibilidad, sin embargo, podría considerarse para un pro-

yecto futuro.

a. En Arohikena.- Junto a esta población pasa el río Misagualli, el que fue recorrida por ambas márgenes en un trecho relativamente grande. El río, que tiene un caudal de estiaje estimado entre 8 y 12 m³/seg. presenta varias posibilidades para construcción de centrales hidroeléctricas, que si fuera necesario, podrían ser aprovechadas en forma escalonada. La mejor posibilidad que se encontró consiste en construir la central frente a la casa de máquinas de la actual planta, en la margen derecha del río. La longitud del canal sería de más o menos 1.300 metros, al final del cual se obtendría un salto útil de 28 a 29 metros.

El canal podría ser construido, sin mayores dificultades para un caudal de 4 m³/seg., con lo que se obtendrían hasta 850 KW. El terreno por donde pasaría el canal es de buena calidad; la casa de máquinas se instalaría en una playa bien protegida, la tubería tendría una inclinación menor a 40°; el canal de desague tendría más o menos 100 cm. de longitud, también en buen terreno; la distancia de la planta a la población es de 500 metros. Cercano al sitio de casa de máquinas existe un puente colgante de buena construcción, lo que facilitaría el transporte de material de construcción así como de maquinarias.

El proyecto que se ha escogido, para la electrificación de las tres poblaciones es precisamente el del río Misagualli, por las razones que a continuación se mencionan.

b) Razones para la determinación del proyecto escogido

El principal problema para aprovechar los ríos del Oriente en centrales eléctricas consiste en que dichos ríos tienen una pendiente sumamente baja, lógicamente, a excepción de aquellos que aún se encuentran en las estribaciones de la cordillera a una altura sobre el nivel del mar relativamente alta. Al tener poca pendiente, resulta que el recorrido de las obras de aducción debe ser muy grande para obtener una caída relativamente chica, que generalmente disminuye por cuanto no se pueda llegar, aguas abajo de la toma, a una cota igual a la que tiene ésta (disminuyendo pérdidas de altura), ya que el terreno también disminuye su altitud, conforme el río hace su recorrido.

En la posibilidad escogida se tiene una altura de caída mayor a las demás, la que se obtiene con el menor recorrido de canal de las tres posibilidades. Esto se debe a que el río Miraguallí tiene, en el tramo escogido, una pendiente longitudinal alrededor del 2%, es decir semejante a muchos ríos de la región interandina. El hecho se explica fácilmente si notamos que el Miraguallí nace en la cordillera de Huacacayos, la que se encuentra muy cercana a Arehidana, siendo el río todavía torrencioso al llegar a dicha población.

En cuanto al caudal que tienen los ríos del Oriente, éstos son generalmente grandes, aún en épocas de estiaje, resultando más bien problemático para la construcción de las obras de toma, las fuertes crecientes a que están sujetos dichos ríos, más aún si se considera que de ninguno de ellos existen registros del caudal en crecidas.

Otra ventaja que presenta el proyecto del Minagualli es que las aguas del río son limpias y de poco arrastre del material sólido, lo que no sucede en los demás ríos, los que, por atravesar terrenos suaves, de poca coherencia (característicos en terrenos de origen aluvial), arrastran gran cantidad de lodo, así como también de cuerpos de origen vegetal.

Otra ventaja que tiene el proyecto acogido, es la existencia del puente sobre el río, lo que no sucede en los otros casos. Esto facilitará el transporte de materiales, equipos y de la mantención.

Hay que indicar además, que el terreno sobre el que se realizarán los trabajos, es de buena calidad, con un alto porcentaje de canchales, existiendo abundante cantidad de piedra y arena que puedan ser aprovechadas para las obras que se las requiera.

ESTUDIO DE LAS OBRAS HIDRAULICAS DEL PROYECTO DEFINITIVO

AZUD Y BOCATOMA

Para determinar el sitio de Azud y Bocatoma, se ha considerado los siguientes aspectos: geología - topografía, facilidades de construcción y caudal del río. En cuanto a la geología, se puede indicar que, en el sitio escogido para la construcción de la Bocatoma, donde el río es bien encauzado, el lecho del mismo, así como las orillas se encuentran formados por materiales bastante heterogéneos, predominando un aglomerado compuesto de cantos rodados de los más diversos tamaños (existen hasta de más de 2 ms. de diámetro), arena gruesa y fina y finalmente, aunque en pequeña proporción, tierra arcillosa. Este tipo de conglomerado se encontró hasta una profundidad de 2,20 mts., que fue hasta donde se hicieron las perforaciones. Este tipo de conglomerado, parece existir en el río en todo el trayecto que se recorrió. Así mismo, parece que se encuentra el mismo tipo de suelo algunos metros más de profundidad de la que se hicieron las perforaciones. Se puede indicar entonces que en el cálculo del Azud se deberá tomar en cuenta la subpresión que producirá el agua que se filtre por debajo del azud, ya que el suelo donde se asentaría las cimentaciones de la obra, es permeable. Así mismo habrá que considerar la clase de cimentación y además, si se construyen estribos de apoyo, que empotren el cuerpo del azud en las orillas del río.

En cuanto a la topografía, se puede indicar que ésta presenta

algunas ventajas, como son: a) El tramo del río, aguas arriba del sitio del azud, es recto, lo que producirá esfuerzos proporcionales a lo largo del azud, al construirlo transversal al cauce, permitiendo, además, que el drenaje del material sólido, arrastrado por el río, sea fácilmente eliminado por medio de una compuerta de limpia colocada cerca de las obras de captación. b) La pendiente longitudinal del río, aguas arriba del sitio escogido para la construcción del azud, es pequeña, teniendo el agua una velocidad más o menos uniforme. Por el contrario, pocos metros aguas abajo del azud, la pendiente del río aumenta, aumentando la velocidad del agua. Esto representa una ventaja, ya que a más de alajar rápidamente las obras de conducción del nivel del río, se facilita la construcción de las obras de conducción de excesos de agua y material sólido después de toma.

El ancho del río en el sitio escogido para la construcción de la bocatoma es adecuado, ya que sin ser de demasiada longitud, la altura de la vena líquida que producirán las máximas crecientes no es excesiva; lo que se comprobará cuando se calcule dicha altura. Esto representa una ventaja, ya que permitirá construir un azud de una sección transversal relativamente pequeña. Además, el empuje que las aguas ejercen en el azud es menor que si se tuviera una altura de vena líquida sobre el azud, mayor que la que se tendrá.

En lo referente a las facilidades de construcción de la obra, se debe indicar que existen las siguientes ventajas: a) Facilidad de construir un camino carrozable a lo largo de todas las obras del presente

proyecto. b) Facilidad de desviar el río, ya sea por medio de un túnel o canal en la margen izquierda, o por medio de ataguías que desvíen el río en la parte en que se está construyendo.

c) Existe un gran espacio junto al sitio escogido para las obras de captación, donde se pueden colocar con suficiente amplitud maquinarias y materiales de construcción.

d) Existencia, en el sitio mismo y alrededores, de gran parte del material necesario para la construcción de la obra. Se puede utilizar gran cantidad de piedra de todo tamaño (cantos rodados) tanto del río como de las orillas. Igualmente se tiene suficiente cantidad de arena; lo que se debe aprovechar para la construcción de las obras de concreto.

Caudal del Río.- Indispensable para el cálculo del arud, así como para determinar el sitio donde debe ir el mismo, es el conocimiento del caudal máximo y mínimo que tiene el río. Como es de suponer, no se han llevado registros de escorrentías en el río Misagualli, ni siquiera por un corto período. Únicamente se han realizado unos pocos aforos y se han considerado las señales dejadas por crecientes máximas, así como también se han pedido informaciones a los habitantes de la zona, respecto a los niveles del río en máxima crecien- te y con un caudal mínimo. Para los casos extremos se han tomado facto- res de seguridad.

Para el cálculo de los diferentes caudales se tomará como base el

aforo efectuado en el río el día 5 de Junio de 1953 y que dió un caudal de 16.3 m³/sdo. Según el croquis del perfil transversal del río (Gráfico No. 3), se obtiene una sección de 13.952 m², lo que da una velocidad media de 1.168 m/sd.

$$\text{Aplicando la fórmula de Bazin : } v = \frac{87 \sqrt{R I}}{1 + \frac{\gamma}{\sqrt{R}}}$$

rugosidad (γ) del río .

Los diferentes factores de la fórmula, representan:

V = velocidad media

I = pendiente del río

R = Radio hidráulico

γ = factor de rugosidad del cauce del

río.

Los demás factores necesarios para aplicar la fórmula son los siguientes:

Pendiente del río (I) = 1,8%

Radio hidráulico = $\frac{S}{P} = 0.454$; $\sqrt{R} = 0.674$

El perímetro mojado se lo calculó a base del croquis del perfil transversal del río en el sitio en que se realizó el aforo. El perímetro mojado, para el presente caso, resultó de 30,75 m.

$$\gamma = \sqrt{R} \left(\frac{87 \sqrt{R I}}{V} - 1 \right)$$

Siendo:

$\sqrt{R} = 0.674$

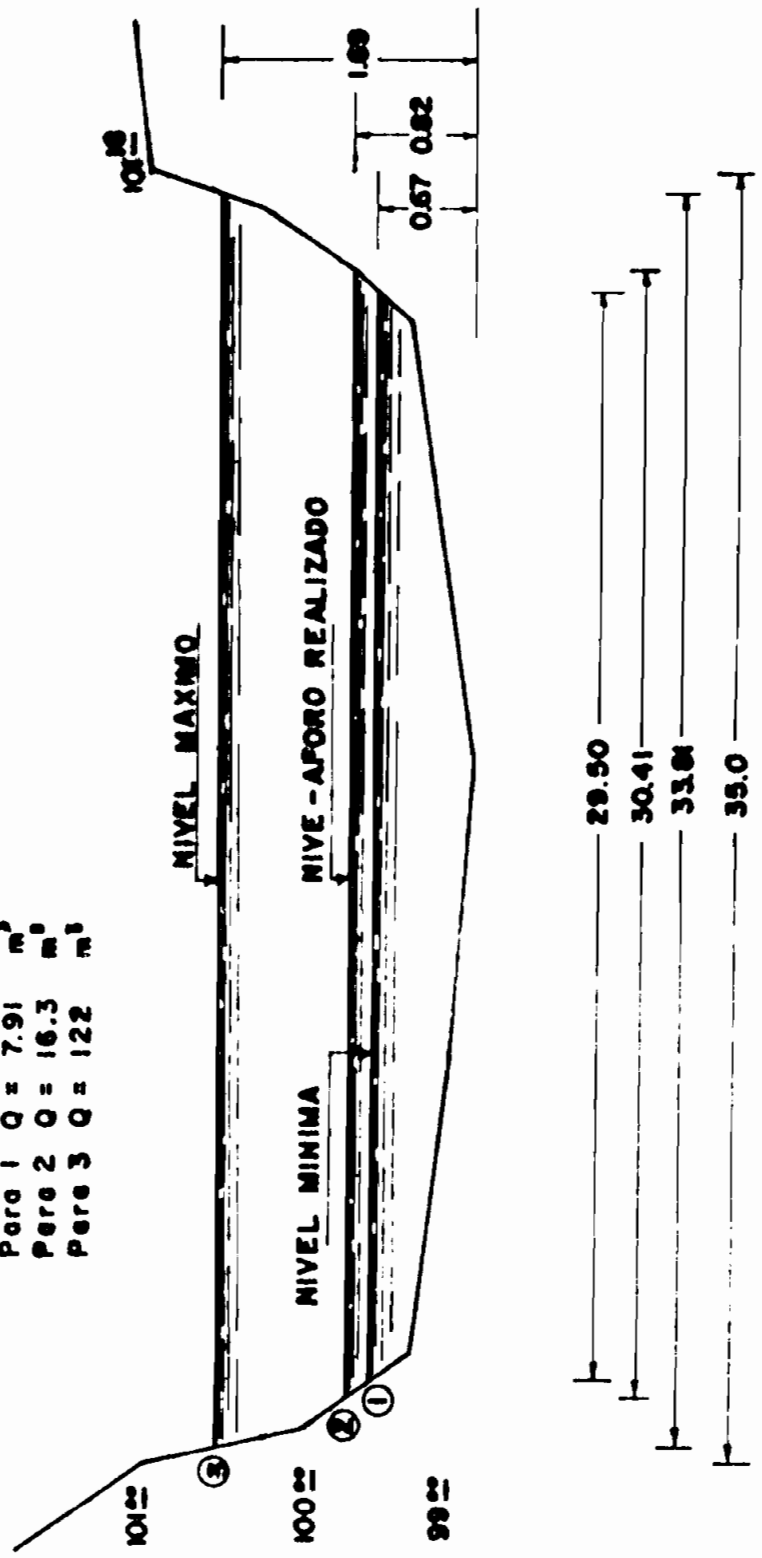
I = 0.018

V = 1.168

GRAFICO N° 2

PERFIL TRANSVERSAL DEL RIO MISAGUALLI, EN EL SITIO PREVISTO PARA
LA CONSTRUCCION DEL AZUD

Para 1 Q = 7.91 m³
 Para 2 Q = 16.3 m³
 Para 3 Q = 122 m³



$$\gamma = 0,574 \left(\frac{87 \times 0,454 \times 0,018}{1,126} - 1 \right) = 3,85$$

Con este dato se puede calcular el caudal de máxima crecida, para lo cual se tomará la altura del agua en máxima crecida. Este dato fue obtenido de los habitantes de la zona y por las marcas dejadas por el río en sus crecidas. A esta altura se aumentó 10 cms. para tener un factor de seguridad.

Según los niveles que indica el croquis del perfil transversal del río en máxima crecida, se obtiene los siguientes datos:

Sección	: S = 42,26 m ²
Perímetro mojado	: P = 34,47
Radio hidráulico	: R = $\frac{1,226 \sqrt{S}}{P} = 1,11$

La velocidad media será:

$$V = \frac{87 \sqrt{R}}{1 + \frac{\gamma}{\sqrt{R}}} = \frac{87 \sqrt{1,226 \times 0,018}}{1 + \frac{3,85}{1,11}} ; Q_{\text{máx}} = 2,89 \times 42,26$$

$$= 1,221 \approx 122 \text{ m}^3/\text{sgd.}$$

En igual forma como se obtiene el caudal de máxima crecida, es posible obtener el de máximo estiaje. Se tomó de base la altura del agua con mínimo caudal, dato que fue obtenido por información de los pobladores de la zona. A la altura que informaron se le disminuyó 5 cms., con el objeto de tener un factor de seguridad con respecto al máximo caudal.

Según los niveles que indica el croquis del perfil transversal

del río en máximo estiaje, se obtienen los siguientes datos:

Sección : $S = 9,4 \text{ m}^2$
Perímetro mojado : $P = 29,8$
Radio hidráulico : $R = 0,318$; $\sqrt{R} = 0,564$

Aplicando la fórmula de Bazin se tiene que la velocidad media resulta:

$$V = \frac{87 \sqrt{R}}{1 + \frac{\lambda}{\sqrt{R}}} = \frac{87 \sqrt{0,318} \times 0,610}{1 + \frac{3,85}{0,564}} = 0,8414$$

$$Q = S \times V = 9,4 \times 0,8414 = 7,91 \text{ m}^3/\text{sdo.}$$

Altura del Azud.-

Para el cálculo del azud y bocatoma, necesitamos conocer el caudal que se va a derivar, para calcular el salado del canal, que sirve de base para determinar la altura del azud.

El caudal necesario para obtener las 050 KW, en una primera estimación se puede obtener de las fórmulas de potencias del generador y turbina.

$$\text{Potencia del generador: } N_g = \frac{N_t \times \eta_g}{1,35}$$

N_g = Potencia del generador en KW.

N_t = Potencia de la turbina en HP.

η_g = Rendimiento del generador (0,9 - 0,99)

1.56 = Relación entre KW y Hp (H.P. europeos)

Despejando la potencia de la turbina, se obtiene el siguiente valor:

$$KW = \frac{H_g \times 1.56}{\eta_g} = \frac{650 \times 1.56}{0.92} = 961 \text{ HP}$$

$$\text{Potencia de la turbina : } N_t = \frac{Q \times h \times \eta_t}{75}$$

N_t = Potencia de la turbina (en HP)

Q = Caudal utilizable (en litros/segundo)

h = Altura neta del sitio aprovechable (en metros)

η_t = Rendimiento de la turbina (0,8 - 0,9)

Despejando de la fórmula, se obtiene el siguiente valor para el caudal:

$$Q = \frac{N_t \times 75}{h \times \eta_t} = \frac{691 \times 75}{27 \times 0.8} = 3.334 \text{ lts/sg.}$$

Sin embargo de necesitar solamente 3,3 m³/sdo. se diseñará las obras de toma y conducción para 4 m³/sdo. Con este caudal se aseguraría una capacidad de 780 KW, que aunque es superior a la demanda calculada al fin del período y de que encarecerá el costo de las obras de toma y conducción, en cambio asegura el servicio en caso que las estimaciones que se tomaron de base para el cálculo de la demanda resultaran subestimadas y aún en el caso que resultaran correctas, el exceso de capacidad que se podría obtener en la planta, serviría para llevar la demanda durante un período mayor al previsto.

En el capítulo referente al canal, del que se trata más adelante, se obtiene el dato del calado del canal, cuyo valor es de 1,25 m.

Se debe considerar la altura a que debe quedar la soleira del canal con respecto al pie del azud. Si el fondo del canal está a una cota mayor que el pie del azud, se tendría que aumentar la altura del azud, por lo que soportaría mayores esfuerzos, que para resistirlos habría que hacer una obra mucho más grande y por lo mismo mucho más costosa. Sin embargo, habría la ventaja de ganar altura de caída.

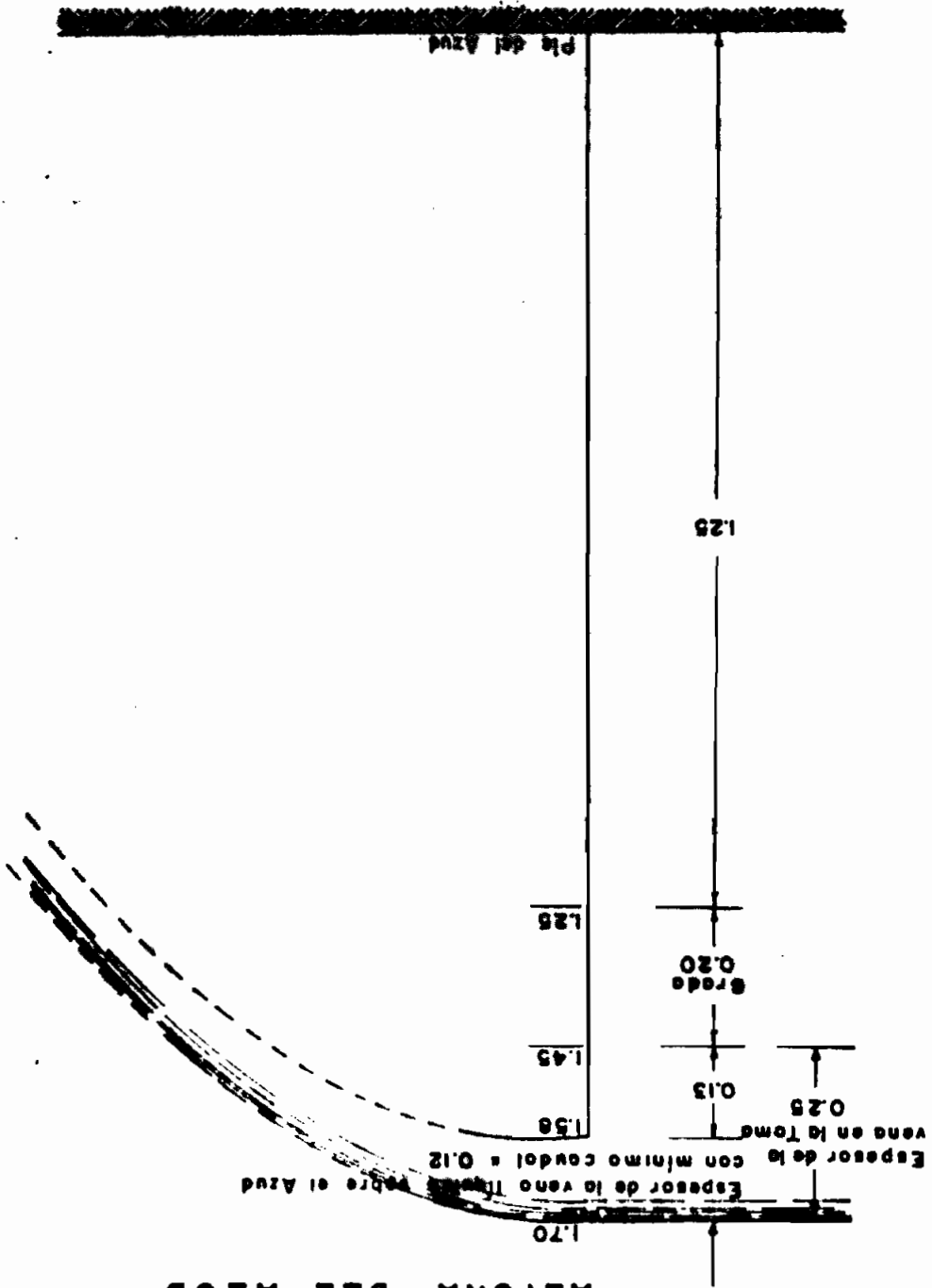
Si la soleira del canal tiene menor cota que el pie del azud, se disminuye la altura de éste y por lo mismo se tendría una economía, pero disminuiría la altura de caída, lo que no convendría para el presente caso, en que dicha altura es pequeña.

Para determinar la altura del azud, se ha estimado que la posición intermedia es la más aconsejada; es decir, considerar que la cota de la soleira del canal sea igual a la que tiene el pie del azud. Según este criterio, la altura del azud estará dada por: calado del canal + altura necesaria para que el caudal que entra por la bocanoma vierta libremente al canal + espesor de la vena líquida en la bocanoma cuando el canal del río es mínimo - espesor de la vena líquida sobre el azud cuando el caudal del río es mínimo, disminuyendo el caudal que se va a derivar (Gráfico No. 5).

Los valores de cada uno de los componentes será: calado del canal = 1.25 m.

GRAFICO N.º 3

ALTURA DEL AZUD



Altura necesaria para que el caudal derivado vierta libremente:

0,20 m.

Como se verá en el cálculo, de la bocanoma se determina que el espesor de la vena líquida que se ha escogido es de 0,25 m. Se tiene que calcular el espesor de la vena líquida sobre el azud para el caudal mínimo en el río, disminuyendo el caudal derivado.

$$Q = 7,91 - 4 = \underline{3,91} \text{ m}^3/\text{sgd.}$$

Aplicando la fórmula: $Q = u l h \sqrt{2gh}$

Siendo $u = 0,8$ se tiene:

$$h = \left(\frac{Q}{u l \sqrt{2g}} \right)^{2/3}$$

$$h = \left(\frac{3,91}{0,8 \times 35 \sqrt{19,62}} \right)^{2/3} = 0,124 \text{ m} \approx \underline{\underline{0,12 \text{ m}}}$$

Esta aproximación dará mayor seguridad al caudal a derivarse. Con los datos obtenidos se puede calcular la altura del azud, la que será igual a:

$$h \text{ azud} = 1,25 + 0,2 + 0,25 + 0,12 = 1,82 \text{ m.}$$

Por otro lado, el borde inferior de la toma se encuentra a 1,45 m. de altura del pie del azud, lo que garantiza que por la toma no entrará material sólido pesado de gran tamaño de los que arrastra el río, especialmente en las grandes crecidas.

Perfil Transversal del Asud.-

En la determinación del perfil del asud se debe tomar en consideración el criterio hidráulico y el criterio estático.

Primeramente se tratará del criterio hidráulico. Al respecto se puede aplicar dos soluciones, que son: a) de lámina adherida y b) de lámina libre.

Para el caso de lámina libre, existe el problema de anular la fuerza viva de la cascada que se forma, lo que se consigue haciendo chocar el agua con rocas o material de gran resistencia, choque que se puede amortiguar con la interposición de un colchón de aguas sobre las rocas. No se considera cavitación, ya que se estima que bajo la lámina hay circulación de aire.

En el caso de lámina adherida, que es la más usada y la que se escogerá en el presente proyecto, se debe buscar las mejores condiciones de circulación del agua.

Si la cúspide del vertedero se toma origen de coordenadas, la altura de carga del agua sobre esta cúspide (h_0) origina un determinado perfil de lámina vertiente que daría un determinado perfil del asud. Si se disminuye la altura de carga (h') se produciría una lámina que presionaría sobre la superficie del asud. Si por el contrario aumenta la carga (h'') se producirá una lámina que se separaría de la superficie, originando sobre la misma una presión inferior a la atmosférica (Grá -

fico No. 4).

La experiencia ha demostrado que la superficie de los azudes no debe soportar depresiones, pues éstas deteriorarían el azud, siendo preferible que la superficie esté sujeta a presiones y en el máximo de los casos no debe soportar ningún esfuerzo. Por tal consideración se calculará el perfil del azud para la máxima carga previsible.

En la práctica se diseña el perfil del azud aplicando la fórmula de Scimeni, que la obtuvo a base de las tablas que, para perfiles de azudes, experimentalmente determinó Grearger. Dicha fórmula es:

$$\frac{Y}{h_0} = 0.47 \left(\frac{x}{h_0} \right)^{1.8}$$

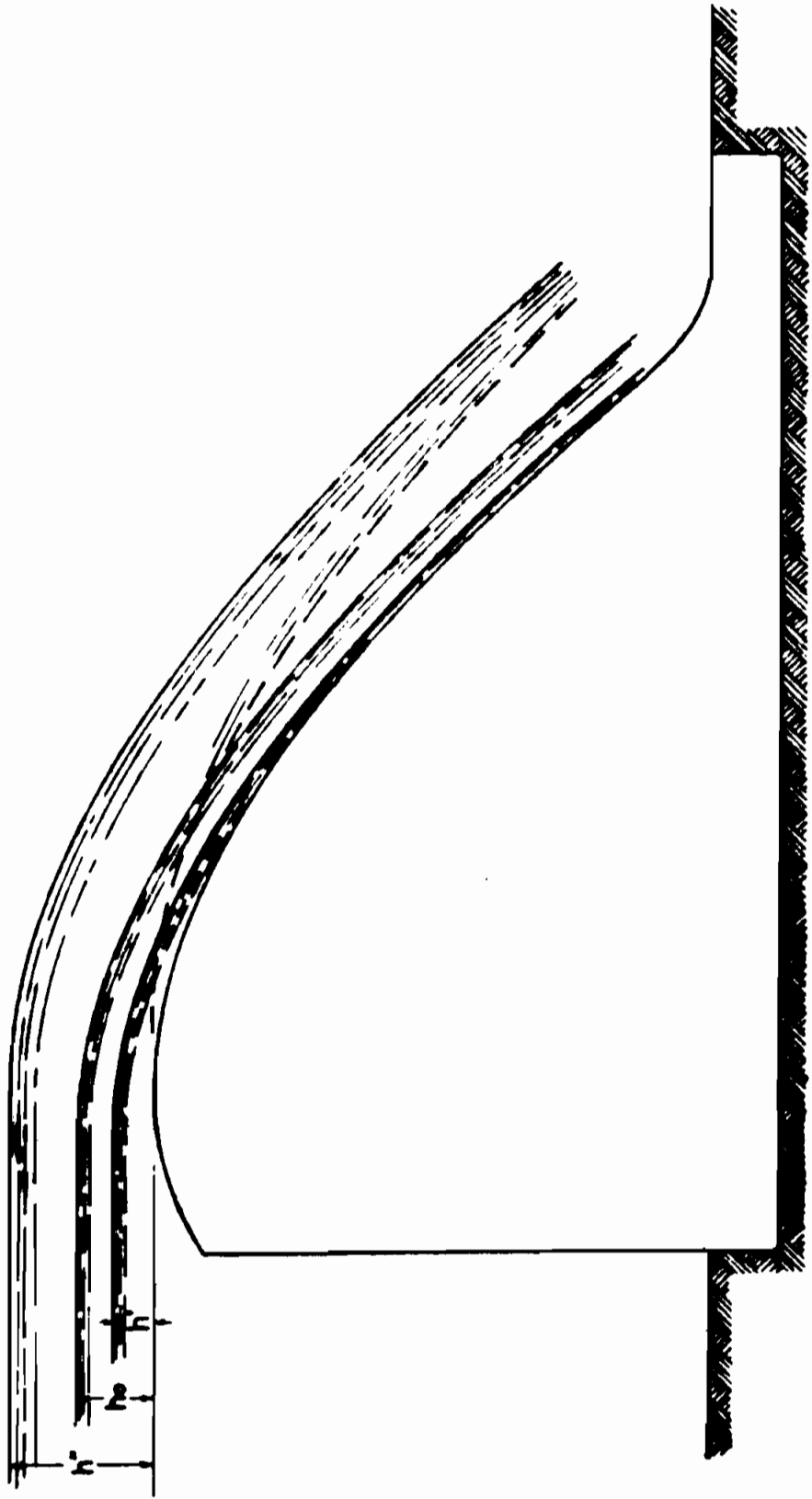
La fórmula es aplicada para cuando el frente del azud es vertical, que es la más usada.

Para aplicar la fórmula es necesario encontrar la carga fundamental (h_0), que será la altura del agua sobre la cuspide del azud en los casos de máxima creciento.

Anteriormente se determinó que el caudal máximo del río es de 122 m³/sdo. De este caudal habría que disminuir aquel que se deriva por la boquilla, así como también el caudal que se iría por las compuertas de creciento. Sin embargo, tomando en consideración que el caudal máximo es solamente calculado y no medido, como medida de seguridad, se determinará la altura del agua sobre el azud con los 122 m³/sdo.

De la fórmula: $q = u l h \sqrt{2gh}$, se despeja h , obteniéndose:

GRAFICO N.º 4



$$h = \left(\frac{Q}{\mu \sqrt{2g}} \right)^{2/3}, \text{ reemplazando valores se tiene:}$$

$$h = \left(\frac{132}{0.6 \times 36 \times \sqrt{19.62}} \right)^{2/3} = 1.2 \text{ m}$$

El valor obtenido se reemplaza en la fórmula de Seimani:

$$\frac{Y}{1.2} = 0.47 \left(\frac{x}{1.2} \right)^{1.8}, \text{ despejando el valor de (h), se tiene:}$$

$$y = 0.47 \times 1.2 \left(\frac{x}{1.2} \right)^{1.8} = 0.466 x^{1.8}$$

Dando valores a x , se obtiene los correspondientes de y , (Gr. #5)

X	-06	-06	-0.25	0	0.25		
Y	0.182	0.116	0.053	0	0.053		
0.5	0.75	1.0	1.25	1.5	1.75	2.0	2.2
0.116	0.24	0.408	0.606	843	1,116	1.417	1.68

Experimentalmente se demuestra que h debe ser igual a: $h_0 = 0,126 h_0$ (Gráfico # 5); en el caso presenta tenemos que: $0,126 h_0 = 0,126 \times 1.2 = 0.1512$. Por tanto, se tomará este valor para (y) a la izquierda de la cuspida.

Cálculo de la estabilidad del asud.-

Para calcular la estabilidad del asud se debe determinar las fuerzas a que está sometida la obra y comprobar si el material resiste dichos esfuerzos.

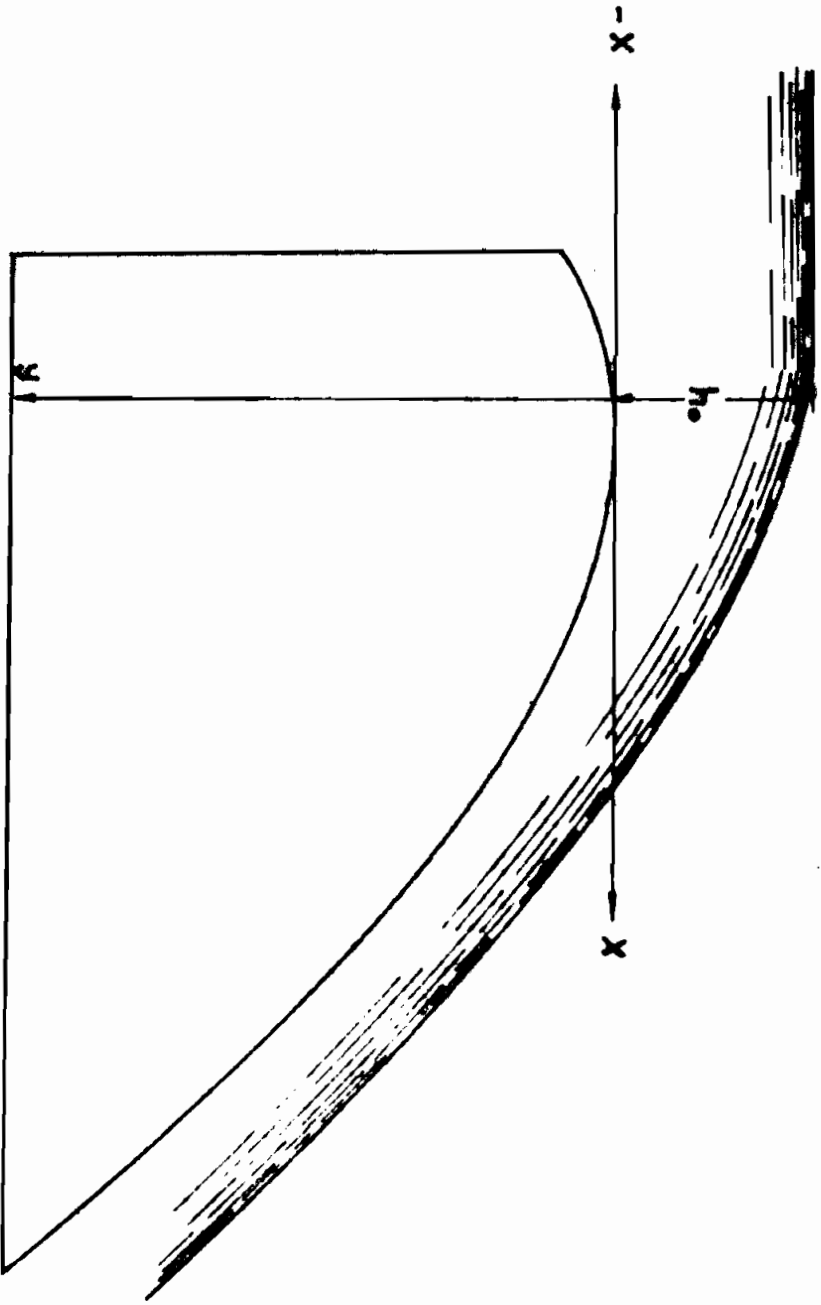


GRAFICO N° 5

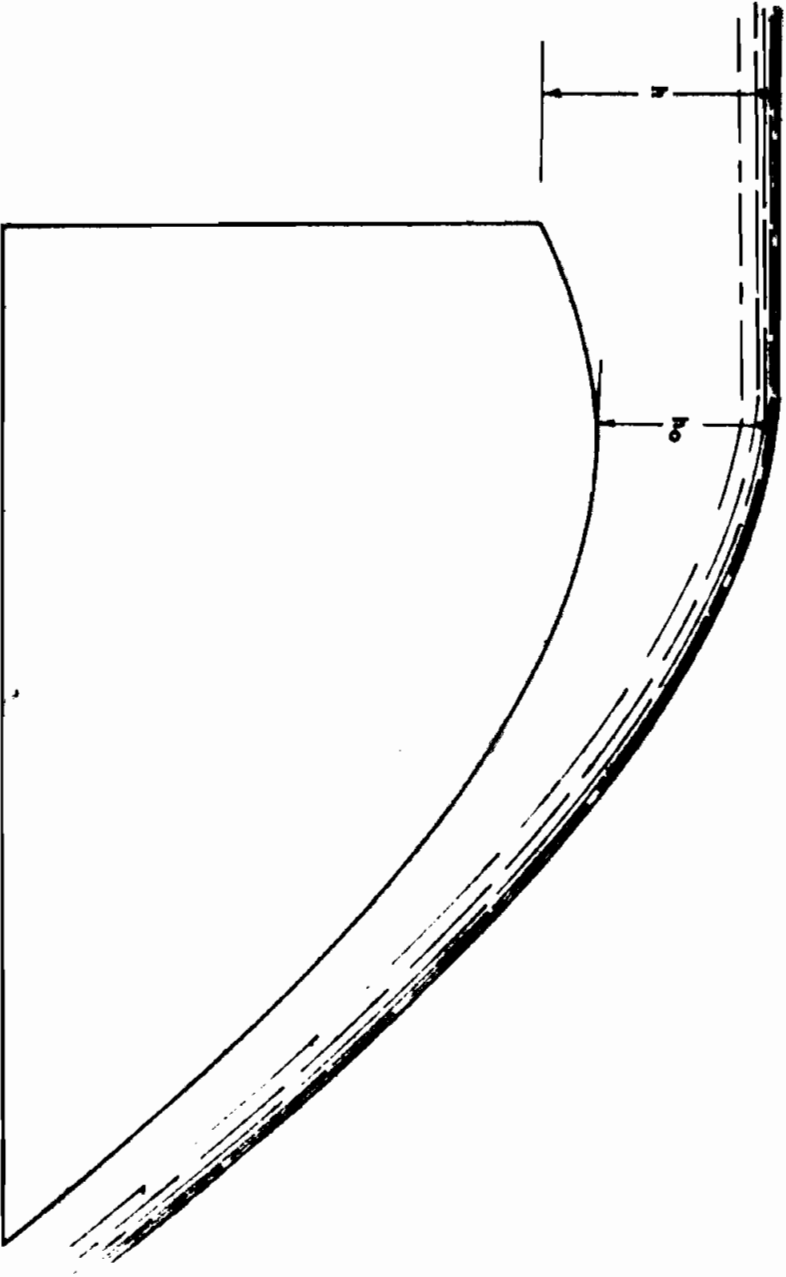


GRAFICO N.º 6

En los azúdes hay que considerar dos tipos de fuerzas y que son: exteriores e interiores.

Dentro del grupo de fuerzas exteriores se tienen:

- 1) Fuerza hidrostática,
- 2) Erosión dinámica del agua,
- 3) Presión del azolve
- 4) Subpresión (Presión que se ejerce, de abajo hacia arriba, en la base del azud, cuando el terreno sobre el que se asienta la obra es permeable).
- 5) Reacciones del suelo,
- 6) Choques de cuerpos flotantes contra el coronamiento del azud.

Dentro del grupo de las fuerzas internas se tienen:

- 1) Peso propio de la obra.
- 2) Tensiones elásticas del material.

Para el cálculo estático se toma un tramo de un metro de longitud del azud y se considera como una pieza alzada.

La estabilidad del azud se la comprueba:

- a) Contra el volcamiento
- b) Contra el deslizamiento
- c) Comprobación de que las tensiones interiores a que está sometido el material no excedan las cargas límites.
- d) Comprobación contra el hundimiento, o sea la resistencia del terreno sobre el que se asienta el azud.

Cálculo de la estabilidad contra el volcamiento.-

Para el cálculo de la estabilidad contra el volcamiento se deben considerar las siguientes fuerzas:

- 1) Presión hidrostática
- 2) Presión dinámica del agua.
- 3) Presión del azolve
- 4) Subpresión
- 5) Choques de cuerpos flotantes
- 6) Peso propio del azud.

Las cinco primeras fuerzas tratan de volcar el azud, mientras la sexta debe mantener estable a la obra. Existen otras fuerzas que ayudan a la estabilidad, como son: Componente vertical de la presión del agua sobre el coronamiento, empuje del agua en el paramento de aguas abajo, empuje del azolve aguas abajo, si existe, y la presión del agua en la escarpa.

Sin embargo sólo se han considerado la presión estática y dinámica del agua y la subpresión, como fuerzas desventajosas a la estabilidad y solamente el peso propio de la obra como fuerza favorable a la estabilidad.

La presión del azolve no se ha considerado por ser relativamente pequeña y de poca influencia en el volcamiento, ya que el momento de rotación de la componente horizontal de la fuerza resultante, que es la que ayudaría al volcamiento de la obra, es muy pequeña y en veces inferior al

momento estabilizante de la componente vertical de la fuerza resultante. Además, como frecuentemente se deben abrir las compuertas de purga, se desalojaría el material que se puede acumular en el paramento de aguas arriba del azud.

Hay que indicar, además, que cuando existe azolve en el paramento de aguas arriba del azud, los materiales que se depositan, hacen que el agua que se filtraría bajo el azud disminuya, lo que determina que la subpresión disminuya. Por esta razón, generalmente, cuando se considera el empuje del azolve, no se calcula la subpresión, siendo preferible considerar esta última, que es la más desventajosa para la estabilidad del azud, lo que daría a la obra un margen de seguridad.

El choque de troncos o cuerpos flotantes contra el coronamiento del azud es muy peligroso ya que la zona de choque es la más débil de la obra. Sin embargo, no se ha tomado en cuenta, debiendo ponerse una red que evite el choque en caso que los cuerpos flotantes sean tan grandes que sus choques representen un peligro para el azud.

Las demás fuerzas favorables a la estabilidad del azud son relativamente pequeñas, por lo que no se las ha considerado. Esto, sin embargo, está dando un factor de seguridad a la estabilidad de la obra.

Cálculo de cada uno de los esfuerzos que soporta el azud y sus respectivos momentos de rotación con respecto al punto B que servirá de vértice de rotación en el volcamiento.-

1° Empuje horizontal del agua.-

Para el cálculo del empuje horizontal del agua, se toma en cuenta la acción estática del agua con la altura debida a la máxima crecida. A más de lo anterior, hay que considerar la acción dinámica, tomando en cuenta el doble de la altura representativa de la velocidad. En el presente caso se tiene:

H = altura total (m)

$$H = h_e + 2 h_o$$

h_e = altura estática (m)

h_o = altura dinámica (m)

A = altura del azud (m)

$$h_e = A + h$$

h = espesor de la vena líquida en máximas crecidas (m)

v = velocidad de llegada del agua m/seg.

$$h_e = 1.58 + 1.2 = \underline{2.78 \text{ m}}$$

$$v = \frac{Q}{S} = \frac{122}{(1.58 + 1.2) \times 65} = 1.28 \text{ m/seg.}$$

$$2 h_o = \frac{1.28^2}{2g} \quad 2 = 0.16$$

$$H_t = 2.78 + 0.16 = \underline{2.94 \text{ m}}$$

La parte que actúa sobre el azud es el trapecio cuya altura es igual a la altura del azud (parte rayada del Gráfico No. 7.)

El valor del empuje será:

$$E = S \times l \times \gamma$$

S = superficie del trapecio

l = longitud (1 m.)

γ = peso específico del agua (1000 Kg/m³)

$$E = S = \frac{(a + b)}{2} \times h = \frac{(1.36 + 2.94)}{2} \times 1.53 = 3.4 \text{ Tn.}$$

El punto de aplicación del empuje, en el frente del azud, estará a la altura del centro de la gravedad del trapecio.

$$\text{Centro de gravedad} = G = \frac{h}{3} \left(\frac{2a + b}{a + b} \right)$$

$$G = \frac{1.53}{3} \left(\frac{2 \times 1.36 + 2.94}{1.36 + 2.94} \right) = 0.691 \text{ m.}$$

Esta altura es medida desde la base mayor.

El momento de rotación producido por el empuje del agua con respecto al punto B, será:

$$M = F \times d. \quad F = \text{fuerza (Tn)}$$

d = distancia (m).

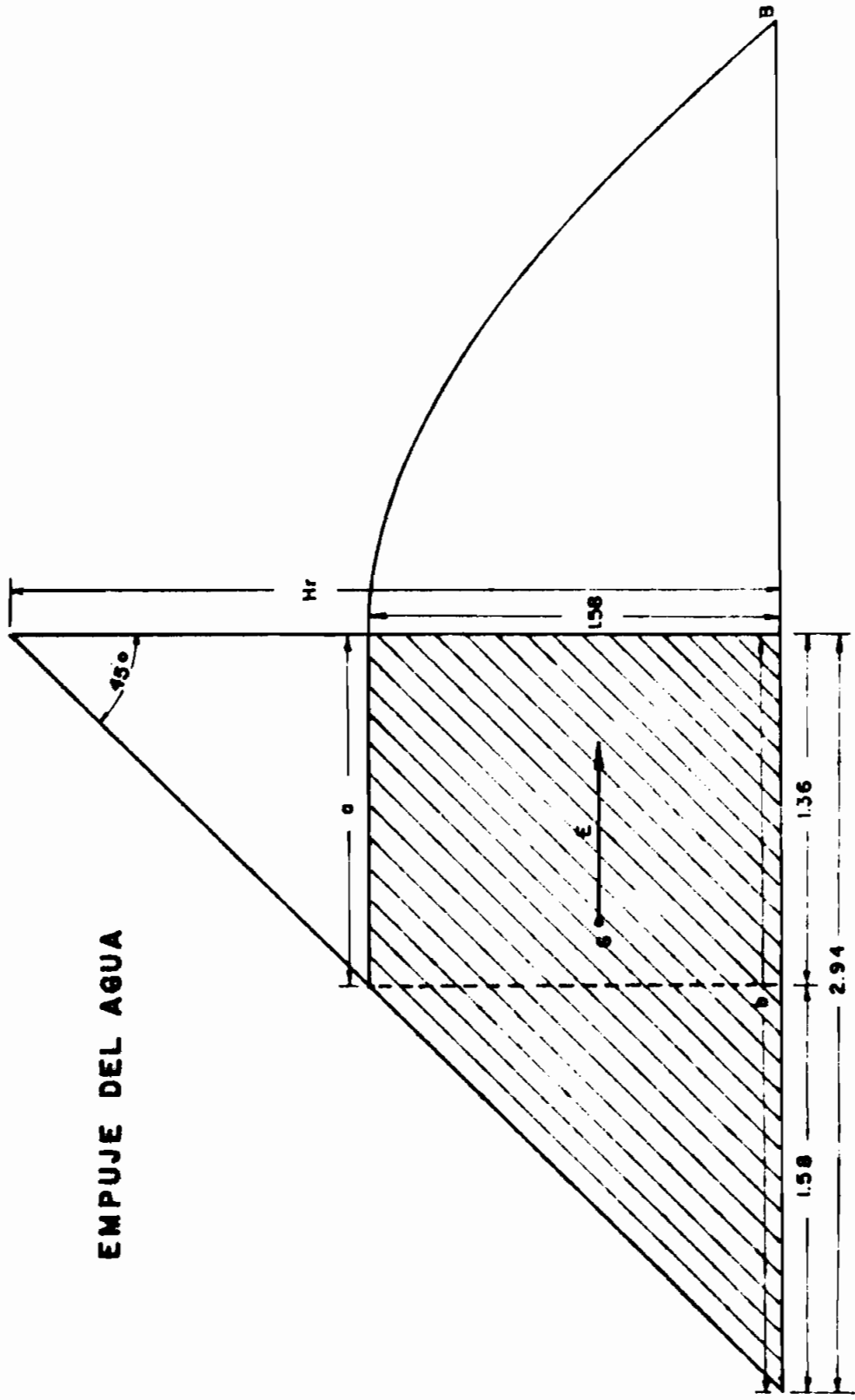
$$M = 3.4 \times 0.691 = 2.35 \text{ Tn.m.}$$

Cálculo de la subpresión.-

Consideraciones generales.- La subpresión, que es causada por la filtración del agua bajo el cuerpo del azud, produce un doble efecto.

GRAFICO N° 7

EMPUJE DEL AGUA



Las trayectorias líquidas arrastran partículas sólidas del terreno, produciendo el agrandamiento de los intersticios por donde circulan las corrientes de agua. Este efecto, llamado sifonamiento, puede arruinar la obra.

La velocidad de la filtración, que causa el arrastre de partículas, está en función de un coeficiente de permeabilidad, propio de cada tipo de suelo que se trata y de la pendiente piezométrica, que influye en relación directa.

Se consigue disminuir la pendiente piezométrica, aumentando la longitud del saqueado, poniendo dentellón en la parte inferior del asud o poniendo una plataforma en el pie del asud, aguas arriba.

El agua en su recorrido no sigue la menor distancia, sino que con tornea las superficies de las obras. En el caso del Gráfico # 8), el agua haría el siguiente recorrido: A - B - C - D - E - F - G - H.

Eligh recomienda la siguiente fórmula para calcular la longitud del recorrido del agua bajo el asud, para que no se produzcan arrastres.

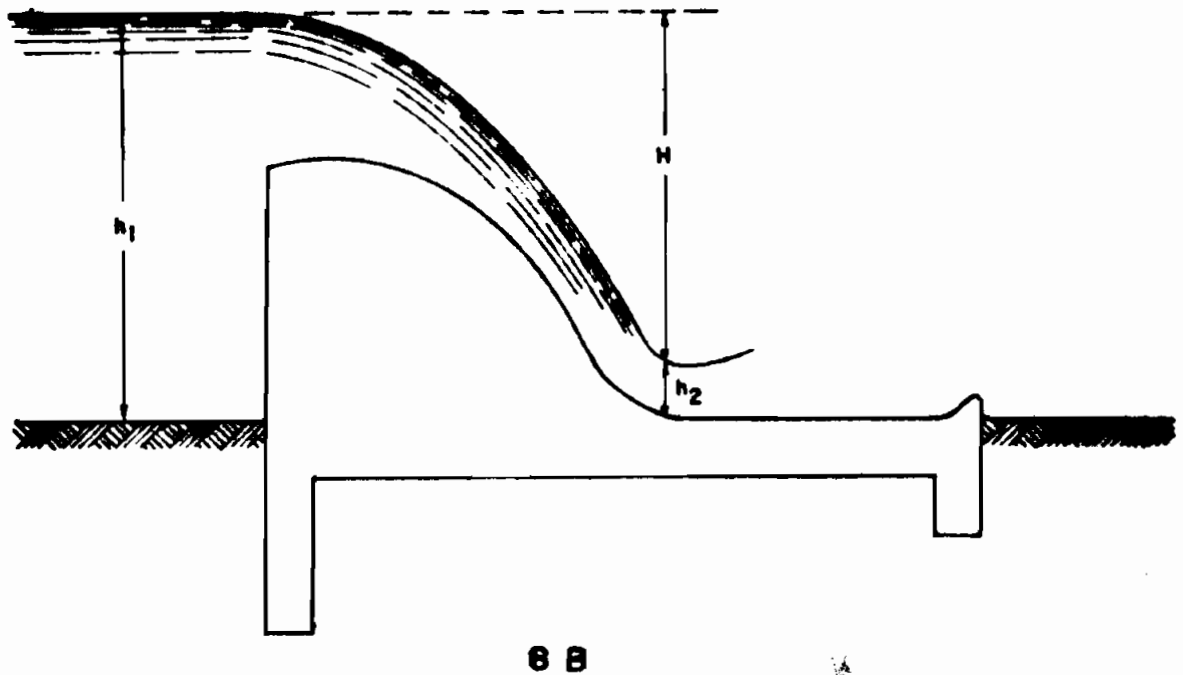
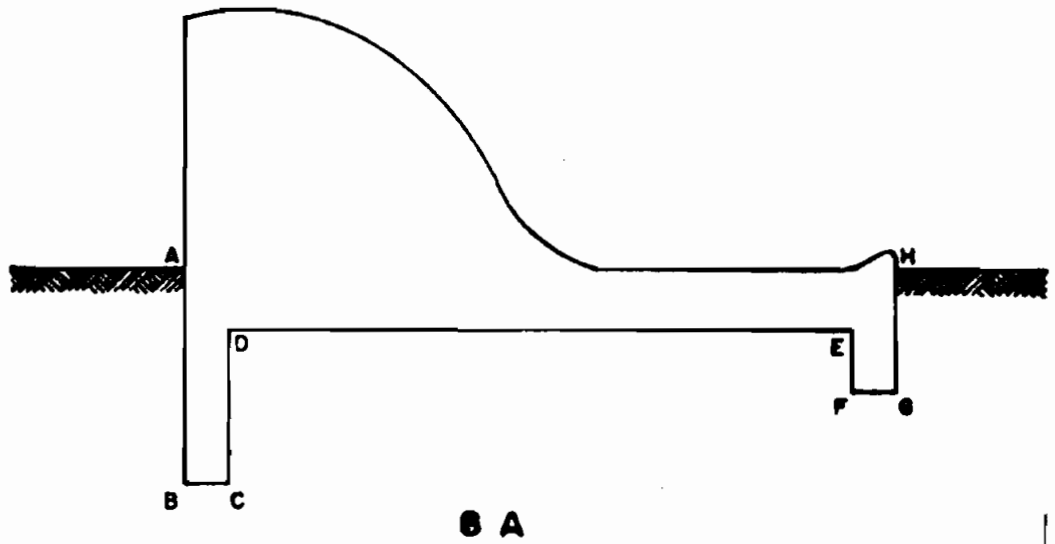
$$L = C \cdot H$$

Siendo: L. = longitud que debe recorrer el agua (mt.)

C. = coeficiente de filtración, cuyo valor depende del tipo de terreno.

H. Diferencia de altura máxima entre los niveles libres del agua sobre el asud y en el saqueado. (Gráfico No. 8B).

GRAFICO N° 8



Primeramente se debe determinar la altura de la vena líquida en el zampado, para lo que se aplica la siguiente fórmula:

$$q = C_v h^2 \sqrt{2g (h_1 - h_2)} \text{ , en que:}$$

$$q = \frac{122}{35} = 3,486 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

C_v = factor de reducción debido al rozamiento del agua en el escarpe.

$$C_v = 0,85$$

h_1 = altura del azud + espesor de la vena líquida sobre el azud (mt)

$$H = 1,58 + 1,2 = 2,78 \text{ m.}$$

h_2 = espesor del agua al pie del escarpe.

$$2g = 19,62 \text{ m/seg}^2$$

g = valor de la gravedad

q = caudal unitario o caudal por cada metro de ancho de cauce.

Para $h_2 = 0,63$ se obtiene la igualdad

$$3,486 = 0,85 \times 0,63 \sqrt{19,62 (2,78 - 0,63)}$$

$$3,486 = 0,85 \times 5,53 = 3,486$$

H = diferencia de alturas

$$H = 2,78 - 0,63 = 2,15 \text{ m.}$$

C = coeficiente de filtración 43 , para suelos formados por cantos rodados, grava y arena mezclados, que es el tipo de suelo en que irá a sud en el presente estudio. El coeficiente c se obtiene de tablas realizadas por Bligh.

$$D = 6 \times 2,15 = \underline{12,9 \text{ m.}}$$

Longitud del zapicado. Bligh propone la siguiente fórmula para calcular la longitud del zapicado, medido desde el pie del escarpe.

$$l_2 = 4 G \sqrt{\frac{H}{45}}$$

$$l_2 = 4 \times 6 \sqrt{\frac{2,15}{45}}$$

l_2 = longitud del zapicado en metros

H y G = igual significado que en las fórmulas anteriores.

$$l_2 = 5,37$$

Longitud de la escollera. Para la longitud del zapicado más la escollera, Bligh da la siguiente fórmula:

$$l_3 = 0,64 G \sqrt{H \times 9}$$

l_3 = longitud del zapicado más escollera, medido desde el pie del escarpe del azud.

$$l_3 = 0,64 \times 6 \sqrt{2,15 \times 8,486} \\ = 10,5 \text{ m.}$$

G y H = iguales significados que en fórmulas anteriores.

l_4 = longitud de la escollera

$$l_4 = l_3 - l_2 = 10,5 - 5,37 = \underline{5,13 \text{ m}}$$

Espeor del zapicado.— El espeor del zapicado debe ser tal, que su peso resista el valor de la subpresión, debiendo darse un factor de seguridad de 1/3 más del valor de la subpresión.

La fórmula para calcular el espeor del zapicado es:

$$t = \frac{4}{3} \frac{H'}{P - 1}$$

t = espeor del zapicado (mts)

H' = valor de la subpresión en metros de carga.

P = peso específico del zapicado.

$$H' = 0,65$$

$$p = 22$$

$$t = \frac{4 \cdot 0,65}{3 \cdot 2,2-1} = 0,7 \text{ mts.}$$

Sin embargo de dar solamente

0,7 m, se debe escoger un valor

mayor. Para el presente caso se tomará un espesor de zampado de 1 mt.

Para tener la longitud de 12,9 m. que debe recorrer el agua bajo el a-

rud, se aumentará un pilote de 1.5 m de profundidad, con lo que se ten-

dria:

$$A B = 1 + 1,5 = 2,5$$

$$B C = 0,5$$

$$C D = 1,5$$

$$D E = (2,71-0,5) + 5,37 = 7,58$$

$$E F = 1$$

Se obtiene una longitud de

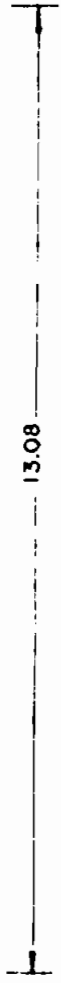
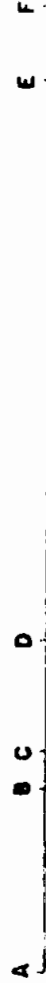
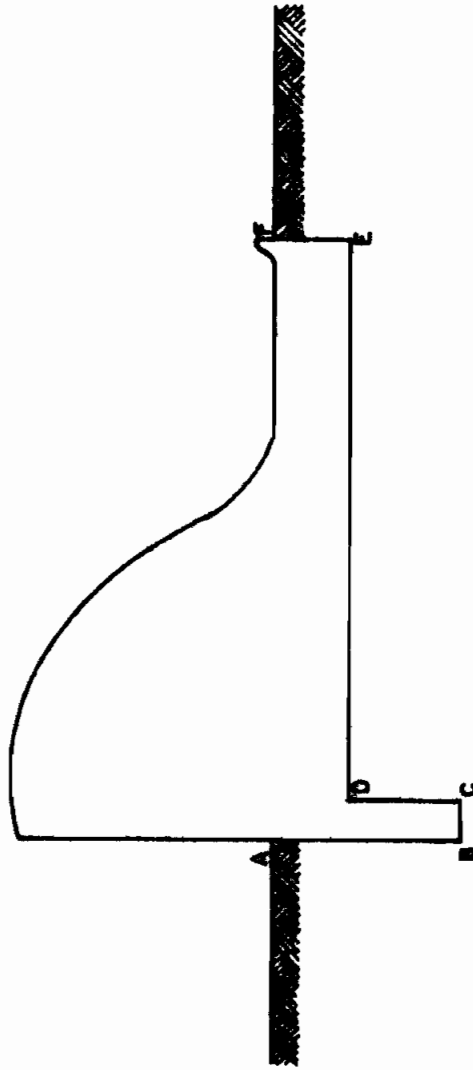
$$L = 15,08 \text{ mts.}$$

(Gráfico No. 9).

El segundo efecto que causa el paso del agua bajo el arud es la presión que, de abajo hacia arriba ejerce el agua (Principio de Pascal), creando un momento que trata de volcar la obra.

El diagrama de la subpresión, para el peor de los casos que sería en máxima creciente, que actúa en la base del arud, será:

GRAFICO N°9



$$I_0 = 0,63$$

$$I_1 = \frac{2,21}{6,71} \times 2,15 \times 0,63 = 0,767 \times 0,63 = 1,337$$

$$I_2 = \frac{3,71}{6,71} \times 2,15 \times 0,63 = 1,185 \times 0,63 = 1,816$$

$$I_3 = \frac{4,21}{6,71} \times 2,15 \times 0,63 = 1,35 \times 0,63 = 1,98$$

La sección que actúa en la base del arbol, será la que muestra el gráfico No. 10 .

Calculando las superficies de cada uno de los trapecios y las distancias de los brazos entre las fuerzas resultantes y el punto B , se obtiene:

$$S_1 = \frac{(a+b) h}{2} = \frac{(0,63+1,337)}{2} \quad 2,21 = 2,15 = \underline{2,18 \text{ Tn.}}$$

$$S_2 = \frac{(a'+b')h'}{2} = \frac{(1,816 + 1,98)}{2} \quad 0,5 = 0,95 = \underline{0,95 \text{ Tn}}$$

Centros de gravedad de las figuras:

$$G = \frac{h}{3} \quad \frac{(2a + b)}{(a + b)}$$

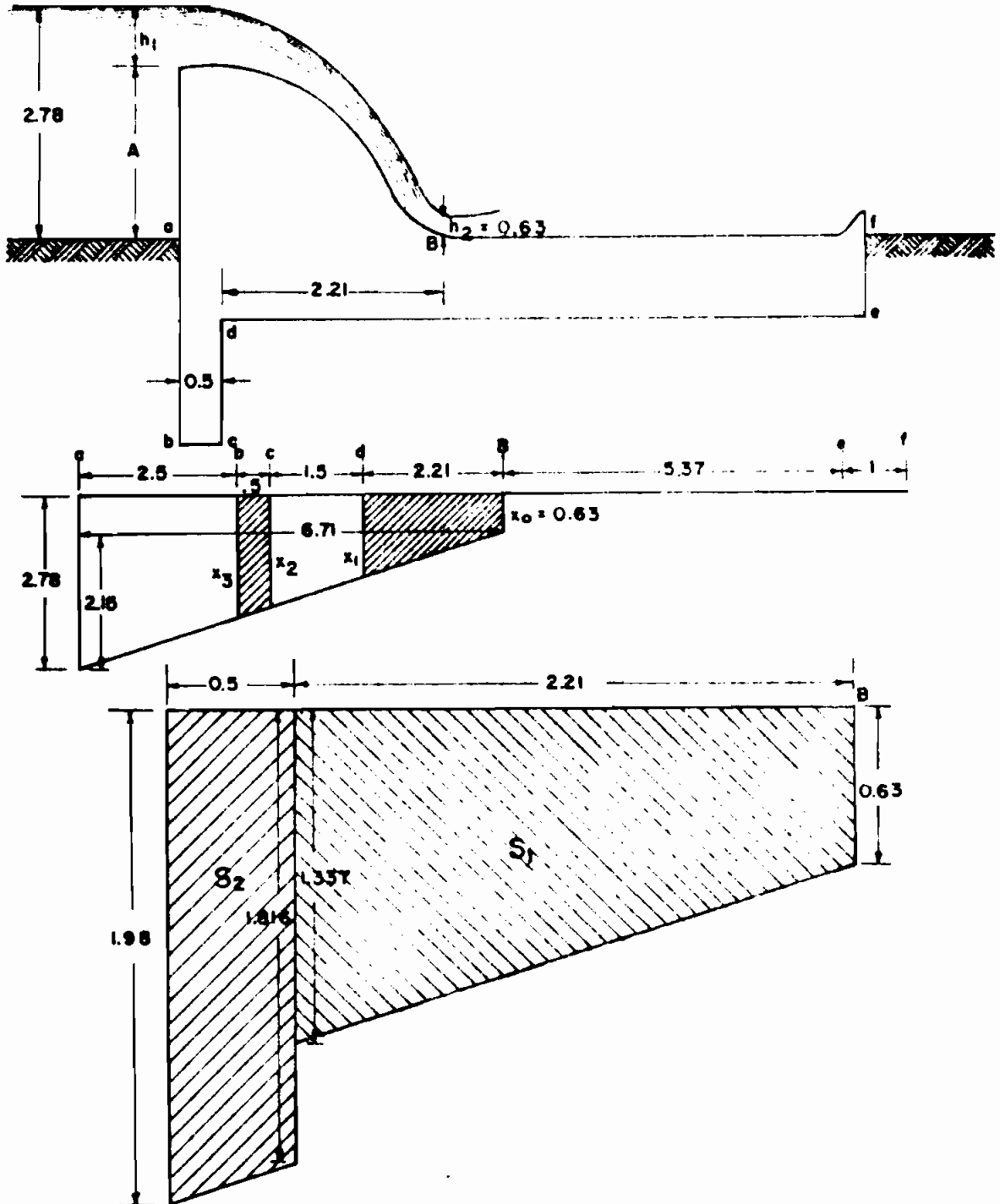
$$G_1 = \frac{2,21}{3} \quad \left(\frac{2 \times 0,63 + 1,337}{0,63 + 1,337} \right) = 0,971$$

$$G_2 = \frac{0,5}{3} \quad \left(\frac{2 \times 1,816 + 1,98}{1,816 + 1,98} \right) = 0,8425$$

Brazos de las fuerzas resultantes con respecto al punto B

GRAFFING N°10

SUBPRESION



$$d1 = 2.21 - 0.971 = 1.239 \text{ m.}$$

$$d2 = 2.71 - 0.2425 = 2.4675$$

Los momentos de giro son:

$$M = F \times d.$$

$$M1 = 2.18 \times 1.239 = 2.7 \text{ T.m}$$

$$M2 = 0.95 \times 2.4675 = 2.35 \text{ T.m}$$

$$F = 3.13$$

$$M = 5.05$$

$$d = \frac{5.05}{3.13} = 1.617 \text{ mt}$$

Cálculos del peso del azud.-

Determinado el perfil transversal del azud, se calcula la superficie del mismo, para lo que se divide la sección en 12 partes, obteniendo once figuras semejantes a trapecios y una triangular (Gráfico No. 11).

Las longitudes de los lados de los trapecios serán:

$$L12 = 1.58 - 0.1612 = 1.4288$$

$$L11 = 1.58 - 0.118 = 1.4640$$

$$L10 = 1.58 - 0.053 = 1.5470$$

$$L9 = 1.58 = 1.5800$$

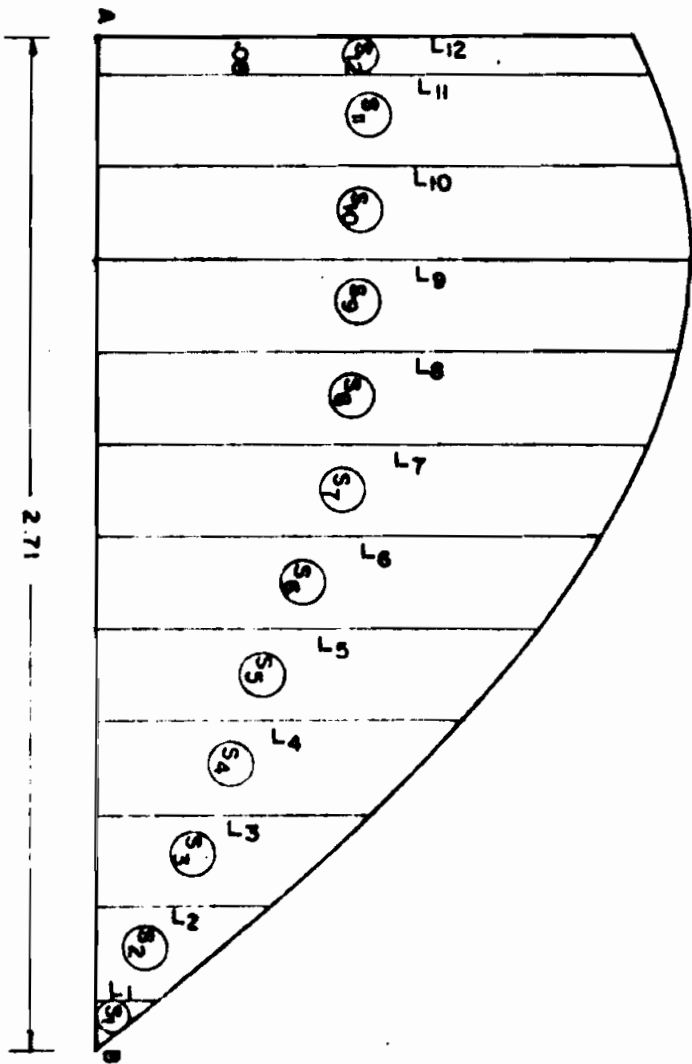
$$L8 = 1.58 - 0.033 = 1.5470$$

$$L7 = 1.58 - 0.118 = 1.4640$$

$$L6 = 1.58 - 0.249 = 1.340$$

GRAFICO N° II

CALCULO DEL PESO DEL AZUD



$$L5 = 1.58 - 0.405 = 1.174$$

$$L4 = 1.58 - 0.608 = 0.972$$

$$L3 = 1.58 - 0.843 = 0.737$$

$$L2 = 1.58 - 1.115 = 0.465$$

$$L1 = 1.58 - 1.417 = 0.163$$

Cálculo de las áreas:

$$S12 = (1.4288 + 1.4646) \underline{0.08} = 0.1157 \text{ m}^2$$

$$S11 = (1.464 + 1.547) 0.125 = 0.380 \text{ mts.}$$

$$S10 = (1.547 + 1.58) 0.125 = 0.3946 \text{ mts.}$$

$$S9 = S10 = 0.3946 \text{ mts.}$$

$$S8 = S11 = 0.380 \text{ "}$$

$$S7 = (1.464 + 1.34) 0.125 = 0.360511$$

$$S6 = (1.34 + 1.174) 0.125 = 0.31425$$

$$S5 = (1.174 + 0.972) 0.125 = 0.28525$$

$$S4 = (0.972 + 0.737) 0.125 = 0.215625$$

$$S3 = (0.737 + 0.465) 0.125 = 0.15025$$

$$S2 = (0.465 + 0.163) 0.125 = 0.075125$$

$$S1 = \frac{0.15 \times 0.163}{2} = 0.010595$$

Los centros de gravedad de cada una de las secciones sería:

$$G = \frac{h}{3} \left(\frac{2a + b}{a + b} \right)$$

Distancias de los centros de las áreas al punto B

$$G12 = \frac{0.08}{3} \left(\frac{2 \times 1.4288 + 1.464}{1.4288 + 1.464} \right) = 0.0598 \quad \begin{matrix} \text{d.B} \\ = 2.6702 \text{ mts.} \end{matrix}$$

$$\begin{aligned}
 G_{11} &= \frac{0.25}{3} \frac{(2 \times 1.494 + 1.547)}{1.494 + 1.547} = 0.1234 & = 2.5084 \text{ mts.} \\
 G_{10} &= \frac{0.25}{3} \frac{(2 \times 1.547 + 1.58)}{1.547 + 1.58} = 0.12493 & = 2.25493 \text{ " } \\
 G_9 &= G_{10} & = 0.12495 & = 2.00507 \text{ " } \\
 G_7 &= \frac{0.25}{3} \frac{(2 \times 1.84 + 1.824)}{1.84 + 1.824} = 0.123 & = 1.507 \text{ " } \\
 G_6 &= \frac{0.25}{3} \frac{(2 \times 1.174 + 1.84)}{1.174 + 1.84} = 0.122 & = 1.288 \text{ " } \\
 G_5 &= \frac{0.25}{3} \frac{(2 \times 0.972 + 1.174)}{0.972 + 1.174} = 0.121 & = 1.509 \text{ mts.} \\
 G_4 &= \frac{0.25}{3} \frac{(2 \times 0.737 + 0.972)}{0.737 + 0.972} = 0.119 & = 0.761 \text{ " } \\
 G_3 &= \frac{0.25}{3} \frac{(2 \times 0.465 + 0.737)}{0.465 + 0.737} = 0.1186 & = 0.2124 \text{ " } \\
 G_2 &= \frac{0.25}{3} \frac{(2 \times 0.163 + 0.465)}{0.163 + 0.465} = 0.105 & = 0.215 \text{ " } \\
 G_1 &= \frac{1}{3} h = \frac{0.13}{3} = 0.043 & = 0.0867 \text{ " }
 \end{aligned}$$

Peso de cada superficie, considerando un metro de fondo y un peso específico del material de 2.2 T/m³

P12 = 0.25454 Toneladas	P6 = 0.89155 Toneladas
P11 = 0.8360 "	P5 = 0.59615 "
P10 = 0.88812 "	P4 = 0.470 "
P9 = 0.86612 "	P3 = 0.53055 "
P8 = 0.8360 "	P2 = 0.1653 "
P7 = 0.7711 "	P1 = 0.02331 "

Cálculo de los momentos de rotación de cada uno de los pesos con respecto al punto B.

$$M = F \times d$$

<u>Fuerza (T)</u>	<u>Distancia (m)</u>	<u>Momento (Tm)</u>
0.25454	2.6702	0.680
0.8350	2.5054	2.093
0.86812	2.25493	1.958
0.86812	2.00507	1.741
0.8350	1.7555	1.469
0.7711	1.5070	1.162
0.69135	1.2580	0.870
0.59015	1.0090	0.595
0.4700	0.7610	0.358
0.33055	0.5244	0.173
0.1853	0.2150	0.040
0.02331	0.0857	0.002
<hr/>		<hr/>
6.70453		11.137

Peso total = 6.70453 Toneladas

Momento del peso total = 11.137 toneladas metros
distancia de la aplicación de la fuerza resultante
con respecto al punto B.

$$d = \frac{M}{F} = \frac{11.137}{6.70453} = 1.6611 \text{ m}$$

Peso avus (..)

Cálculo analítico de la resultante y su distancia de aplicación con respecto al punto B

	Momento	Fuerza	Distancia, a B
Peso azud (-)	11.1370	6.70453	1.6611
Empuje agua (+)	2.350	3.400	0.691
Subpresión (+)	5.05	3.130	1.617

Se restan los momentos de signo positivo del momento de signo negativo, lo que da un valor de:

Diferencia de Momentos = (-) 3.737 - Toneladas metros

Diferencia de fuerzas:

Peso (-) 6.70453

Subpre-(+) 313

sión

- 3.57453 Toneladas

Punto de aplicación de la resultante.

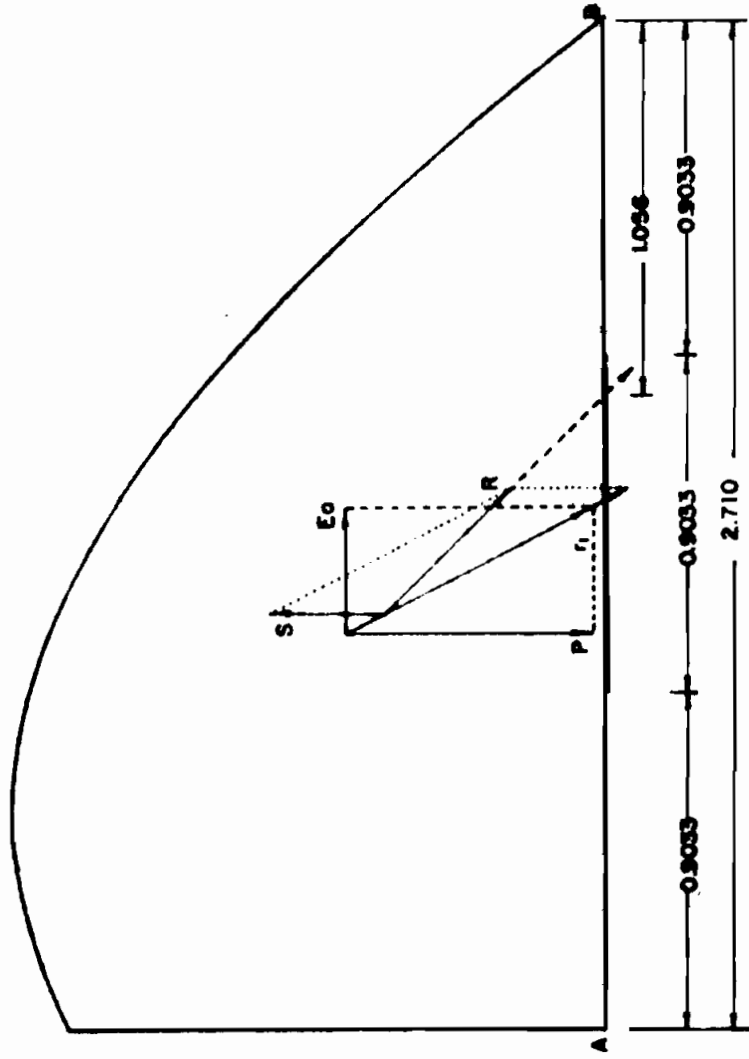
$$d = \frac{M}{F} = \frac{3.737}{3.57453} = \underline{\underline{1.056 \text{ m}}}$$

Cálculo gráfico de la resultante y su distancia de aplicación con respecto al punto B) (Gráfico No. 12)

Para que no exista peligro de volcamiento, la resultante de todas las fuerzas que actuase en el azud, debe caer dentro del tercio medio de

GRAFICO N° 12

COMPROBACION GRAFICA DE LA ESTABILIDAD DEL AZUD



de la base considerada. Es decir que, para el presente caso, la distancia al punto B no debe ser menor que 0.903 m y al tener 1.956 m se tiene a la resultante dentro del tercio medio.

El hecho de que la resultante no se salga del tercio medio de la base, hace que las tensiones interiores que soporta el material no sean tracciones, trabajando el material sólo a la compresión y cuyos valores no deben sobrepasar los valores límites de trabajo del material. Dichos valores se calculan por la fórmula:

$$\sigma = \frac{F}{S} + \frac{M}{W}$$

d = distancia entre el
baricentro y el punto
de aplicación

M = Momento = F x d.

$$S = \frac{1}{2} x h = 2.71 \times 1 = 2.71$$

$$F = \text{fuerza} = 3.57453 \text{ Ton}$$

$$M = F x d = 3.57453 \left(\frac{2.71}{2} - 1.956 \right)$$

W = Momento resistente de la sección

$$W \text{ Para rectángulo} = \frac{b h^2}{6}; \quad b = 1$$

$$h = 2.71$$

$$M = 1.116 \text{ Ton}$$

$$W = \frac{1 \times 2.71^2}{6} = 1.224$$

$$\sigma_{AB} = \frac{3.737}{2.71} + \frac{1.116}{1.224}$$

$$\sigma_{AB} = 1.38 + 0.91$$

$$\sigma_A = 1.38 - 0.91 = 0.47 \text{ Ton/m}^2 = 0.047 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_B = 1.38 + 0.91 = 2.29 \text{ Ton/m}^2 = 0.229 \text{ Kg/cm}^2$$

Como pueda notarse, estos valores están muy por debajo del límite de trabajo del hormigón ciclópeo material del que se construiría el azud.

Los mayores esfuerzos a que trabajará el material será cuando el azud está seco (Gráfico 18). Para tal caso, los esfuerzos serán:

Fuerzas:

$$S1 = 8,704 \text{ Tn}$$

$$S2 = 8,08 \times 2,2 = 17,776 \text{ Tn}$$

$$S3 = 0,75 \times 22 = 1,65 \text{ Ton.}$$

Distancias (A)

$$d1 = 1,049$$

$$d2 = 4,04$$

$$d3 = 0,25$$

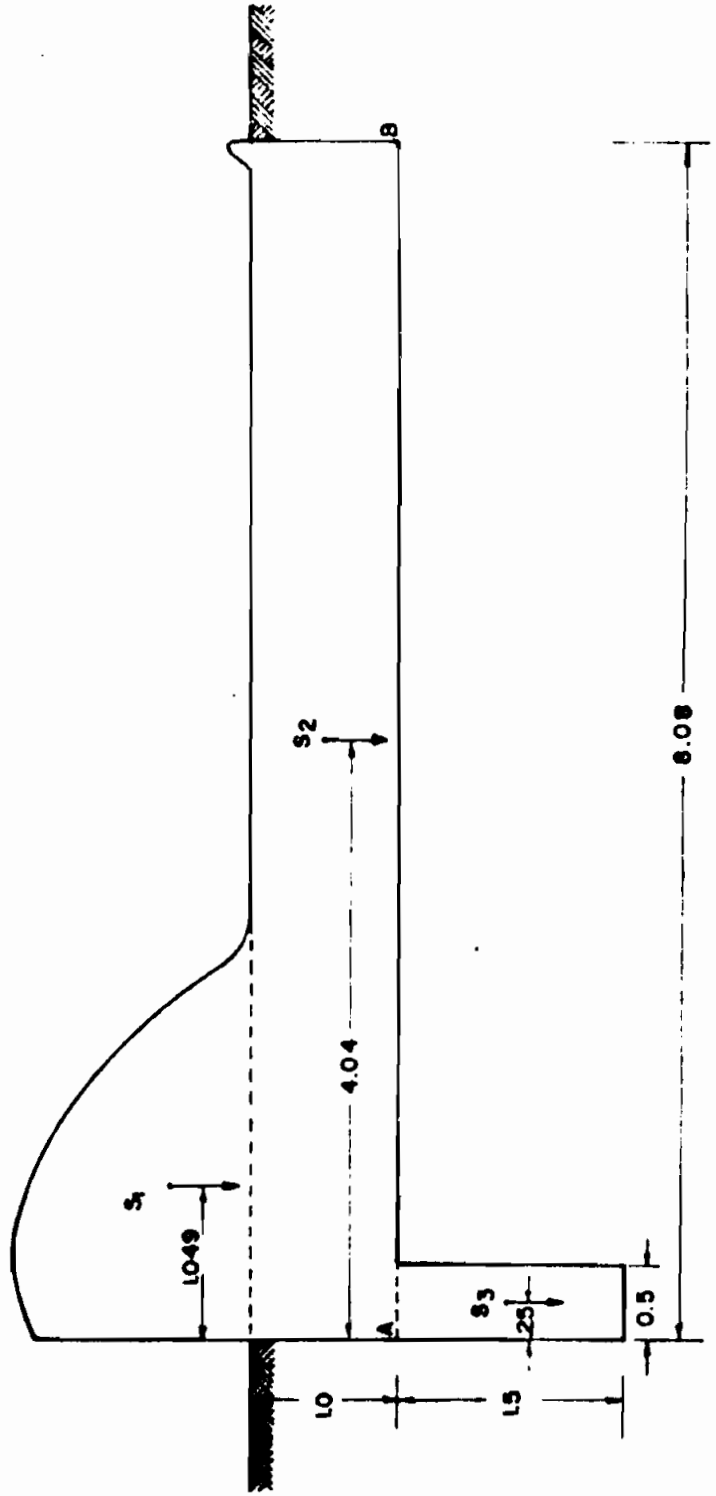
Se calcula el valor y punto de aplicación de la resultante:

	<u>F</u>	<u>d</u>	<u>M</u>
1)	8.704	1.049	7.06
2)	17.776	4.04	72.00
3)	1.65	0.25	0.41
	<hr/>	<hr/>	<hr/>
F =	26,18	n =	79,46

Distancia de la resultante al punto A.

$$d = \frac{M}{F} = \frac{79,46}{26,18} = 3,04 \text{ m}$$

GRAFICO N°13



Cálculo de los esfuerzos que soporta el material.

$$\sigma_{AB} = \frac{F}{H} + \frac{M}{W}$$

$$F = 26,13 \text{ T}$$

$$S = 8,08 \text{ m}^2$$

$$M = 26,13 \frac{8,08}{2} = 304 = 26,13 \text{ Tm.}$$

$$\sigma_{AB} = \frac{26,13}{8,08} + \frac{26,13}{10,8}$$

$$W = \frac{b h^2}{6} = \frac{1 \times 8,08^2}{6} = 10,8$$

$$\sigma_A = 3,24 + 2,43 = 5,67 \text{ T/m}^2 = 0,567 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_B = 3,24 - 2,43 = 0,81 \text{ T/m}^2 = 0,081 \text{ Kg/cm}^2$$

Estos valores son, también, bajos en comparación a los valores límites de trabajo del material.

Tensiones que soporta la base de apoyo del azud.-

La tensión máxima que soporta el suelo en que se asienta el azud, estará dado por la máxima fuerza que transmite la base de la obra cuando el material de que está compuesto está trabajando a la máxima tensión. Es decir que el máximo del trabajo del suelo será de 0,567 Kg/cm². Para suelos compuestos de canto rodado, grava y arena, mezclados, se admite una tensión de trabajo entre 5 y 7 kg/cm²; es decir que se tendrá un amplio margen de seguridad.

Comprobación al deslizamiento.-

Al deslizamiento se pone la componente vertical de la resultante.

La tangente del ángulo que la resultante de todas las fuerzas forma

con la vertical, debe ser menor que el valor del coeficiente de rozamiento, que para el caso de mampostería sobre mampostería es igual a 0.75. En el presente caso se tienen:

$$E = 3.4 \text{ Ton.}$$

$$P = 6.70453 \text{ Ton.}$$

$$E = 3.13 \text{ Ton.}$$

La fuerza vertical valdrá: $6.70453 - 3.13 = 3.5745 \text{ Ton.}$

$$\frac{E}{P} = \frac{3.4}{3.5745} = 0.953$$

$0.953 > 0.75$; esto significa que existe el peligro de deslizamiento.

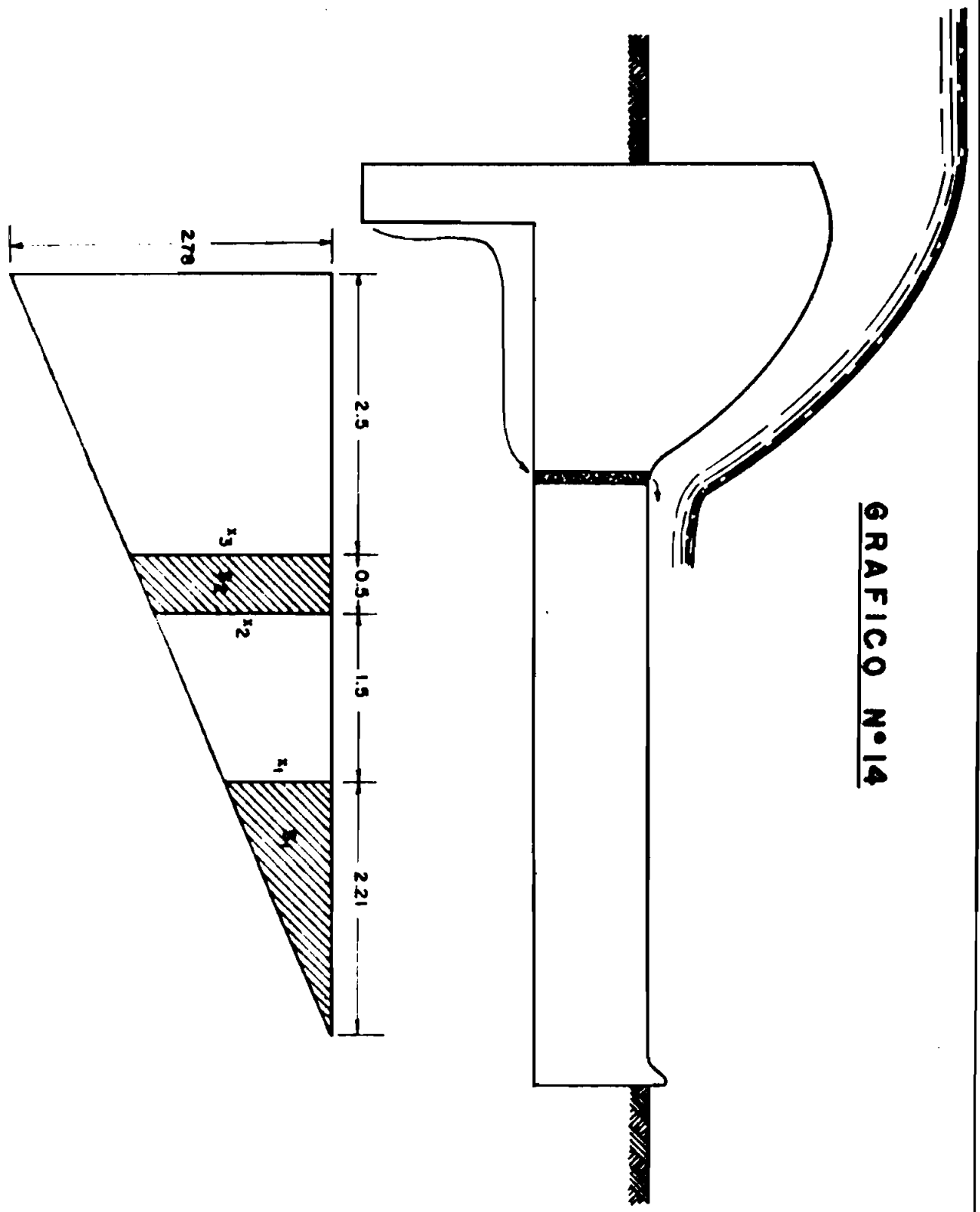
Se puede evitar este peligro de algunas maneras. Sin cambiar la sección del azud, se puede unir bien el cuerpo del azud con la cimentación, es decir sin dejar planos continuos de deslizamiento. Se puede, también, poner grapas de hierro entre el cuerpo y la cimentación, reforzando en esa forma la estabilidad de la obra.

Otra solución representa el poner tubos de drenaje (rellenos con grava y arena) al pie del escarpe, (gráfico No. 14), que se colocarán de 30 a 50 cms. de separación. Los tubos de drenaje harían disminuir el valor de la subpresión, al mismo que sería de:

$$x_1 = \frac{2.21}{6.71} \times 2.78 = 0.917 \text{ m}$$

$$x_2 = \frac{3.71}{6.71} \times 2.78 = 1.54 \text{ m.}$$

GRAFICO N.º 14



$$x_3 = \frac{4.12}{6.71} \times 2.78 = 1.7 \text{ m.}$$

$$S_1 = \frac{2.21 \times 0.917}{2} = 1.01 \text{ T}$$

$$S_2 = \frac{(1.64 + 1.7) \times 0.5}{2} = 0.81 \text{ T}$$

Valor total de la subpresión = $S_1 + S_2 = 1.01 + 0.81 = 1.82 \text{ Tn.}$

Para este caso se tiene:

$$E = 3.4 \text{ Tn.}$$

$$P = 6.7045 \text{ Tn.}$$

$$S = 1.82 \text{ Tn.}$$

Valor de la fuerza vertical = $6.7045 - 1.82 = 4.8845$

Si se aplica:

$$\frac{E}{P} < f ; \quad \frac{3.4}{4.8845} < 0.75 ; \quad \frac{0.693}{0.75}$$

Es decir que si se colocan los tubos de drenaje, desaparece el peligro de deslizamiento.

Es posible, si se quiere mayor seguridad, adoptar más de una de las soluciones.

En cuanto al resto de condiciones que debe cumplir el azud, estas soluciones dan una seguridad mayor, es decir que se tendría un factor de seguridad mayor.

Conclusiones sobre la estabilidad del azud.

Como demuestran los cálculos, que se han referido para cuando las condiciones son más desfavorables, se cumplen las siguientes condiciones:

- 1°) Para ningún caso, la resultante de todas las fuerzas que actúan en el azud sale del tercio medio de la sección considerada, lo que evita que haya volcamiento y que el material de fábrica trabaje a tracción;
- 2°) Las tensiones internas a que trabaja el material, son muy bajas en comparación a la carga de trabajo del material.
- 3°) Las tensiones que soporta la base de apoyo del azud están por debajo de las cargas unitarias admisibles para el terreno considerado, para cuyo caso se podría llegar hasta tensiones de 5 y 7 kg/cm².
- 4°) La relación entre la componente horizontal y vertical, al poner tubos de drenaje al pie del escape, no es superior al coeficiente de rozamiento entre fábrica y fábrica, que sería el peor caso;
- 5°) El recorrido de las aguas filtrantes bajo el azud, es superior a aquel en que se producirían arrastres de partículas del suelo.

Para completar las dimensiones del azud, se calcula la longitud del colchón de aguas, que sería:

$$L = 2 H_{max} + \frac{1}{5} W$$

$$L = 2 \times 1.2 + \frac{1.58}{5}$$

$$L = 2.4 + 0.198$$

$$L = 2.598 = 2.6 \text{ m.}$$

L colchón de aguas = 2.6 m.

L - saqueado = 5 . 37 m.

altura del diente posterior.-

$$h = 0.08 H_{max} \frac{2/3}{5} \frac{1/3}{5} = 0.08 \times 1.18 \times 1.18 = 0.1048 = \underline{12 \text{ cm.}}$$

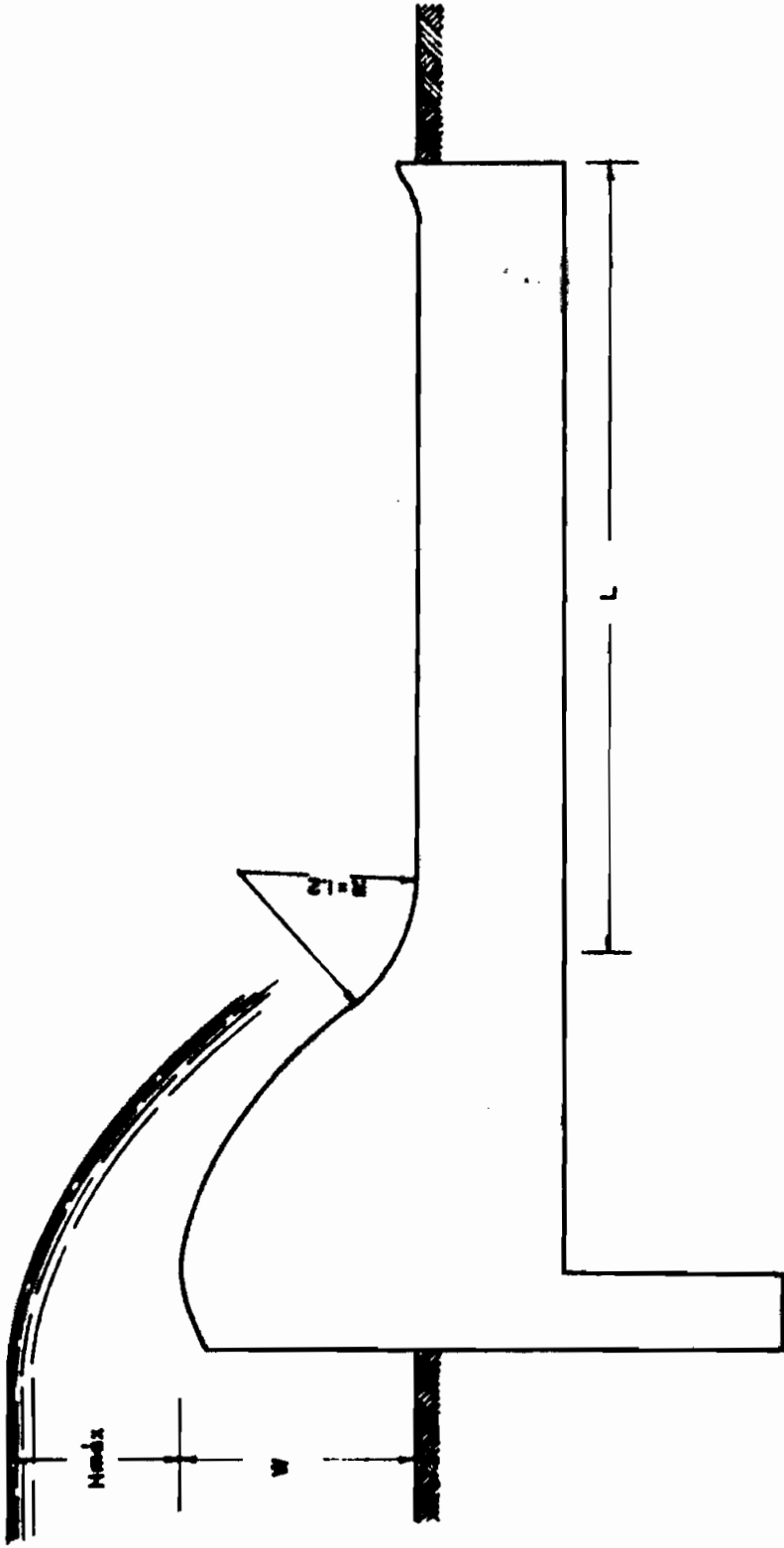
Gráfico No. 15

Compuerta de desagüe del azud.

Las compuertas de desagüe se las coloca, generalmente, junto a las obras de toma, con el propósito de que al abrirse las compuertas, las aguas que pasan bajo ellas, arrastren la sedimentación que se acumula aguas arriba del azud y junto a la toma. También, estas compuertas sirven para evacuar parte de las aguas que lleva el río en las grandes crecientes, con el objeto de disminuir la altura de la vena líquida sobre el azud. En el presente proyecto, la compuerta de desagüe tiene como principal objetivo el desalojo del anillo depositado aguas arriba del azud y la obra de toma.

La velocidad con la que debe pasar el agua bajo la compuerta está en función de las dimensiones de las piedras que deben ser arrastra-

GRAFICO N° 15



das. En el caso que se está estudiando, se consideraran bloques menores a un metro cúbico, para lo que se debe tener una velocidad de 4 m/sgdo.

Para conseguir un fácil arrastre se da una pendiente conveniente al cauce de aguas arriba del azud, para que el agua se dirija a la compuerta de desagüe.

Cálculo de la compuerta.

Aunque normalmente son casas especializadas en esta clase de construcciones las que proyectan las compuertas, se hará un cálculo para determinar las dimensiones y características esenciales de la misma.

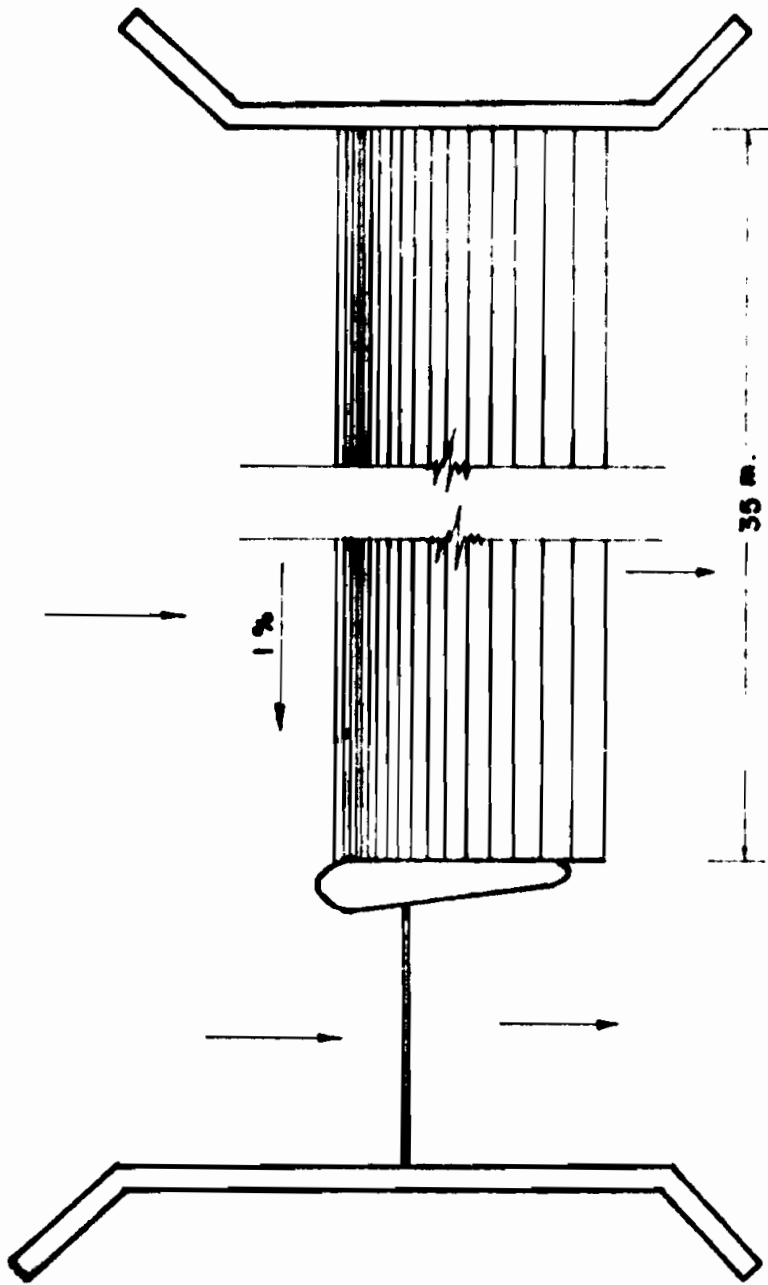
Con el objeto de obtener un fácil arrastre de los materiales sólidos acumulados aguas arriba del azud, se da al piso del azud una pendiente transversal del 1% (Gráfico No. 16), es decir que del lado de la compuerta se tiene una altura del azud de 1.58 ms., mientras en el lado opuesto la altura del azud será de $1.58 - \frac{35}{100} = 1.23$ m.

Para la facilidad del manejo de la compuerta, se ha asignado una altura de 1,8 ms. de alto por 1.5 de ancho (Gráfico No. 17), para cuyas dimensiones se calcula el resto de condiciones.

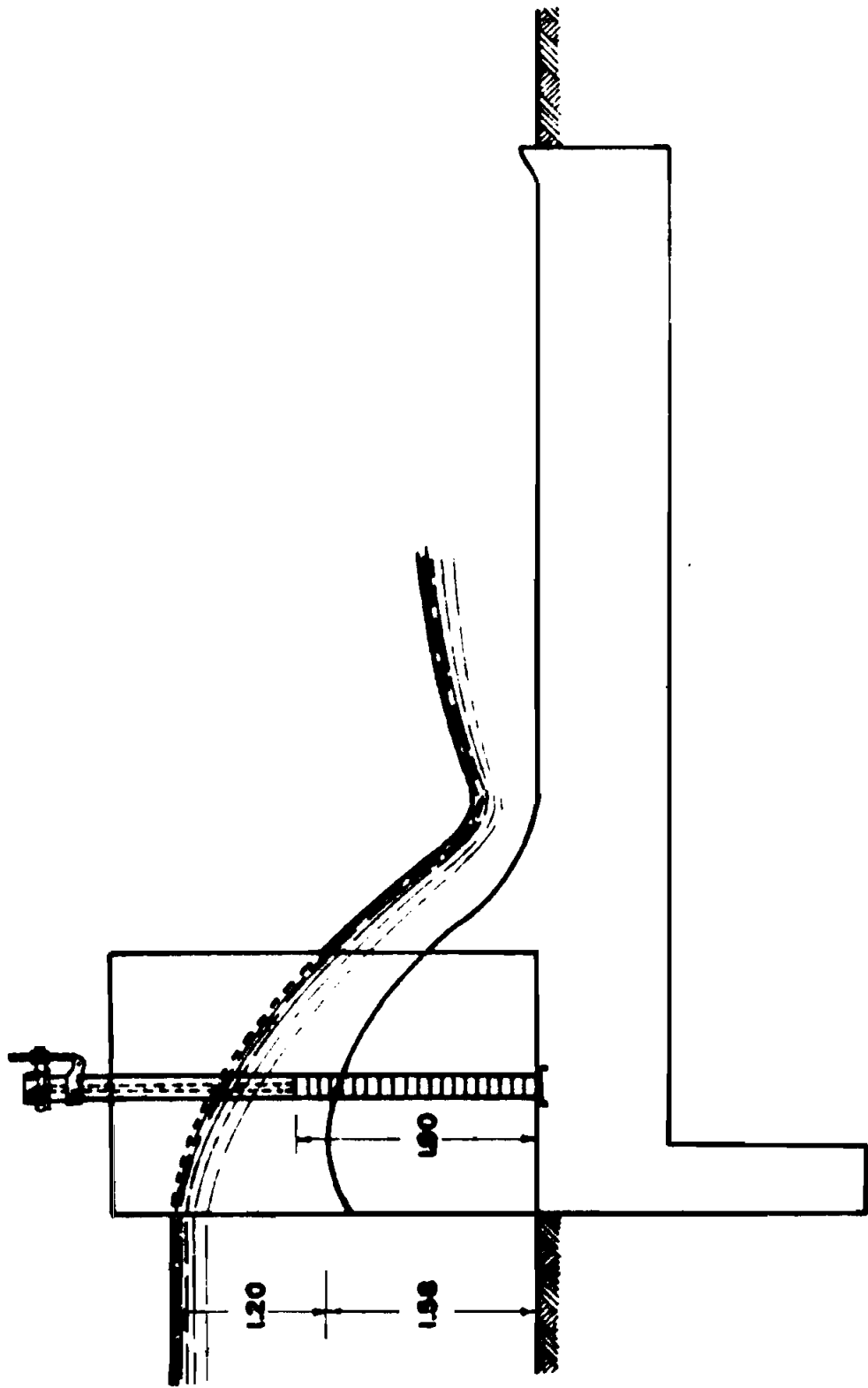
Velocidad de salida del agua por la compuerta en máximas crecientes.

Anteriormente se calculó que la velocidad de llegada del agua al Anticor:

GRAFICO N°16



GRA F I C O N º 17



suav., era de 1.25 m/sgdo. La altura representativa de esta velocidad es:

$$h_d = \frac{v^2}{2g} = \frac{1.25^2}{19.62} = 0.08 \text{ m.}$$

La altura estática del agua es: $h_e = 2.78 \text{ m.}$

Ht: altura total = $h_e + h_d = 2.78 + 0.08 = 2.86 \text{ m.}$

La velocidad de salida del agua por la compuerta, considerando que la compuerta se levanta a una altura de 1.5 m. será:

$$h_e = \text{Altura de carga} = 2.86 - \frac{1.5}{2} = 2.11$$

$$v = \sqrt{2gh} = \sqrt{19.62 \times 2.11} = 6.43 \text{ m/sgdo.}$$

Con la velocidad obtenida, se pueden arrastrar piedras de hasta algo más de 1 m. de diámetro.

El caudal que se desagua por la compuerta será:

$$Q = s \times c \times v$$

Q = caudal (m³/sdo).

s = área de desagüe (m²)

c = coeficiente de contracción que, para el presente caso, vale = 0.58

v = velocidad de salida del agua en la compuerta (m/sgdo).

$$Q = (1.5 \times 1.5) \times 0.58 \times 6.43$$

$$Q = \underline{8.15 \text{ m}^3/\text{sdo.}}$$

Espesor de los tableros de la compuerta.-

Se da el espesor de todos los tableros igual que aquel que se encuentra al fondo con una altura de 0,1 m

En tal caso, la fórmula para el cálculo del espesor de los tableros es:

$$E = \frac{L}{26} \sqrt{\frac{t}{2}} \quad , \text{Valores correspondientes al gráfico No. 18.}$$

$$E = \frac{1,6}{26} \sqrt{\frac{2,86}{2}}$$

$$E = 0,09 \text{ m. , se aproxima a } \underline{0,1 \text{ m.}}$$

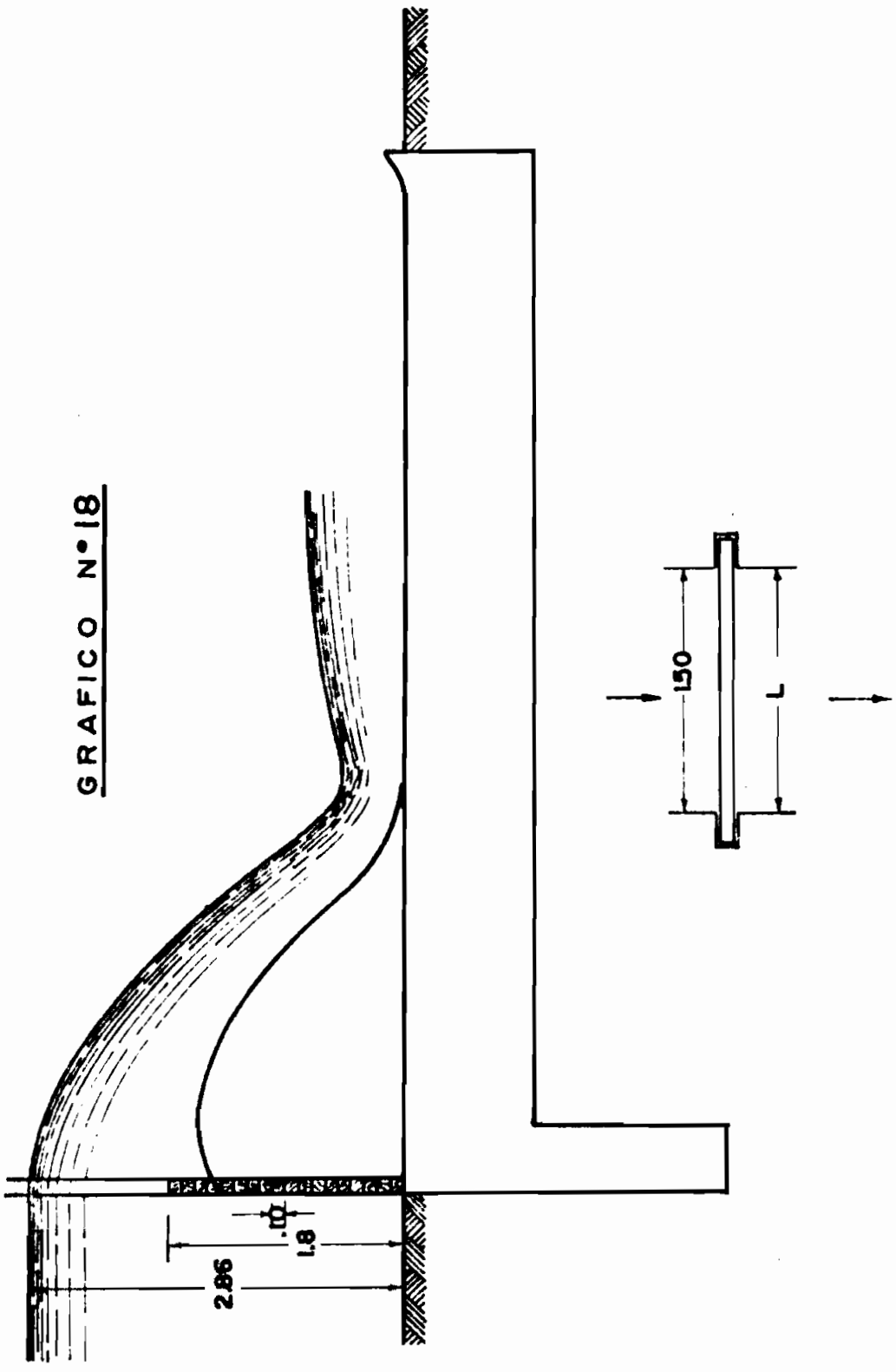
Resistencias que se debe vencer para la elevación o descenso de la compuerta.-

La resistencia comprende:

- 1) Rozamiento debido a la presión hidráulica y de los materiales sólidos que está sometida la compuerta.
- 2) Peso propio de la compuerta, que para el caso de descenso se convierte en una fuerza favorable.

Si F es la fuerza necesaria para el ascenso y $F1$ la fuerza necesaria para el descenso, se tienen las siguientes igualdades:

GRAFICO N°18



$$F = H \times S \times B \times u + W$$

$$F_1 = H \times A \times B \times u - W ; \text{ siendo}$$

H = Altura del agua hasta el centro de la compuerta.

S x B = Superficie de la compuerta.-

U = coeficiente de rozamiento estático.

W = peso propio de la compuerta.

El coeficiente de rozamiento entre madera y hierro, que es el caso presente, vale 0,75 (Gráfico No. 19).

Para el cálculo del peso propio de la compuerta, se tomará un peso específico de la madera de 2.000 Kg/m³ (V-2), ya que la compuerta deberá ser construida con madera pesada y de buena calidad. El peso de la compuerta estará dada por la fórmula:

$$W = S \times e \times \gamma ; \text{ siendo:}$$

W = peso de la compuerta.

e = espesor de la compuerta.

S = superficie de la compuerta

γ = peso específico de la madera.

Reemplazando los valores para las fórmulas de los esfuerzos se tiene:

$$F = (2.21 \times 1.8 \times 1.5 \times 0,75) + (1.8 \times 1.5 \times 0,1 \times 2) = 4,815 \text{ T.}$$

$$F_1 = (2.11 \times 1.8 \times 1.5 \times 0,75) - (1.8 \times 1,5 \times 0,1 \times 2) = 3,733 \text{ T.}$$

A 0,4 metros del nivel de aguas sobre el azud en mázama oriente, se construirá el puente de maniobras que se sostendrá en un pilar colocado junto al azud y el muro que se construirá hacia la orilla del río.

Tanto en el pilar como en el muro, se dejarán los canales que servirán de guía para el movimiento de la compuerta.

La impermeabilización de la compuerta en la parte inferior se realiza asentando la compuerta sobre una viga de hierro U. que se incrusta en el hormigón.

Para la impermeabilización de los costados, se usarán tablonas machibradas. (Gráfico No. 26). También se puede impermeabilizar poniendo pletinas de hierro entre tablón y tablón.

Cálculo de la Toma de aguas.-

En el presente caso, la toma de aguas se hará por medio de un vertedero, que en crecientes máximas funcionaría como orificio. El vertedero tendrá el umbral a una altura de 1,45 m. desde la base del azud, lo que evitará que por la toma entren piedras o material pesado de gran tamaño, de los que arrastra el río en las grandes crecientes, permitiendo la entrada de aguas superficiales, que solamente llevan material sólido de pequeñas dimensiones.

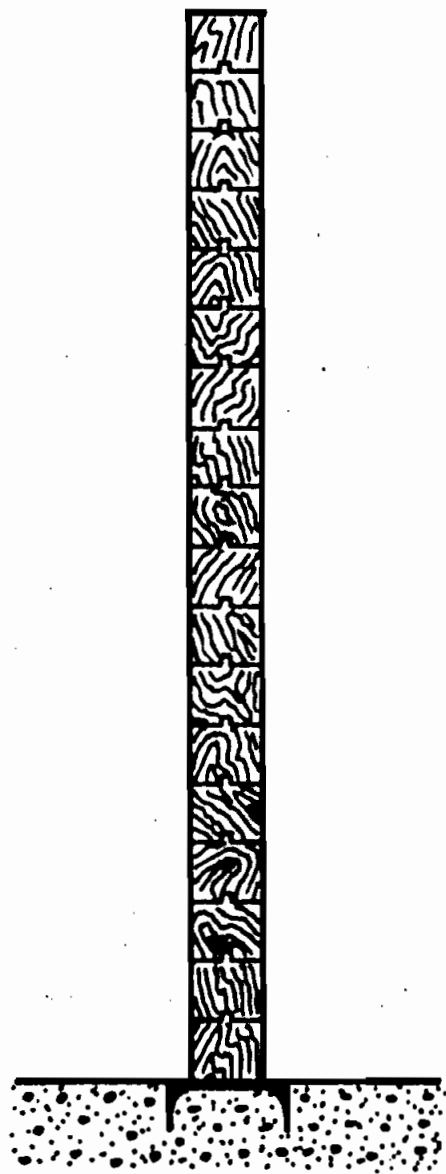
Para derivar los 4 m³/sdo, se calcula la longitud de la bocanera para diversos espesores de vena líquida, hasta obtener una longitud aceptable, sin excederse en el espesor de la vena.

De la fórmula: $Q = u h l \sqrt{2 g h}$, en que:

Q = caudal derivado = 4 m³/sdo.

h = espesor de la vena líquida en mts.

GRAFICO N° 20



l = longitud de la bocaneta en mts.

g = valor de la gravedad = 9,81 m/seg².

U = factor de reducción de la vena líquida, que para vertaderos de pared gruesa vale 0,6

El espesor de la vena líquida puede variar entre 0,15 y 0,30 m. para el caso de tomas de este tipo y para las características del río que se va a aprovechar.

Reemplazando valores en la fórmula, se obtienen las siguientes longitudes con sus respectivos espesores de vena líquida.

Para h = 0,15 m.

$$l = \frac{Q}{u h \sqrt{2gh}} = \frac{4}{0,6 \times 0,15 \sqrt{19,62 \times 0,15}} = 25 \text{ mts.}$$

Para h = 0,20 m.

$$l = \frac{4}{0,6 \times 0,2 \sqrt{19,62 \times 0,2}} = 16,6 \text{ mts.}$$

Para h = 0,25 m.

$$l = \frac{4}{0,6 \times 0,25 \sqrt{19,62 \times 0,25}} = 12,644$$

Para h = 0,25 m.

$$l = \frac{4}{0,6 \times 0,25 \sqrt{19,62 \times 0,25}} = 12,644$$

Para $h = 0,8$ m.

$$L = \frac{4}{0,6 \times 0,8 \sqrt{0,5 \times 19,62}} = 9,16 \text{ m.}$$

Se ha escogido el caso en que el espesor de la vena líquida es de 0,25 m., en vertedero de pared gruesa, lo que da una longitud de 12,044 mts., lo que resulta razonable, ya que el costo de las obras de toma no resultarán demasiado elevados.

Como no es posible dejar el vertedero a cielo abierto, pues to que en las máximas crecientes entraría un caudal excesivo, se deberá construir sobre él un dintel de hormigón armado que, para que no resulta muy costoso, debe tener apoyos intermedios. Además, para evitar que por la toma ingresen materiales flotantes de tamaños relativamente grandes, es necesario colocar barras de hierro que impidan sus accesos. Por lo anteriormente descrito, la longitud total del vertedero está aumentada por el ancho de los apoyos, el espesor de las barras de hierro y por el valor correspondiente a las contracciones de la vena líquida que se produce tanto por los apoyos como por las barras.

En el local se usarán pletinas de hierro de $1/2'' \times 3/4''$ y de una longitud que corresponderá al alto del local más lo necesario para el supertrazante. Las pletinas serán colocadas cada 10 cms., lo que impide el acceso de cuerpos flotantes de mayor diámetro.

Se calcula cuantos espacios de 10 cms. serán necesarios para que el caudal total sea 4 m³/sdo.

$$Q = U_1 \times l \times h \sqrt{2} \text{ gh.}$$

U_1 = coeficiente de contracción de la vena líquida debido a la pared del vertedero y a las platinas de hierro = 0,42.

$$Q_p = 0,42 \times 0,1 \times 0,25 \sqrt{19,62 \times 0,25} = 0,0255 \text{ m}^3/\text{segdo.}$$

$$\text{No. de espacios} = \frac{Q_t}{Q_p} = \frac{4}{0,0252} = 170$$

Si se divide la longitud total en 5 espacios separados por pilastras, se tendrá que el número de éstos será de 4, si cada pilastra tiene un espesor de 0,2 m., é se aumenta 0,8 m. de longitud en la bocatoma.

Cada espacio tendría $\frac{170}{5}$ espacios de 10 cms., es decir que tendrán 34 espacios de 10 cms., a sea que tendrán 33 platinas de hierro.

Calculando la longitud total de la bocatoma se tiene: -

170 -- espacios de 10 cms.	= 17,0 mts.
4 -- Pilastras de 20 cms.	= 0,8 mts.
155 -- platinas de $\frac{3}{4}$ " de espesor	= 3,15 mts.
	<hr/>
	20,95 m.

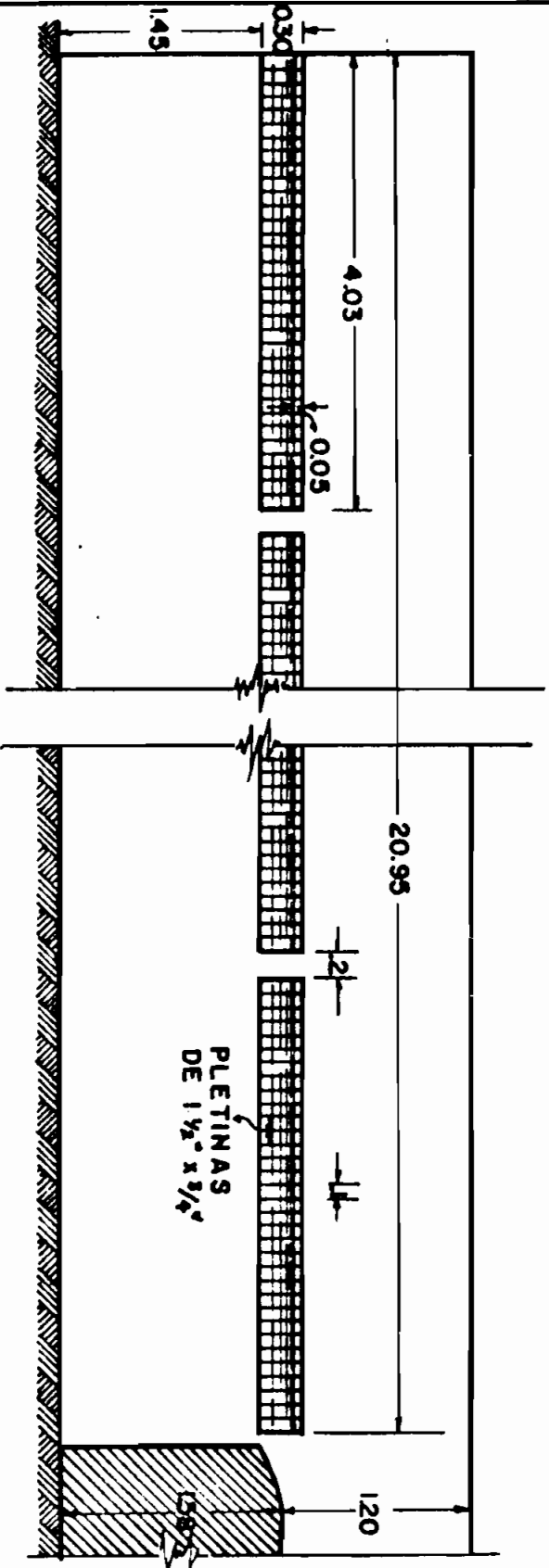
Para tener la toma como vertedero, se deja un espacio de 5 cms. sobre el nivel de aguas de la toma en época de máximo estiaje. (Diseño No. 21).

Caudal que entra por la toma en máxima creciente.-

Altura del agua sobre el azud en máxima creciente:

GRAFICO N° 21

BOCATOMA



H = Altura del asud + altura de la vena líquida.

$$H = 1.58 + 1.2 = \underline{2.78 \text{ m}}$$

El dintel superior de la toma estará a:

$$H_1 = 1.45 + 0.3 = 1.75$$

La altura de carga se toma hasta el dintel superior de la toma, la que será:

$$h = 2.78 - 1.75 = 1.03 \text{ m}$$

El caudal que pasa por cada espacio de 10 cms. del local, será

$$Q = \mu \times s \times \sqrt{2gh} \quad S = \text{área de cada espacio libre.}$$

$$s = 0.3 \times 0.1 = 0.03 \text{ m}^2$$

$$Q = 0.42 \times 0.03 \sqrt{19.62 \times 1.03} = 0.0568 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

Como se tienen 170 espacios, el caudal que entra por el local en mínima crecida, será:

$$Q_p = Q \times 170 = 0.0568 \times 170 = 9.656 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

Será necesario construir un aliviadero de excedos, para la diferencia entre el caudal que entra por el local y el caudal que se deriva, o sea para 9.656 m³/seg.

La longitud del aliviadero de excedos, será:

$$l = \frac{Q}{U \times h \sqrt{2gh}} = \frac{9.656}{0.6 \times 0.25 \sqrt{19.62 \times 0.25}}$$

$$l = 17 \text{ m.}$$

Compuerta de limpia.-

Al final del aliviadero de excesos irá una compuerta de limpia, cuya parte inferior irá a una cota 0.4 m. menor que la solera del canal. Esta compuerta servirá para limpiar del ripio que suele entrar por el bocal.

Esta compuerta se diseñará para una capacidad de desalojo de agua de 4 m³/sdo. Ello posibilita dejar seco el canal y demás obras, para casos de reparaciones.

Velocidad de salida del agua por la compuerta.-

Si la compuerta se levanta 1.2 m., la altura de carga del agua será:

$$h = 1.65 - \frac{1.2}{2} = \underline{1.05 \text{ m.}} \quad (\text{Gráfico No. 22})$$

La velocidad de salida del agua por la compuerta será:

$$V = \sqrt{2gh} = \sqrt{19.62 \times 1.05} = 4.55 \text{ m/seg.}$$

El área será:

$$Q = s \times c \times v$$

Siendo:

s = área de desagüe (m²)

Q = Caudal = 4 m³/sgdo.

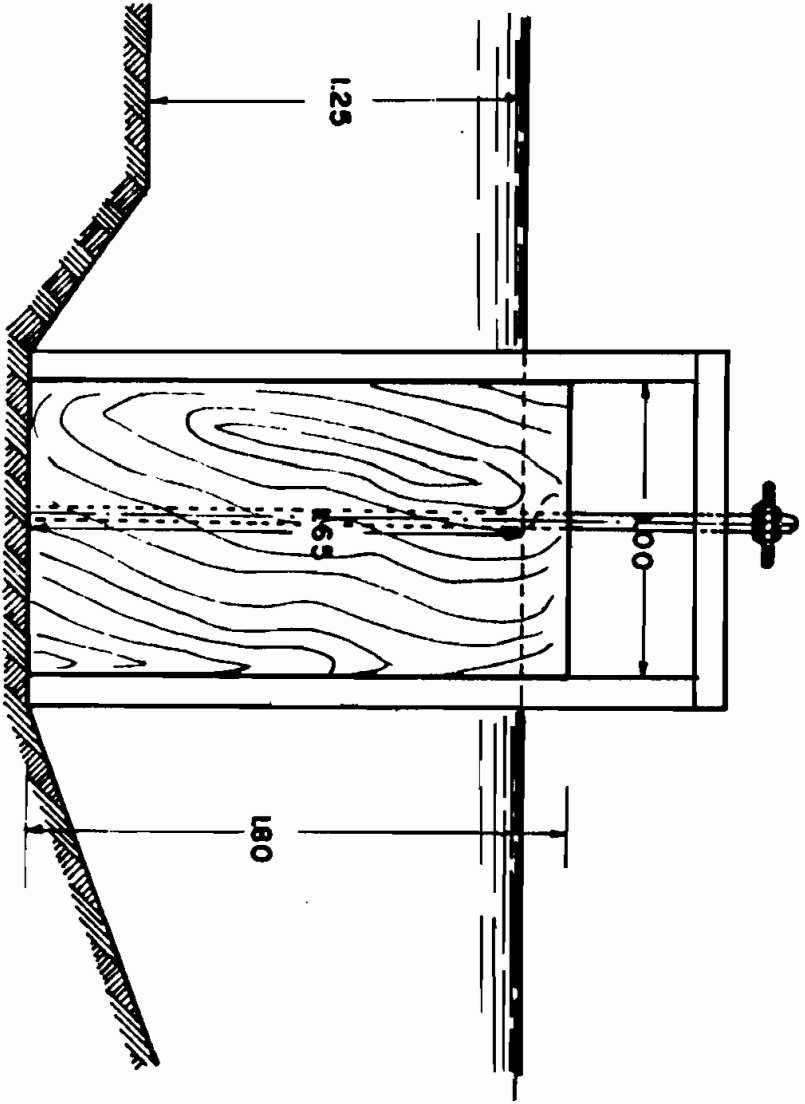
c = Coeficiente de contracción = 0.95

v = Velocidad de salida del agua en

la compuerta = 4.55 m/sgdo.

$$s = \frac{Q}{c \times v}$$

GRAFICO N.º 22
COMPUERTA DE LIMPIA DEL ALIVIADERO DE EXCESOS



Reemplazando valores se tiene:

$$s = \frac{4}{0.56 \times 4.55} = 1.5 \text{ m}^2$$

El ancho de la compuerta será:

$$a = \frac{16}{12} = 1.33$$

El espesor de las tablonas:

$$s = \frac{1}{20} \sqrt{\frac{t}{2}} \quad ; \text{ fórmula ya empleada}$$

Reemplazando valores se obtiene un espesor de:

$$s = \frac{1.33}{20} \sqrt{\frac{1.65}{2}} = 0.0525 \text{ m.}$$

Se usará un espesor de 0.06 m.

Resistencia que se deba vencer para levantar la compuerta.-

$F = H \times s \times B \times B + W.$ (Fórmula anteriormente empleada).

$$F = \left(\frac{1.65}{2} \times 1.33 \times 1.65 \times 0.75 \right) + (1.8 \times 1.33 \times 0.06 \times 2)$$
$$F = 1.645 \text{ Toneladas.}$$

Canal de descarga.- Este canal será diseñado para que lleve todo el caudal que entre por la bocatoma en máxima crecienta; es decir para 2.658 m³/sdo.

Como por el canal de descarga, rara vez y por un tiempo pequeño, circulará el caudal máximo, solo cuando se producen las máximas crecientes, se puede admitir velocidades grandes (hasta 20 m/sqdo) sin que exista el peligro de una rápida erosión.

En el presente caso se admitirá una velocidad de 4 m/seg.

Aunque el canal irá revestido de mampostería se dará un talud a las paredes del canal igual al talud natural del tipo de suelo, para que el revestimiento, no sufra empuje de las tierras. En este caso se tendrá un talud de 3:5 (Relación base: altura)

La sección del canal será:

$$S = \frac{Q}{V} = \frac{9,656}{4} = \underline{2,414 \text{ m}^2}$$

Si se considera que la altura entre el nivel de aguas antes del canal principal y el fondo de la compuerta limpia es de $1.35 + 0.4 = 1.65 \text{ m}$, se puede dar al canal de desfogue un calado de 1.35 m y dejar un resguardo de 0.30 m. Con esta altura se calcula las demás dimensiones del canal, que tendrá forma trapezoidal (Gráfico No. 25).

$$S = (B + b) \frac{h}{2}$$

$$2,414 = (B + b) \frac{1,35}{2}$$

$$B + b = \frac{4,828}{1,35} = \underline{3,58 \text{ m.}}$$

$$\text{Como } B = b + \frac{6}{5} h ;$$

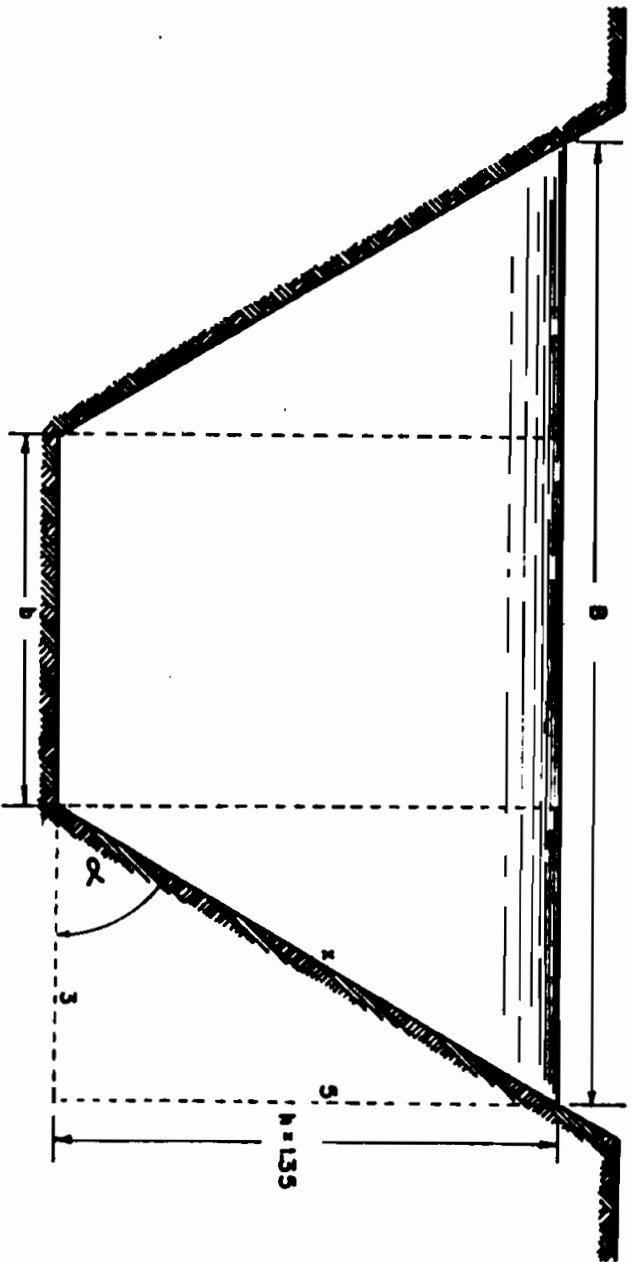
$$b + b + \frac{6}{5} h = 3,58 \text{ m.}$$

$$2b = 3,58 - \frac{6}{5} h$$

$$2b = 3,58 - 1,62 = 1,96$$

GRAFICO Nº 23

SECCION DEL CANAL DE DESCARGA DEL DESRIPIADOR



$$b = 0,98 \text{ m} \approx 1. \text{ m.}$$

$H = 0,98 + 1,82 = 2,80 \text{ m.}$; La superficie y velocidad serán:

$$S = \frac{(2,8+1) \times 1,35}{2} = \frac{2,43 \text{ m}^2}{2} ; V = \frac{Q}{S} = \frac{9,556}{2,43} = 3,97 \text{ m/segdo.}$$

Para obtener el radio hidráulico (R), es necesario calcular el perímetro mojado. Según la figura:

$$P = b + 2x$$

$$x = \frac{b}{\tan \alpha} ; \tan \alpha = \frac{5}{3} = 1,66$$

$$\alpha = 59^{\circ}10' ; \sin \alpha = 0,859$$

$$x = \frac{1,35}{0,859} = 1,57 \text{ m}$$

$$\text{Perímetro mojado (p)} = 1 + (2 \times 1,57) = 4,14 \text{ m.}$$

$$\text{Radio hidráulico (R)} = \frac{\text{Superficie}}{\text{perímetro mojado}} = \frac{S}{p} = \frac{2,43}{4,14} = 0,587$$

$$\sqrt{R} = \sqrt{0,587} = 0,766$$

El coeficiente de rugosidad para unuido de cemento ejecutado sin mucho cuidado, es decir dejando alguna rugosidad vale 0,36 para la fórmula de Bazin.

La fórmula de Bazin es:

$$v = \frac{87 \sqrt{Ri}}{1 + \frac{\gamma}{\sqrt{R}}}$$

Se conoce los siguientes datos:

$$v = 3,97 \text{ m/sdo.}$$

$$R = 0,587$$

$$f = 0,38.$$

Despejando i (pendiente del canal), se tiene.

$$i = \frac{1}{R} \left[\frac{v(1 + \frac{f}{\sqrt{R}})}{87} \right]^2$$

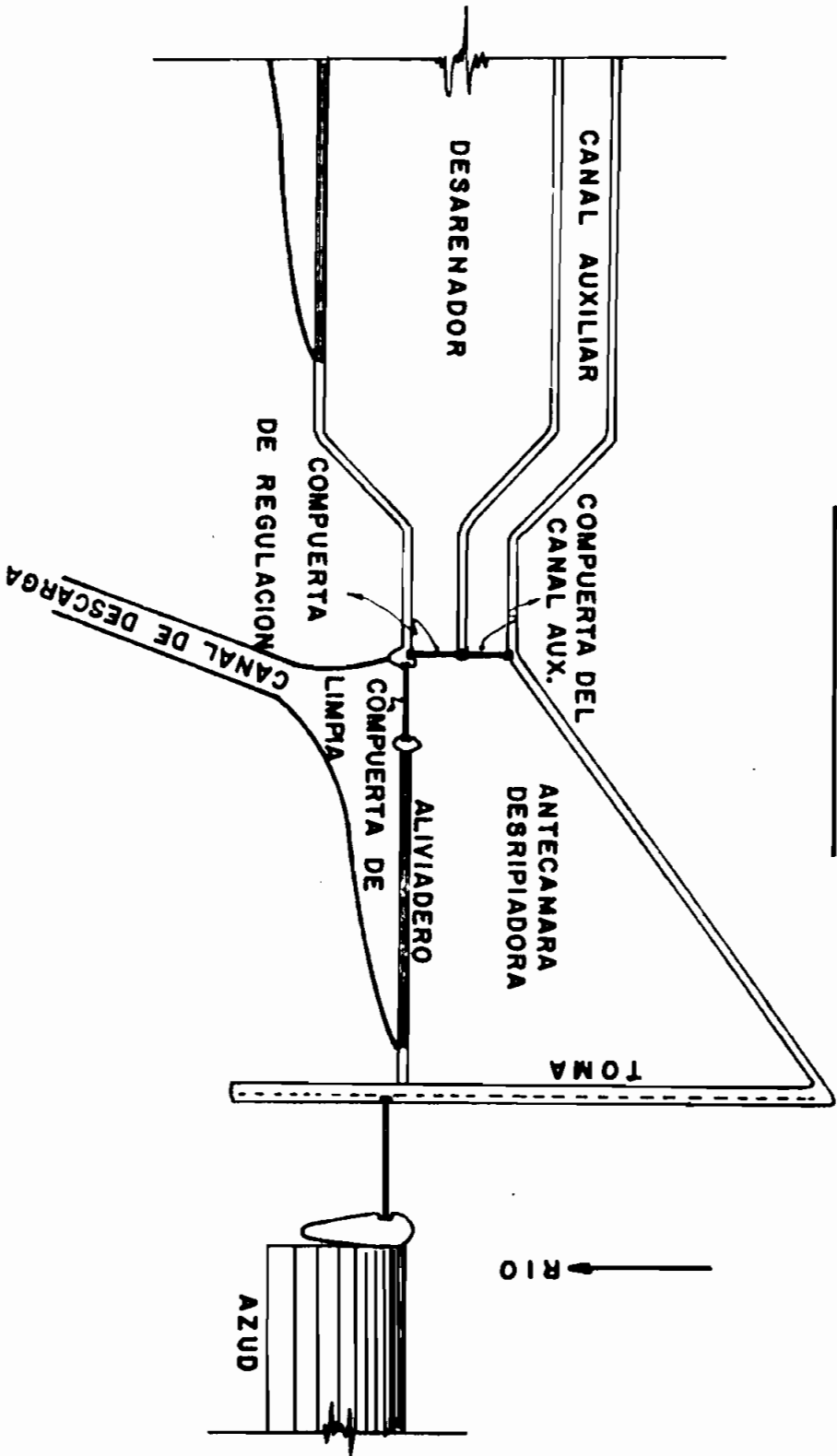
$$i = \frac{1}{0,587} \left[\frac{3,97 (1 + \frac{0,38}{\sqrt{0,587}})}{87} \right]^2 = 0,00765$$

En el presente proyecto se puede construir el desarenador inmediatamente después de la compuerta de limpia, ya que la topografía del terreno así lo permite. Sin embargo, se diseñan dos canales, uno junto al otro. El primero daría acceso al agua para llevarlo al desarenador. El segundo sería el canal auxiliar que llevaría las aguas al canal principal, manteniendo continuo el servicio, cuando se esté vaciando o limpiando el desarenador.

Los canales serán de forma rectangular, para facilitar la instalación de las compuertas que dan acceso del agua a dichos canales.

Dichas compuertas se colocarán junto a la compuerta de limpia, de tal manera de que los puentes de maniobra de las tres compuertas se encuentran unidos. (Gráfico No. 24).

GRAFICO N.º 24



Tanto el canal que va al desarenador, como el canal auxiliar tienen un calado de 1.25 m. Si el ancho, para los dos canales, es de 2 m., se tiene que la sección será 2.5 m², para cada canal. - Como el caudal derivado es 4 m³/sdo., resulta una velocidad de:

$$v = \frac{Q}{S} = \frac{4}{2.5} = 1.6 \text{ m/sdo.}$$

La pendiente de cada canal se la obtiene de la fórmula de Bazin:

$$v = \frac{87 \sqrt{R F}}{1 + \frac{\chi}{\sqrt{R}}} ; i = \frac{1}{R} \left[\frac{v(1 + \frac{\chi}{\sqrt{R}})}{87} \right]^2$$

El perímetro mojado será:

$$P = 2 + (2 \times 1.25) = 4.5 \text{ m}$$

$$R = \frac{S}{P} = \frac{2.5}{4.5} = 0.555$$

$$\sqrt{R} = 0.742$$

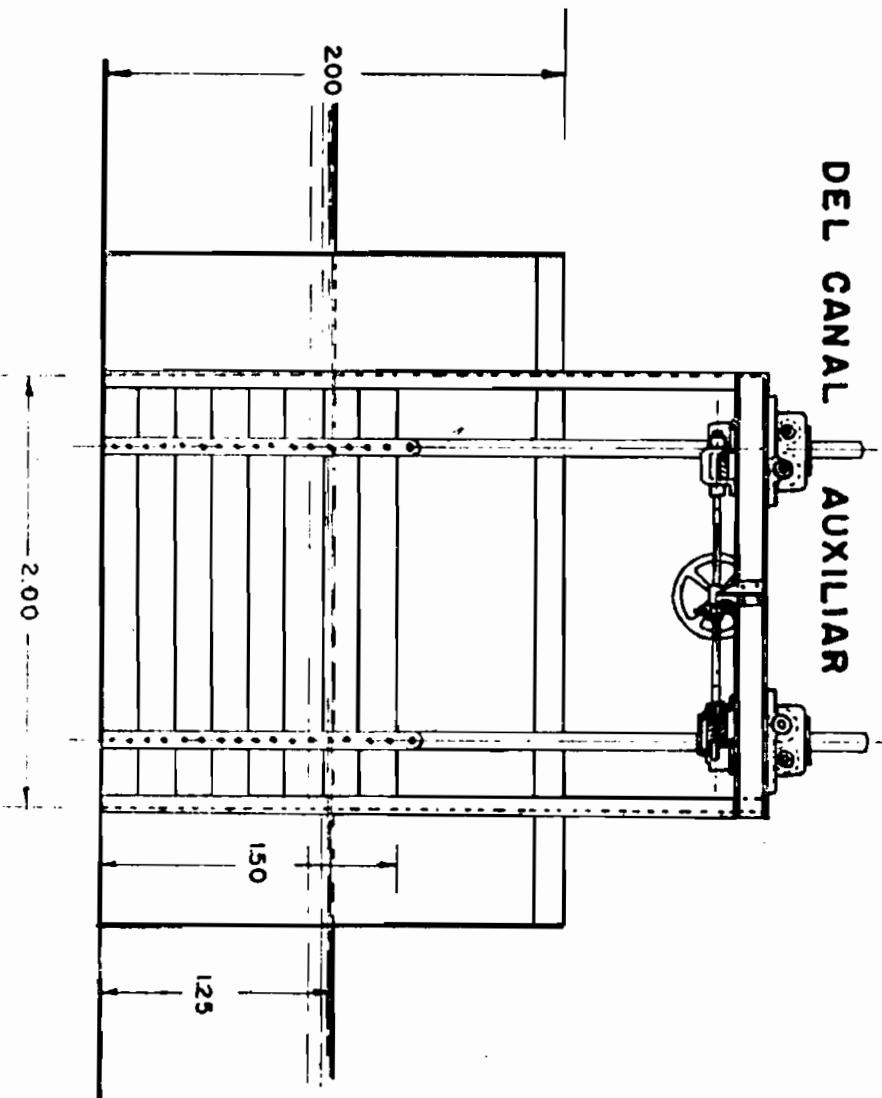
Reemplazando valores se tiene:

$$i = \frac{1}{0.555} \left[\frac{1.6 (1 + \frac{0.35}{0.742})}{87} \right]^2 = 0.00134$$

La longitud del canal del desarenador es de 10 m., es decir, que la pérdida de altura será $\approx 0.0134 \text{ m}$, que restado a la cota de la soplera en la iniciación del canal que es: 99.00, da 98.99 como cota de iniciación de la transición en el desarenador.

GRAFICO Nº 25

COMPUERTAS EN EL CANAL QUE VA AL DESARENADOR Y
DEL CANAL AUXILIAR



Cálculo de las compuertas en el canal que va al desarenador y del canal auxiliar (Gráfico No. 25).

Como las dimensiones y características de los canales son iguales, sus correspondientes compuertas serán, también, iguales.

Las compuertas tendrían una altura de carga de 1.25 m. cuando están cerradas.

El espesor de los tablonos vendrá dado por la fórmula:

$$e = \frac{b}{20} \sqrt{\frac{t}{2}}$$
$$e = \frac{2}{20} \sqrt{\frac{1.25}{2}} = 0.08$$

Se usarán Tablonos de 0,1 m de espesor. Resistencia que se debe vencer para levantar la compuerta.-

$$F = H \times A \times B \times U + W$$

$$F = \left(\frac{1.25}{2} \times 2 \times 1.25 \times 0.75 \right) + (1.5 \times 2 \times 0.1 \times 2) = 1.772 \text{ toneladas}$$

Desarenador.-

Generalidades.- De los materiales sólidos que entran por la toma, los de mayor peso se eliminan por la compuerta de limpia de la antecámara del desarenador, sin embargo, el material liviano que no ha sido eliminado en dicha antecámara será llevado por las aguas que van por el canal, donde formará depósitos que disminuirían la sección útil del mismo.

Este material, además desgastaría las diferentes partes de las instalaciones, especialmente la tubería y turbinas. Consecuentemente demandaría un mayor costo de mantenimiento y reparaciones, ya que, frecuentemente habría que hacer limpiezas en el canal o reparaciones en las turbinas. Además, ocasionaría frecuentes interrupciones en el servicio en que no habría consumo de energía eléctrica, encareciendo los costos de explotación. Por tales razones, es necesario construir un depósito de sedimentación de materiales sólidos.

Ubicación.- Se ha diseñado el desarenador lo más cerca a la boquilla, para que las aguas que corran por el canal, sean limpias, evitando los peligros anteriormente mencionados.

Dimensionamiento del desarenador.-

Se admite una velocidad del agua en el desarenador de 0,16 m/sgdo, durante un período de seis minutos, con lo que se lograría que se depositen materiales sólidos mayores de 0.8 mm. de diámetro, que serían los que podrían desgastar rápidamente los órganos de las turbinas y los que formarían depósitos en el canal.

La sección del desarenador en su iniciación, sería:

$$S = \frac{Q}{V} = \frac{4}{0,16} = 25 \text{ m}^2$$

Para pasar de la sección del canal a la del desarenador, se toma un ángulo lateral $\alpha = 12.^\circ 30'$ y una pendiente del 7.5%.

Después de hacer los cálculos correspondientes, se obtiene que la longitud de la transición es de 17,5 m y el ancho del desarenador será de 9.79 m. La profundidad en la intalación del desarenador será 2.56 m. (Gráfico N° 26).

Al final de la transición se provee la colocación de difusores, que son pilares de cemento de 10 cms. de diámetro, que se colocan a 40 cms. entre sí. La altura de estos pilares llega hasta 20 cms. menos del nivel libre de las aguas. Se colocan 2 hileras de pilastras. Los difusores tienen por objeto facilitar y acelerar la desarenación.

La transición entre canal y desarenador se construirá redondeando los ángulos, evitando cambios bruscos de dirección, permitiendo una mejor circulación del agua. - La longitud del desarenador vendría dada por la velocidad del agua admisible, multiplicada por el tiempo que tiene que permanecer en el desarenador.

$$L = 0,16 \times 6 \times 60 = 57,6 \text{ m}$$

La capacidad útil para el movimiento del agua, será:

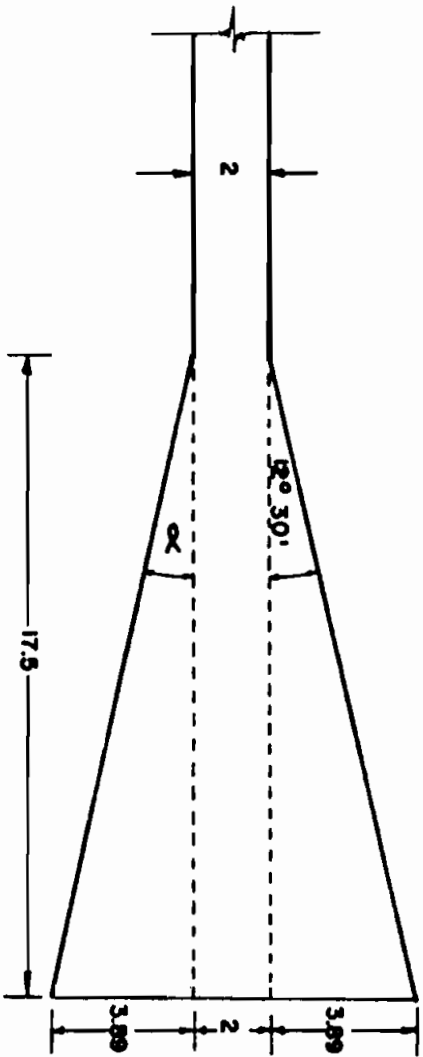
$$V = S \times L = 25 \times 57,6 = 1.440 \text{ m}^3, \text{ lo que sería igual a:}$$

$\frac{1.440}{4} = 360 \text{ Q.}$ que es el espacio aconsejado queda libre en cualquier momento para que el agua se mueva en el desarenador. A este espacio habrá que aumentar el volumen requerido para los sedimentos.

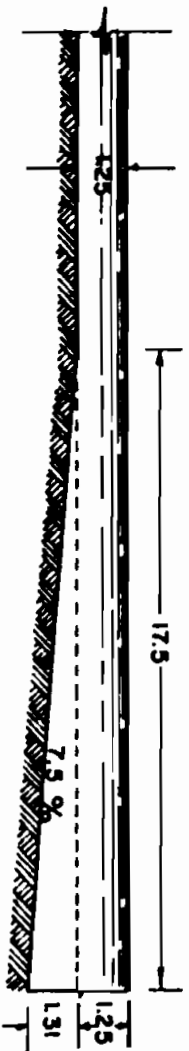
Volumen necesario para sedimentar. - Si bien es cierto que el río Misagualli acarrea materiales sólidos en algo más del 1% en épocas de crecientes, no se debe tomar este porcentaje para el cálculo del depó-

GRAFICO N°26

TRANSICION DEL CANAL AL DESARENADOR



PLANTA



CORTE TRANSVERSAL

sido de sedimentos en el desarenador, ya que:

a) Las aguas que entran por la toma no son las que mayor cantidad de sólidos arrastra, ya que el bozal se encuentra a 1.45 ms. del fondo del cañon del río.

b) De los materiales sólidos que entran por el bozal, los de mayor peso se eliminan por la compuerta de limpia de la antecámara desarenadora.

c) De los sólidos que llegan al desarenador, un porcentaje alto corresponde a material muy fino, como limo o légame, que no se deposita en el desarenador y que continúa en el agua que va al canal principal, donde se mantiene casi en emulsión.

Para ríos similares al Misagualli y con el tipo de toma que tiene, se puede considerar que el porcentaje de material sólido que se deposita en el desarenador se rebaja al 10% del total que arrastra el río. Sin embargo, para el presente diseño se toma casi un 20%, o sea que se considera un 2% de material sólido.

Para que la sección del desarenador no sea muy grande y por cuanto una grande porcentaje de material sólido sólo se presenta eventualmente en ciertas épocas del año, se considera un lapso entre limpiezas de 12 horas para un 2% de arrastre de material sólido, en épocas de crecientes.

Para las condiciones anotadas, el volumen de sedimentos en el desarenador será:

Volumen = $Q \times \%$; Q = caudal = 4 m³/sdo.

$\%$ = porcentaje de material sólido de arrastre = 0,2%

$$V = \frac{4 \times 2 \times 12 \times 3600}{1000}$$

t = tiempo en segundos del periodo entre

$$\text{limpias} = 12 \times 3.600$$

$$= 345,6 \text{ m}^3$$

V = volumen para el depósito de los sedimentos.

La pendiente longitudinal en el desarenador será del 3%, lo que asegura una buena velocidad del agua en dirección de la compuerta, con lo que se logra eliminar rápidamente el producto de los sedimentos.

Con el 3% de pendiente se obtiene, al final de los 57,6 m. de longitud del desarenador, una profundidad adicional de

$$h = \frac{57,6 \times 3}{100} = 1,728 \text{ m.}$$

En total, la profundidad máxima del desarenador sería:

$H = h_1 + h_2 + h_3$; siendo: h_1 = altura del desarenador al final de la transición con el canal = 2,56 m.

h_2 = incremento de la profundidad debido a

la pendiente longitudinal del fondo del desarenador = 1,72 m.

h_3 = altura de resguardo = 0,3

$$H = 2,56 + 1,72 + 0,3 = 4,58 = 4,6 \text{ m.}$$

Para facilitar el lavado, se divide el desarenador en dos secciones separadas por un muro central de pequeña altura que empiece en la transición y termine unos metros antes de la compuerta de limpieza.

La pendiente transversal hacia el centro de cada uno de estos compartimentos será de 15% en la parte final; por lo tanto, la altura mínima del muro central será de 0,36 m.

Calculando el espacio disponible para sedimentos se obtiene algo más de 350 m³, lo que, en una pequeña proporción, es mayor al volumen necesario para alojar sedimentos.

El volumen total, incluyendo la transición es de 1.987 m³. Hay que indicar que el fondo del desarenador conviene hacerlo lo más liso posible, es decir, arisarlo cuidadosamente.

Vertedero de caída.—Para conseguir aumentar la longitud del vertedero se ha adoptado un arco de una circunferencia de 22,9 m. de radio en una abertura de 30°. La longitud de este arco es de 20 m. La altura de la lámina vertical será:

$$h = \sqrt{\frac{3}{0,62}} = \sqrt{\frac{10}{0,62 \times 20^2 \times 10,62}} = 0,178 = 0,18 \text{ m.}$$

Esta altura de lámina a pesar de no ser la más conveniente (ya que mientras menor es la altura, más limpias son las aguas que se vierten sobre el vertedero) es una altura que se pueda permitir. Se admite hasta la mitad del caudal de las aguas que llegan al depósito de sedimentación.

El vertedero será de perfil Greager y se localizará en una altura de 0,5 m.

Aplicando la fórmula correspondiente, se obtiene:

X	-0,30	-02	-0,10	0	0,10	0,20	0,30	0,4	0,5
Y	0,205	0,101	0,06	0	0,05	0,101	0,205	0,354	0,55

A partir del pie del vertedero, se dará la pendiente adecuada hasta llegar a la solera del canal. Así mismo, desde el vertedero del desarenador, la conducción del agua se va estrechando hasta adquirir las dimensiones del canal principal.

Compuerta de Limpieza. - Será conveniente lavar diariamente el desarenador para períodos normales y cada 12 horas en épocas de excedente del desarenador. Cansa de prolongar demasiado los períodos entre limpiezas, existe el peligro de que los materiales sólidos llenen gran parte del volumen del desarenador haciendo ineficaz la labor del mismo. La limpieza debe hacerse en horas en que los generadores tengan la menor carga, con el objeto de tener agua disponible para el lavado, así como también que si se producen interrupciones, éstas afecten en menor proporción.

Sin embargo de que solamente pasaría por el desarenador una parte del caudal, ya que la otra parte pasaría directamente por el canal auxiliar hacia la planta, se considerará los 4 m³/seg. para el cálculo del tiempo de retención del desarenador por la compuerta. Assumiendo una sección de la compuerta de 1.2 x 1.5 m. y si se considera la compuerta como orificio con contracción $c = 0,4$, se calcula el caudal que saldrá por la compuerta por la fórmula.

$$Q = c F \sqrt{2g \left(h + \frac{v^2}{2g} \right)}$$

en la cual :

$C =$ coeficiente de contracción $= 0,8$

$F =$ área del orificio $= 1,8 \text{ m}^2$

$g =$ gravedad $= 9,81 \text{ m/seg}^2$

$h =$ altura entre el nivel libre de las aguas y el borde superior del orificio. Como esta altura va variando mientras se vacía el depósito, se toma una altura media de 1.535 m.

$\frac{v^2}{2g} =$ altura representativa de la velocidad de llegada del agua al orificio. En el presente caso por ser muy pequeña se la desprecia.

$$Q = 0,8 \times 1,8 \sqrt{19,62 \times 1,535} = 5 \text{ m}^3/\text{segdo.}$$

El tiempo aproximado que tardaría en vaciarse el depósito sería:

$$Q' - Q = Q''$$

$$5 - 4 = 1$$

$$\frac{1987}{2} = 993,5 \text{ seg.} = 16^{\text{m}} \text{ minutos y } 33 \text{ segundos.}$$

$$= 17 \text{ minutos.}$$

Si se supone que en la hora que se limpia el desarenador necesitan 2 m³/segdo. para que los generadores cubran la demanda, sobrarían otros 2 m³/segdo que en otros 17 minutos llenarían el depósito de desarenación. Es decir que entre iniciar la limpieza del desarenador y que nuevamente entre en funcionamiento, transcurrirían al go menos de 34 minutos. En realidad, este tiempo es mayor al necesario, ya que la limpieza del desarenador se haría con el ingreso de solamente 2 m³/segdo.

no de los 4 m³/seg. como se calculó. En el caso indicado, la limpieza del desarenador. Tomaría, solamente 8 minutos y 17 segundos, que sumado al tiempo necesario para llenar el desarenador, darían 21 minutos, tiempo que es aceptable para el presente estudio.

El mecanismo que levante las compuertas debe estar provisto para que funcione satisfactoriamente, sin estando la compuerta completamente cubierta de sedimentos.

El espesor de los tablonas de la compuerta será:

$$e = \frac{1}{20} \sqrt{\frac{5}{2}} = \frac{1.2}{20} \sqrt{\frac{3.4}{2}} = 0.0788 \text{ m.}$$

Se usarán tablonas de 0.1 m. de espesor, por cuanto la compuerta también está sometida a la presión de los sedimentos.

Como en los casos anteriores, se prefiere el uso de compuertas de madera, debido a su bajo costo en comparación a las de hierro y porque, además, en el Oriente existen maderas de muy buena calidad que se usarán en la construcción y reparación de las compuertas.

Aliviadero del desarenador.- Se aprovecha el depósito de sedimentación para construir un aliviadero para el canal de derivación y que serviría para desalojar las aguas en caso exista una interrupción o caso en el canal principal, después del desarenador y antes del primer aliviadero del canal.

Este aliviadero se coloca del mismo lado que la compuerta de lim-

a., para que las aguas que pasan sobre el aliviadero se las lleve hasta el canal de limpieza, junto a la compuerta.

Si se admite una altura de vena líquida sobre el aliviadero de 0,2 m y considerando que éste es de pared gruesa, se obtiene una longitud de:

$$l = \frac{Q}{u b \sqrt{2 g h}} = \frac{4}{0,5 \times 0,2 \sqrt{19,62 \times 0,2}} = 16,8 \text{ m.}$$

Val de desagüe.- Dicho canal debe conducir el máximo caudal que entra por la compuerta al momento de ser levantada dicha compuerta. Dicho caudal será:

$$Q = u F \sqrt{2 g \left(h + \frac{v^2}{2 g} \right)} = 0,5 \times 1,8 \sqrt{19,62 \times 3,85} = 9,5 \text{ m}^3/\text{sgd.}$$

$$h = 4,5 - \frac{1,5}{2} = 3,25 \text{ m.}$$

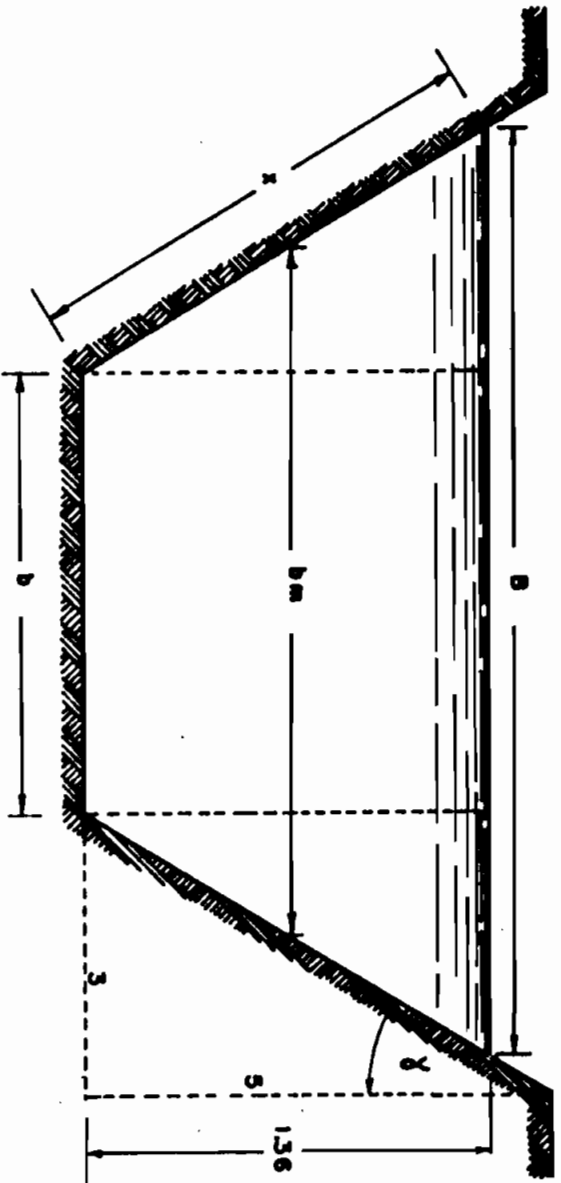
En este canal, las aguas deben tener suficiente velocidad como para permitir que el material sólido se vuelva a sedimentar. Se puede admitir 3 m/sgd. Como velocidad de las aguas en el canal.

Aunque el canal será revestido de mampostería, se dará, a las paredes del canal, un talud igual al talud natural del tipo de suelo, de tal forma que el revestimiento no sufra empujes del suelo. El talud natural del suelo, para el presente caso es de 3:5 (relación base : altura).

La sección del canal será: (Gráfico No. 27)

GRAFICO N°27

SECCION DEL CANAL DE DESFOQUE DEL DESARENADOR



$$Q = \frac{Q}{V} = \frac{9,8}{2} = 4,9 \text{ m}^3$$

Si la base media es 1,7 h, se tiene:

$$Q = 1,7 h^2 = 4,9$$

$$h = \sqrt{\frac{4,9}{1,7}} = 1,69 \text{ m}$$

$$b = 1,69 \times 1,7 = 2,87 \text{ m.}$$

$$x = \frac{2,87}{2} - \frac{5}{5} \times 1,69 = 1,504 \text{ m.}$$

$$R = 2,87 + \frac{5}{5} \times 1,69 = 4,158 \text{ m.}$$

$$\tan \alpha = \frac{5}{5} = 0,8$$

$$\alpha = 38^\circ$$

$$x = \frac{1,69}{\cos \alpha} = \frac{1,69}{0,788} = 2,14 \text{ m.}$$

$$\text{Perímetro mojado (P)} = b + 2x = 2,87 + (2 \times 2,14) = 7,15$$

$$\text{Radio hidráulico (R)} = \frac{Q}{P} = \frac{4,9}{7,15} = 0,685$$

$$\sqrt{R} = \sqrt{0,685} = 0,827$$

El coeficiente de rugosidad para concreto acabado sin mucho cuidado, vale 0,35 para la fórmula de Manning.

Conociendo las siguientes datos:

$$V = 5 \text{ m/s.}$$

$$R = 0,685 \text{ ; } \sqrt{R} = 0,827$$

$$n = 0,35$$

Se despeja la pendiente (i) de la fórmula de Bazin

$$V = \frac{87 \sqrt{H_1}}{1 + \frac{\gamma}{\sqrt{R}}}$$

$$i = \frac{1}{R} \left[\frac{v \left(1 + \frac{\gamma}{\sqrt{R}} \right)}{\frac{87}{\sqrt{R}}} \right]^2$$

Reemplazando valores, se tiene:

$$i = \frac{1}{0,876} \left[\frac{3 \left(1 + \frac{0,34}{0,822} \right)}{87} \right]^2 = 0,0036$$

Cálculo y comprobación de la estabilidad de los muros del depósito.

(Gráfico No. 28)

(1) - "Muro exterior del canal directo del desarenador". El peor caso sería cuando el canal esté seco, debido al empuje de las tierras.- Se calcula como muro de retención (Gráfico No. 29).

Condiciones:

$$i = 5^{\circ} (*)$$

$$\alpha = 10^{\circ}$$

$$\varphi = 45$$

$$\Delta = 1,6 \text{ T/m}^3$$

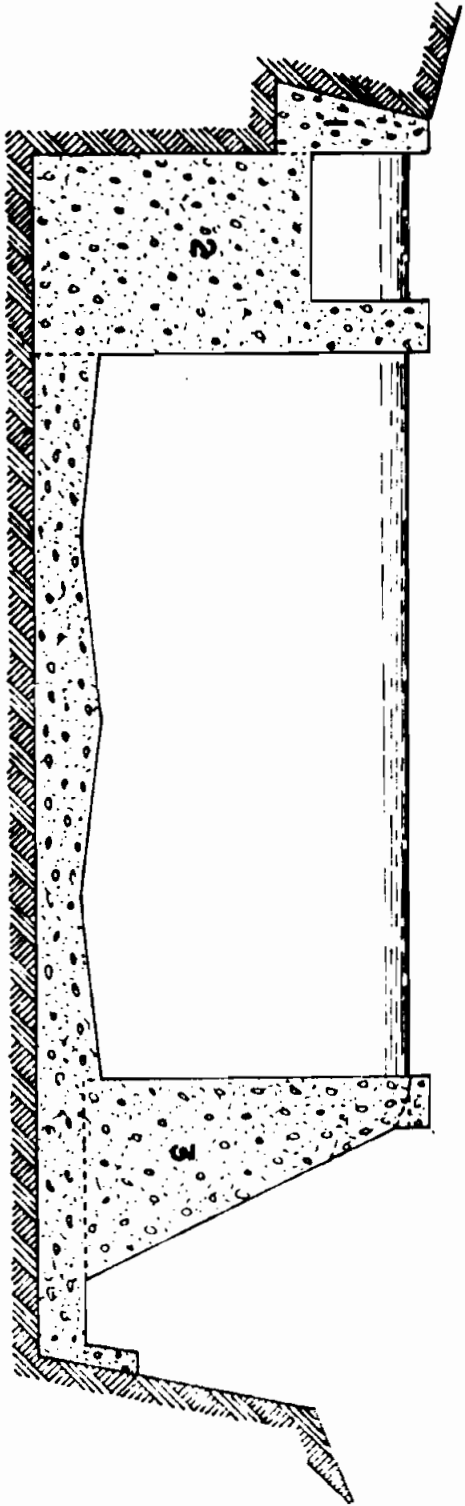
$$h = 2 \text{ m.}$$

Para estos datos, se obtienen de las tablas:

$$A = 0,163 \quad B = 21,^{\circ}27' 55''$$

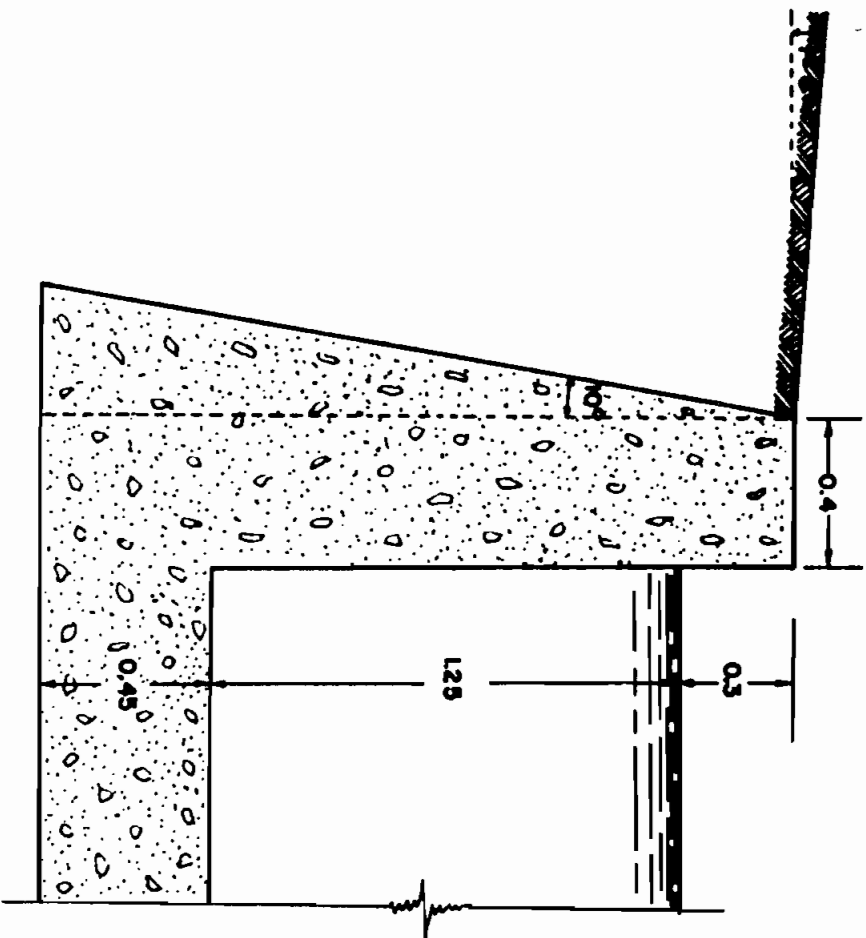
$$\gamma = 23^{\circ}32' 5''$$

GRAFICO N°28



MUROS DEL DEPOSITO

GRAFICO N°29



MURO EXTERIOR DEL CANAL DIRECTO DEL DESARENADOR

La proyección horizontal del empuje será:

$$q = A \frac{\Delta h^2}{2} = 6.165 \frac{1.0^2}{2} = 0.521 \text{ ton.}$$

El valor del empuje de las tierras sobre el pavimento exterior será:

$$S = \frac{Q}{\cos(\alpha + \theta)}$$

En este caso, como $\alpha < \beta$ y $\gamma < \gamma$; $\theta = \varphi = 45^\circ$

$$S = \frac{Q}{\cos(90^\circ)} = \frac{0.521}{0.707} = 0.81 \text{ Ton.}$$

aplicado a $1/3$ de la base y con un ángulo de 56° respecto a la horizontal).

Al mismo tiempo, según la figura:

anchura de coronamiento = 0.4 m.

anchura de la base

$$x = h \tan \alpha = 2 \times \tan 18^\circ = 0.632$$

$$\text{Base} = x + 0.4 = 0.632 + 0.4 = 0.732$$

$$\text{Superficie} = \frac{(a+b)h}{2} = 1.162 \text{ m}^2$$

Si los muros son de hormigón de 2.2 T/m³, el peso por metro de profundidad del muro será:

$$P = 1.162 \times 2.2 = 2.53 \text{ Tn}$$

El punto de aplicación de la resultante, con respecto a A es:

	<u>F</u>	<u>H</u>	<u>M</u>
$F_{\square} = 0.4 \times 2. = 0.8 =$	1.70	0.2	= 0.568
$F_{\Delta} = 0.352 \times 2.2 =$	<u>0.77</u>	0.6175	= <u>0.40</u>
	2.48		0.752

$$d = \frac{0.752}{2.48} = 0.303$$

La resultante total de los esfuerzos que actúan sobre el muro es igual a 5.3 T y pasa a 0.200 m. del punto A, es decir que sus centro del tercio medio, que sería 0.2507 m. (Gráfico No. 30).

Cálculo de los esfuerzos que soporta el material.

$$\sigma_{AB} = \frac{F}{H} + \frac{M}{I}$$

$$F = 5.3$$

$$H = 0.752$$

$$M = \left(\frac{0.752 \times 0.200}{2} \right) \times 2.2 = 0.337$$

$$I = \frac{b \cdot h^3}{6} = \frac{0.752^3}{6} = 0.0645$$

$$\sigma_{AB} = \frac{5.3}{0.752} + \frac{0.337}{0.0645} = 7.05 + 5.24$$

$$\sigma_A = 0.22 \text{ T/m}^2 = 0.22 \text{ Kg/cm}^2$$

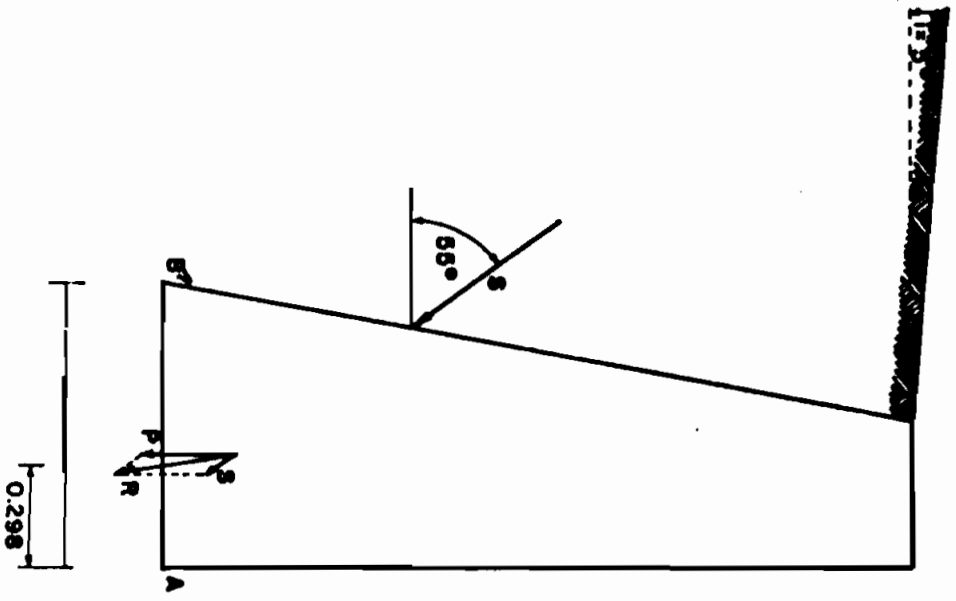
$$\sigma_B = 0.04 \text{ T/m}^2 = 0.04 \text{ Kg/cm}^2$$

Estos valores son admisibles.

Para facilidad de construcción se dará a la base del muro 0.8 m, con

GRAFICO N° 30

COMPROBACION GRAFICA DE LA ESTABILIDAD DEL MURO EXTERIOR



lo que aumenta la estabilidad y disminuye la fatiga.

(2) Muro entre el canal directo y el desarenador.-

El peor caso sería cuando el desarenador esté vacío y pase agua por el canal directo. Se comprobará en la parte más profunda del desarenador

(Gráfico No. 51)

Las fuerzas que actúan en este caso son:

1.-Peso del muro + peso del agua sobre el muro.

2.- Empuje del agua.

3.- Empuje de las tierras.

Como fuerzas estabilizantes tendríamos:-

Peso del muro.-

	P	dA	M
$0,7 \times 5,2 \times 2,2 =$	8	0,55	3,6
$3,65 \times 2,2 \times 2,2 =$	16.	1,38	21,6

Peso del agua -

$1,25 \times 2 \times 1 =$	<u>2,5</u>	1,55	<u>3,86</u>
	26,5		2,776

$$d = \frac{27,76}{26,5} = 1,05$$

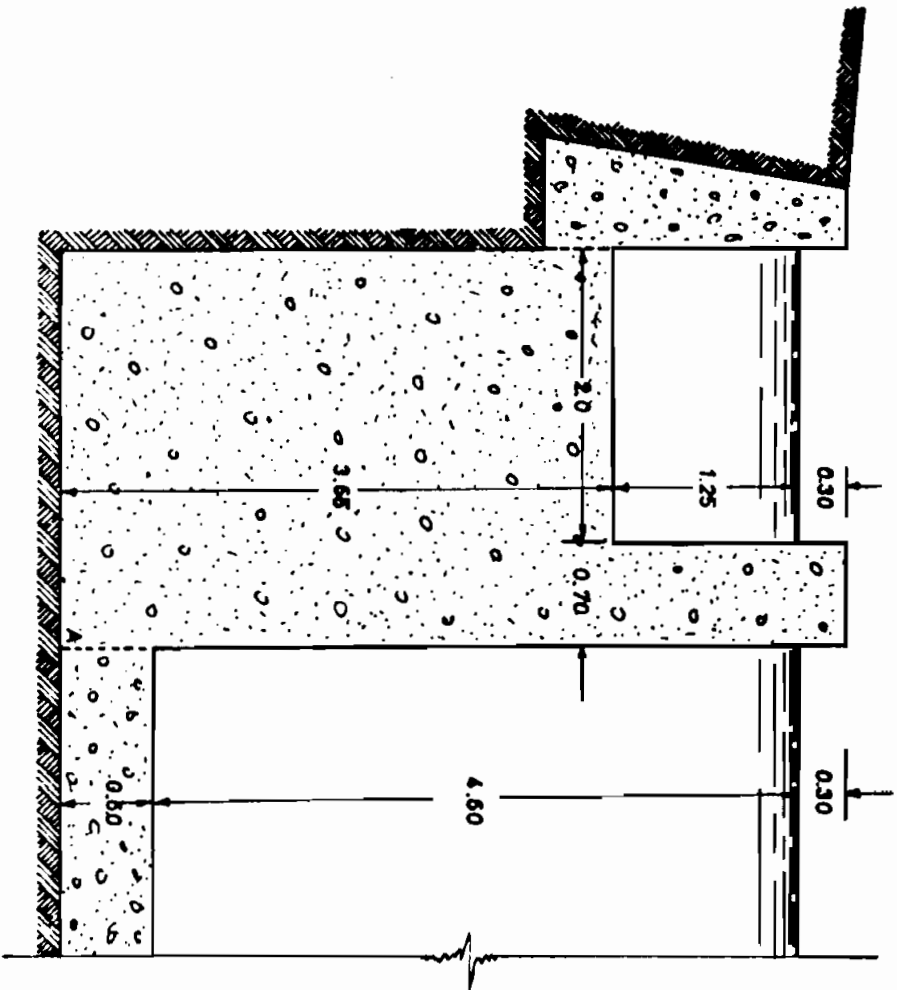
Las fuerzas que tratan de volcar el muro son:

Empuje del agua.

$$E = \frac{1,25 \times 1,25}{2} = 0,78 \frac{F}{T} \quad 3,85 + \frac{1,25}{3} = 4,067 = d$$

GRAFICO N° 31

MURO ENTRE EL CANAL DIRECTO Y EL DESARENADOR



Empuje de las tierras.- (Se considera como si el muro fuera hasta la superficie y no existiera el muro exterior del canal directo).

$$\begin{aligned}i &= 0.5 \\ \alpha &= 0 \\ \varphi &= 45^\circ \\ h &= 6.2 \\ \Delta &= 1.6 \text{ T/m}^3\end{aligned}$$

Para estas condiciones, las tablas dan las siguientes datos:

$$\begin{aligned}A &= 0.157 \\ B &= 21^\circ 27' 55'' \\ \gamma &= 23^\circ 32' 5''\end{aligned}$$

El valor del empuje

$$Q = A \frac{\Delta h^3}{2} = 0.157 \times \frac{1.6 \times 6.2^3}{2} = 2.96 \text{ T}$$

como

$$E = \frac{Q}{\cos(\theta + \alpha)} = \frac{2.96}{\cos 45^\circ} = \frac{2.96}{0.707} = 4.19 \text{ Tn.}$$

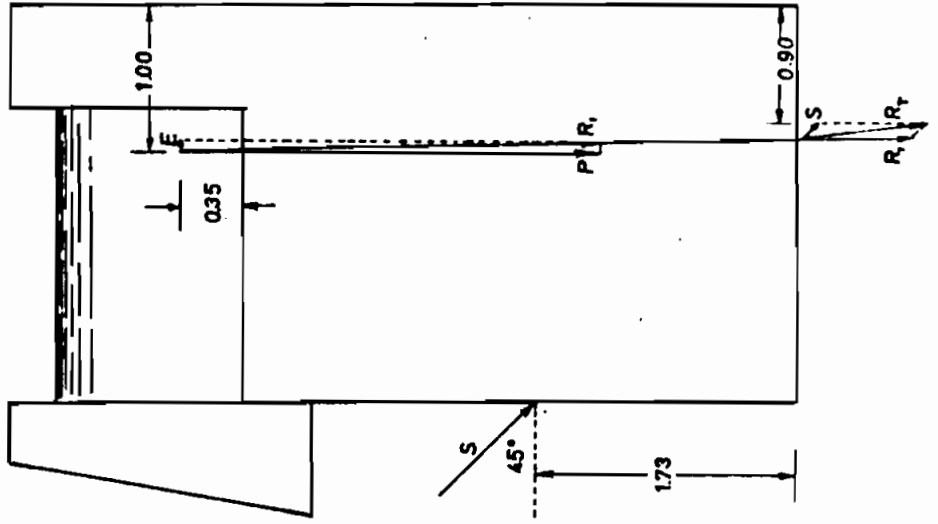
aplicado a $1/3$ de la base y con un ángulo de 45° con la horizontal.-

La resultante total vale 29.3T y pasa a 6.92 m del punto A, es decir, dentro del tercio medio que vale $\frac{2.7}{3} = 0.9$ (Gráfico No. 32) .

Los esfuerzos que soporta el material vale:

GRAFICO N° 32

COMPROBACION GRAFICA DEL MURO ENTRE EL CANAL
DIRECTO Y EL DESARENADOR



$$\sigma_{AB} = \frac{F}{B} + \frac{M}{W}$$

$$F = 29$$

$$B = 2,7$$

$$M = \left(\frac{2,7}{2} - 0,92 \right) 29 = 12,5 = F \quad \times e$$

$$W = \frac{b h^2}{6} = \frac{2,72}{6} = 1,21$$

$$\sigma_{AB} = \frac{29}{2,7} + \frac{12,5}{1,21} = 10,7 + 10,3$$

$$\sigma_A = 21,7 \text{ kg/cm}^2 = 21,1 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_B = 0,4 \text{ kg/cm}^2 = 0,04 \text{ kg/cm}^2$$

Estos valores son admisibles.

(3) Muro del aliviadero.

El peor caso será cuando el aliviadero está lleno y no hay agua, el canal de desagüe. Se tomará la parte más profunda del muro (Gráfico No. 33).

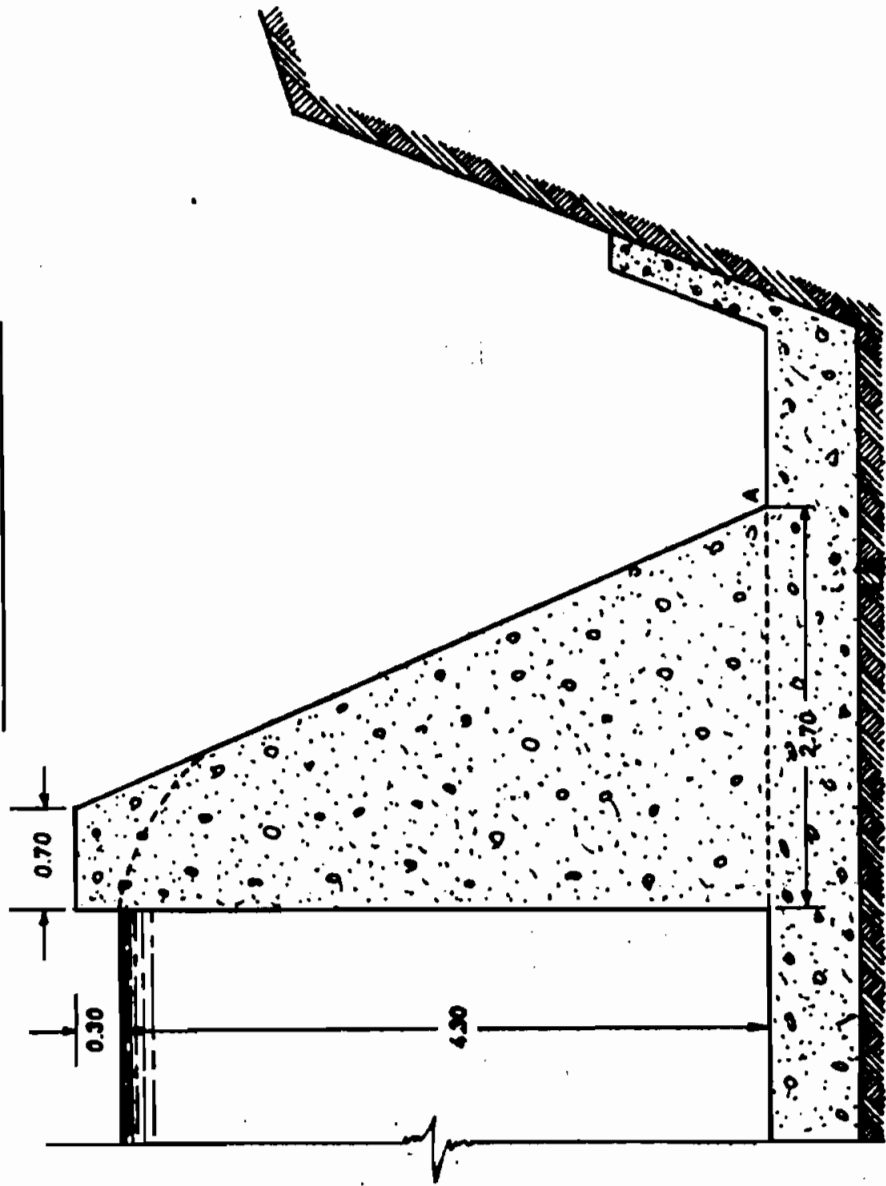
Las fuerzas que actúan son:

- 1.- Peso del muro.
- 2.- Empuje del agua.
- 3.- Empuje de los sedimentos.

Se calcula para el caso en que el depósito está lleno y no hay sedimentos; es decir solo existe empuje del agua.

Peso propio del muro.

GRAFICO N° 33



MURO DEL ALIVIADERO

	F	d	M
$0,7 \times 4,5 \times 2,2 =$	7,1	2,35	16,7
$\frac{45 \times 2}{2} + 2,2 =$	10,12	1,55	15,48
	17,22		32,18

$$d = \frac{32,18}{17,22} = 1,78 \text{ m}$$

Empuje del agua.

$$E = \frac{4,5 \times 45}{2} = 9,25 \text{ T} \quad \frac{d}{1,43} \quad \frac{M}{15,2}$$

Sumando los momentos, se tiene:

$$\frac{F}{17,22} \quad - \frac{M}{32,18}$$

$$9,25 \quad + \frac{15,21}{15,95}$$

$$d = \frac{19,66}{17,22} = 0,984 \text{ m.}$$

La resultante tiene un valor de 19,66 y está aplicada a 0,984 m. (Gráfico No. 34), del punto A, es decir dentro del tercio medio, por lo tanto el material no suporta tracción, sino que trabaja solo a la compresión y cuyos valores son:

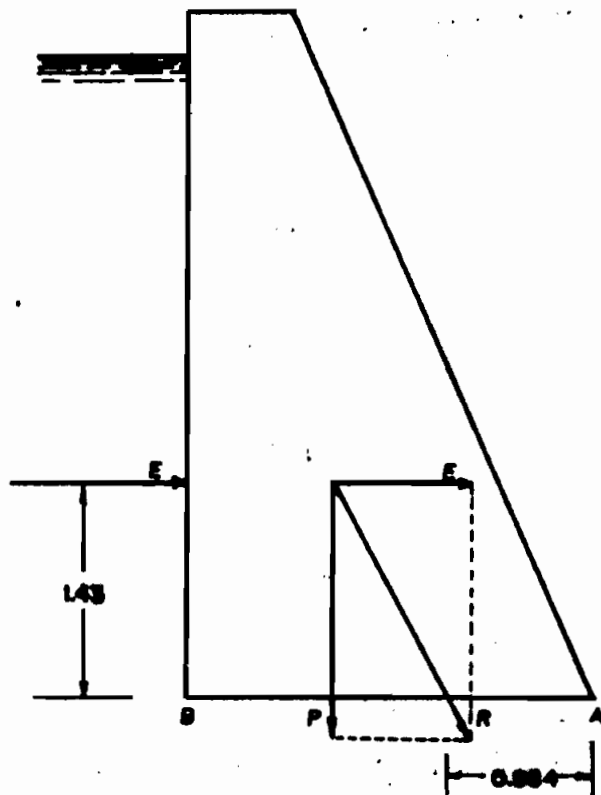
$$\sigma_{AB} = \frac{F}{S} + \frac{M}{W} \quad ; \text{ siendo } F = 17,22$$

$$S = 2,7$$

$$M = 17,22 \left(\frac{2,7}{6} - 0,984 \right) = 6,3$$

$$W = \frac{b h^3}{8} = \frac{2,7^3}{8} = 1,21$$

GRAFICO N° 34



**COMPROBACION GRAFICA DE LA ESTABILIDAD DEL
MURO DEL ALVIADERO**

$$\sigma_{AP} = \frac{17.22}{2.7} * \frac{6.5}{1.21} = 6.4 \pm 5.2$$

$$\sigma_A = 6.4 + 5.2 = 11.6 \text{ T/m}^2 = 1.16 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$\sigma_B = 6.4 - 5.2 = 1.2 \text{ T/m}^2 = 0.12 \text{ Kg/cm}^2.$$

Es importante hacer notar que, en ningún caso se ha tomado en cuenta la sobrepresión, ya que se estima que ésta será de pequeña importancia si se ponen bajo el desarenador un buen sistema de drenaje que recoja las aguas filtradas y las desaloje lejos del desarenador.

Canal de afuccion.-

Gradiente y seccion del canal.-

Para determinar la gradiente y seccion del canal, se debe seleccionar de acuerdo a la geologia y topografia de la zona por donde cruzará el canal. Además del conocimiento de la cota de salida del canal después del desarenador y de la cota donde se ubicará el tanque de presión.

Respecto a la geología del torrent, ésta, si bien no es de terrenos desmenuables, sino por el contrario, compacto, sin embargo es un terreno que en su mayoría es permeable, lo que haría que el caudal inicial iría disminuyendo hasta llegar al tanque de presión. Por esta razón, el canal será revestido en toda su longitud.

El talud natural de las tierras ha sido estimado en una relación de 3 de base por 5 de altura (3:5). La pendiente transversal del terreno es menor al 50% en ciertos tramos, donde se construirá canal abierto. En las partes donde la pendiente es mayor al 50% se construirá el canal en túnel; así mismo se considera túnel entre las 186 y las 455 m. del recorrido del canal, lo que evita que el canal desarrolle una gran curva que aumentaría su recorrido y costo, disminuyendo, además, el salto a utilizarse.

El recorrido del canal abierto más el canal en túnel, es de aproximadamente 1040 m. de longitud, siendo 100,54 la cota del borde superior

del canal en su iniciación (dejando 0,3 m. de altura de resguardo), y siendo, aproximadamente, la cota 99,39 la del tanque de presión. Es decir, que se puede dar al canal una pendiente de, aproximadamente, el 1,2‰.

Sección del canal abierto.- Con el objeto de que no existan empujes de las tierras en el revestimiento del canal, se dará a los lados del canal una pendiente igual al talud natural del terreno, que en este caso es de 3:5, es decir que se dará al canal una sección transversal de forma trapezoidal.

En canales revestidos se admiten velocidades altas, hasta 3 m/sdo. Para el presente caso se ha escogido una velocidad del 1.5 m/sdo. Si el caudal es 4 m³/sdo., se obtiene una sección de:

$$S = \frac{Q}{V} = \frac{4}{1.5} = 2.67 \text{ m}^2$$

Para canales trapezoidales cuyos lados tienen una relación de 3:5, la sección hidráulicamente más conveniente será cuando:

$$B = \frac{2 h}{\text{sen } 59^\circ} = 2.33 h$$

$$\text{Base media} = B - \frac{5}{3} h = 2.33 h - 0.6 h$$

$$\text{Base media} = 1.73 h$$

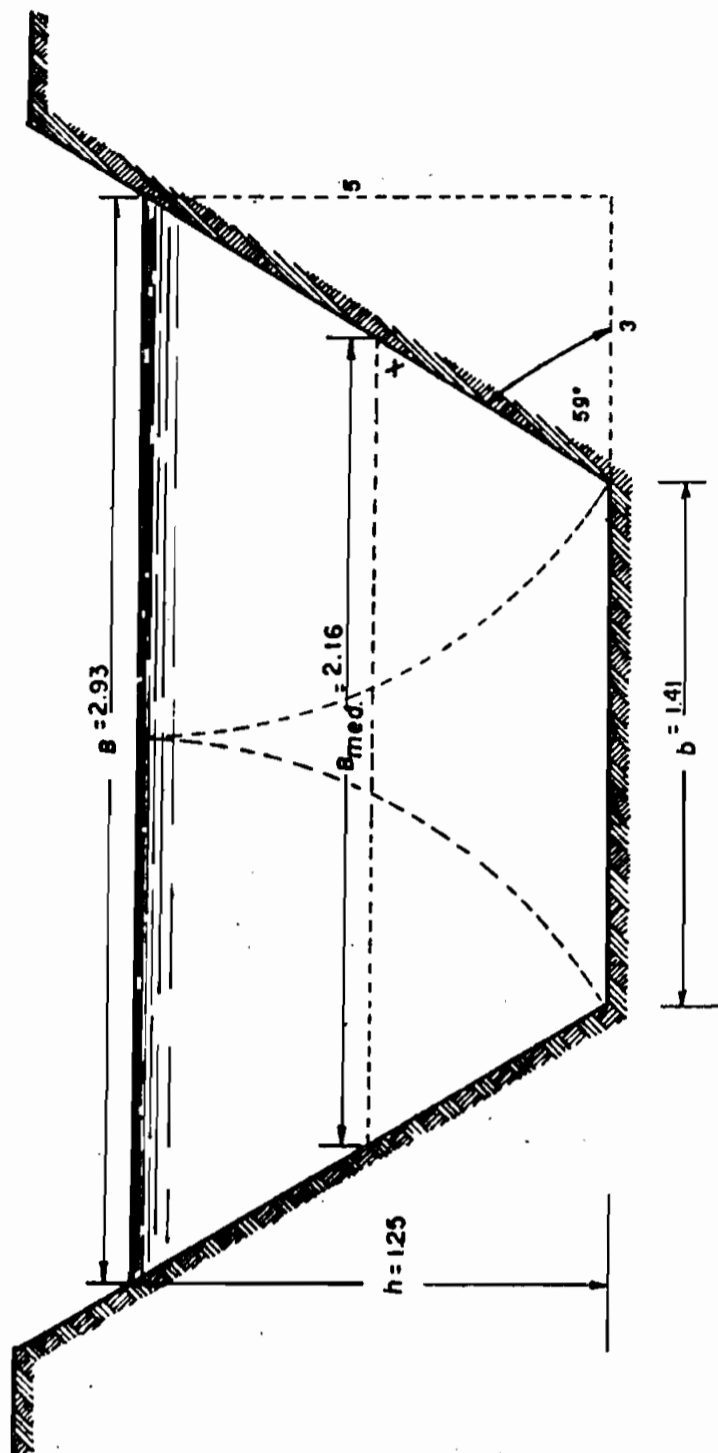
(Gráfico No. 55)

La superficie será igual:

$$S = 1.73 h \times h = 1.73 h^2$$

GRAFICO N° 35

SECCION DEL CANAL ABIERTO



Las otras dimensiones del canal serán:

$$B = \frac{2. \times 1.25}{\text{Sen } 55^\circ} = 2.93 \text{ m.}$$

$$B \text{ media} = h \times 1.73 = 2.16 \text{ m.}$$

$$b = \text{Base media} - \frac{3}{8} h. = 2.16 - 0.75 = 1.41$$

La superficie real será:

$$S = B \text{ medio} \times h = 2.16 \times 1.25 = 2.7 \text{ m}^2.$$

La velocidad real será:

$$v = \frac{Q}{S} = \frac{4}{2.7} = 1.48 \text{ m/sdo.}$$

Despejando h , se tiene:

$$h = \sqrt{\frac{S}{1.73}} = \sqrt{\frac{2.87}{1.73}} = 1.241 \text{ m.}$$

Se puede tomar un $h = 1.25 \text{ m.}$

Las otras dimensiones del canal serán:

$$B = \frac{2. \times 1.25}{\text{Sen } 62^\circ} = 2.93 \text{ m.}$$

$$B \text{ media} = h \times 1.73 = 2.16 \text{ m.}$$

$$b = \text{Base media} - \frac{S}{h} = 2.16 - 0.75 = 1.41$$

La superficie real será:

$$S = B \text{ media} \times h = 2.16 \times 1.25 = 2.7 \text{ m}^2.$$

La velocidad real será:

$$v = \frac{Q}{S} = \frac{4}{2.7} = 1.48 \text{ m/sdo.}$$

Con los datos obtenidos se puede calcular la pendiente longitudinal del canal, para lo que se aplicará la fórmula de Bazin, que es:

$$v = \frac{87 \sqrt{Ri}}{1 + \gamma/\sqrt{Ri}} \text{ (fórmula anteriormente empleada)}$$

Hará necesario obtener el radio hidráulico (R), que vale:

$$R = \frac{S}{P}$$

El perímetro mojado (P) vale:

$$P = 2x + b$$

$$x = \frac{h}{\text{Sen } 59^\circ} = 1.465;$$

$$P = 2 \times 1.465 + 1.41 = 4.34 \text{ m};$$

$$R = \frac{2.7}{4.34} = 0.621 \quad ; \quad \sqrt{R} = \sqrt{0.621} = 0.79$$

El coeficiente de rozamiento para la fórmula de Bazin vale 0,36 para revestimientos enlucidos de cemento trabajado sin mucho cuidado.

Los datos obtenidos son:

$$V = 1.48 \text{ m/seg.}$$

$$R = 0.621$$

$$\sqrt{R} = 0.79$$

$$\gamma = 0.36$$

Despejando f de la fórmula de Bazin se tiene

$$f = \frac{1}{R} \left[\frac{v \left(1 + \frac{\gamma}{\sqrt{R}} \right)}{87} \right]^2$$

$$f = \frac{1}{0.621} \left[\frac{1.48 \left(1 + \frac{0.36}{0.79} \right)}{78} \right]^2 = 0.00088$$

Sección del canal en túnel.- Conservando el mismo caudal del canal, se dará al túnel una sección rectangular que disminuya los gastos de excavación que ocasionaría si éste fuera de forma trapezoidal. Además, para disminuir la sección a excavarse, se dará a las aguas una velocidad mayor que la que se tenía.

Se ha escogido una sección rectangular con arco superior por ser

la de más fácil ejecución aunque hidráulica y mecánicamente no sea la más conveniente (Gráfico No. 36)

Siendo 2.0 m. el ancho del canal, se tiene una sección de:

$$2.0 \times 1.25 = 2.50 \text{ m}^2$$

Si el Gaudal es 4 m³/sdc., la velocidad del agua en el túnel será:

$$v = \frac{Q}{S} = \frac{4}{2.5} = 1.60 \text{ m/sdc.}$$

El radio hidráulico (R) será $R = \frac{S}{P}$; siendo:

$$P = a + 2b = 2.0 + 2 \times 1.25 = 4.5 \text{ m}$$

$$R = \frac{2.5}{4.5} = 0.556 \quad ; \quad \sqrt{R} = 0.741$$

Si el coeficiente de rugosidad γ se mantiene igual que en el canal, es decir 0.36, se puede obtener la pendiente longitudinal que hay que darle al canal.

Despejando de la fórmula de Bazin, se tiene:

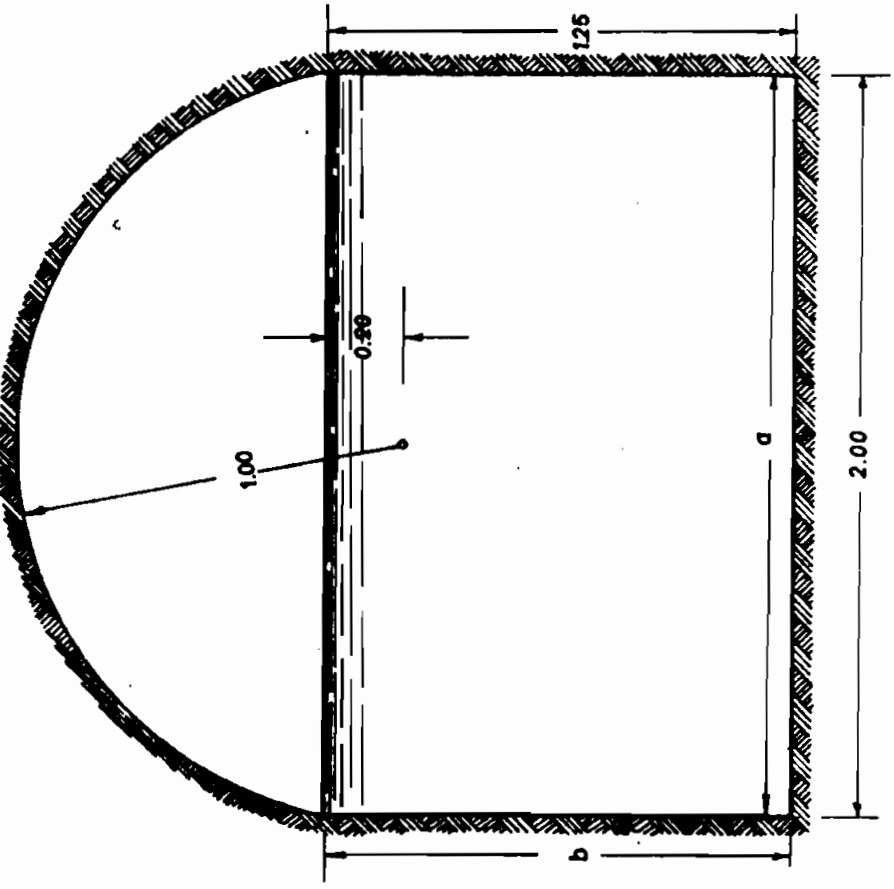
$$i = \frac{1}{R} \left[\frac{v \left(1 + \frac{\gamma}{R} \right)}{87} \right]^2 \quad ; \text{reemplazando}$$

valores, se tiene:

$$i = \frac{1}{0.556} \left[\frac{1.6 (1 + 0.36)}{87} \right]^2 = 0.00122$$

GRAFICO N° 36

SECCION DEL CANAL EN TUNEL



Debido a la pendiente longitudinal del canal se tiene una pérdida de altura de:

$$\text{Canal abierto} - 329 \quad \times 0,00094 = 0,312$$

$$\text{Canal en túnel} - 898 \quad \times 0,00122 = \underline{0,95}$$

$$\text{Suma} \quad 1,162 \quad , \text{ es decir que la cota}$$

del tanque de presión será:

$$100,54 - 1,162 = 99,382; \text{ al nivel del agua estará } 0,5 \text{ en menos, es decir } 99,382 - 0,5 = 98,882.$$

Compuertas de limpia y aliviaderos en el canal.- A 180 y 873 metros desde la iniciación del recorrido del canal, se construirán aliviaderos para todo el caudal derivado. Estos aliviaderos tendrán por objeto evacuar toda el agua que viene por el canal, en caso de que se obstruya el tramo del túnel correspondiente, aguas abajo de cada aliviadero. Con una altura de vena líquida de 0,20 m, el aliviadero tendrá una longitud de:

$$l = \frac{Q}{w \times h \times \sqrt{Eg h}}$$

$$w = 0,6 \text{ para aliviaderos de pared gruesa.}$$

$$h = 0,20$$

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

$$Eg = 10,62$$

Reemplazando los valores de la fórmula, se tiene:

$$l = \frac{4}{0,8 \times 0,2 \times \sqrt{19,62 \times 0,2}} = 17 \text{ mts.}$$

En correspondencia de cada aliviadero se colocará una compuerta de limpia, que a más de dejar en seco el canal aguas abajo de la compuerta (Para casos de reparación, limpieza, etc.), facilita la limpieza del canal de sedimentos arrastrados por las aguas propias o por las aguas lluvias que vierten al canal (Gráfico No. 37). La base de la compuerta se coloca a 1.5 m. menos que la solera del canal, con el objeto de que la velocidad de salida de las aguas sea mayor, facilitando el alejamiento de los sedimentos.

Si se colocan compuertas de 1 m de ancho y si la compuerta se levanta 1.5 mtr., se tiene una velocidad de salida inicial de:

$$v = \sqrt{2 g h.}$$

$$\text{Siendo } h = 1.25 + 1.0 - \frac{1.5}{2} = 1.5 \text{ m.}$$

$$v = \sqrt{1.5 \times 19.62} = 5.42 \text{ m/seg.}$$

El caudal para el que tendría que ser diseñado cada canal será:

$$Q = C S v$$

El coeficiente C vale 0.7 para este caso.

La superficie vale 1.5 m.

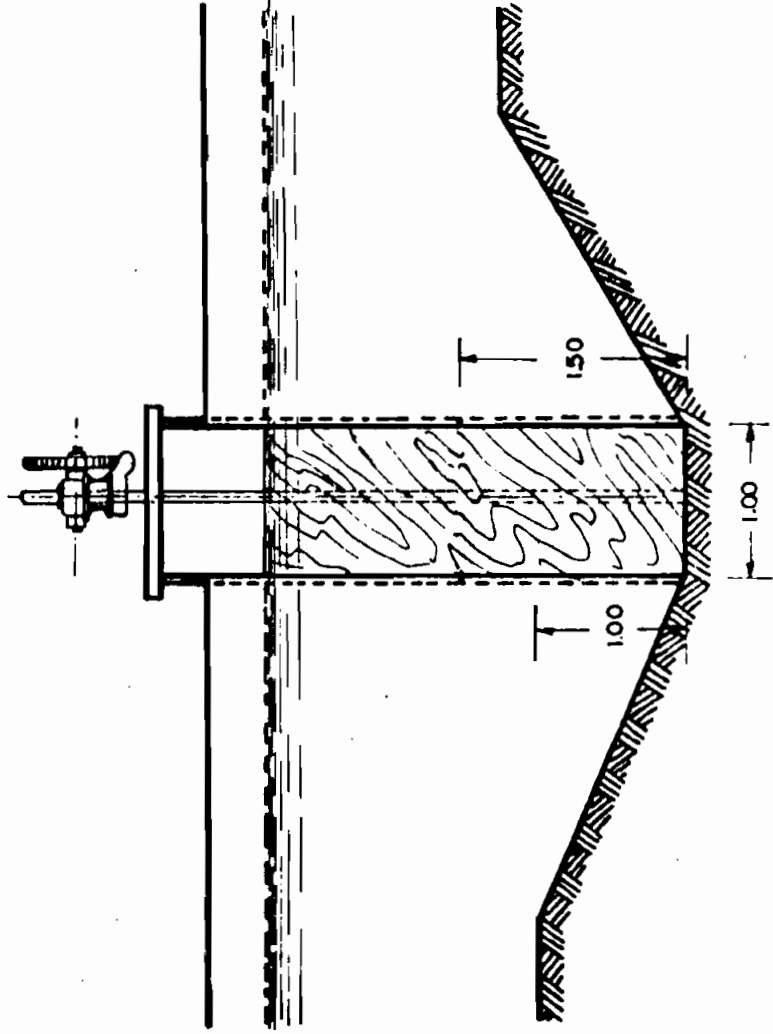
Por lo tanto:

$$Q = 0.7 \times 1.5 \times 5.42 = 5.7 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

Si se admite una velocidad de 4 m/segos. en el canal de desfogue, se

GRAFICO N° 37

COMPUERTAS DE LIMPIA Y ALIVIADEROS EN EL CANAL



tiene que la sección del canal será:

$$S = \frac{5,7}{4} = 1,42$$

La pendiente de los lados del canal será de la relación 3:5, igual que el talud natural del terreno.

(Gráfico No. 38).

Si la base media vale 1,73 h, se tiene que:

$$h = \sqrt{\frac{S}{1,73}} = \sqrt{\frac{1,42}{1,73}} = 0,91 \text{ m.}$$

$$B = \frac{2 \times 0,91}{\text{sen } 59^\circ} = 2,12$$

$$b \text{ media} = 1,73 h = 1,73 \times 0,91 = 1,57$$

$$b = b \text{ media} - \frac{3}{5} h = 1,02$$

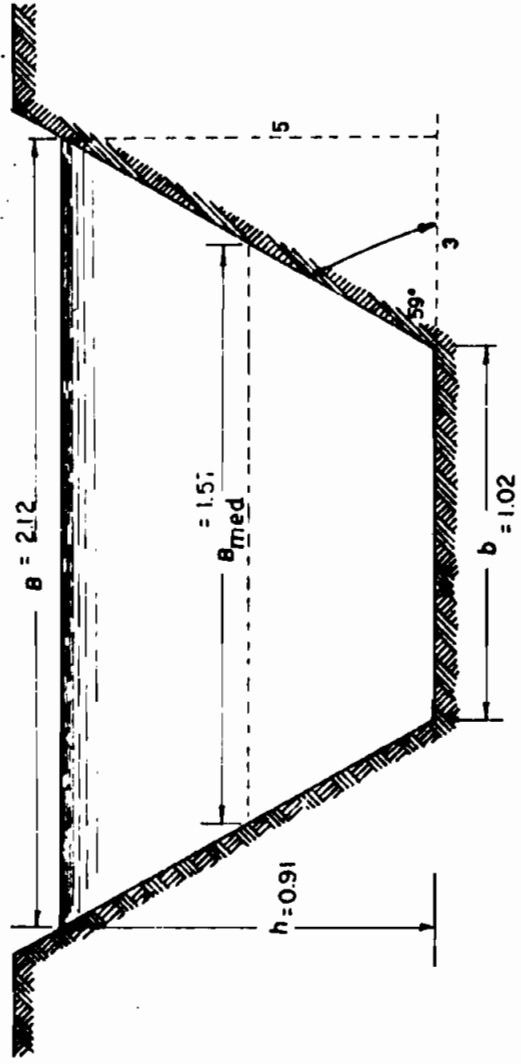
Con estas características y con igual clase de revestimiento que el canal principal, se obtiene una pendiente longitudinal del canal de $i = 0,011$; 1,1 ‰ .

Esta pendiente se dará al canal en una longitud de 35 y de 77 m. en cada uno de los casos, desde donde se dará al desfogos una fuerte pendiente formando saltos con colchones de amortiguamiento para el primer caso y tomando el cauce natural de una quebrada que desemboca en el río en el segundo.

Las partes de canal abierto van en desmonte, dejándose una altura de resguardo entre la superficie máxima de las aguas en el canal y la

GRAFICO N° 38

SECCION DE LOS CANALES DE DESFOQUE DE LOS ALIVIADEROS
DEL CANAL PRINCIPAL



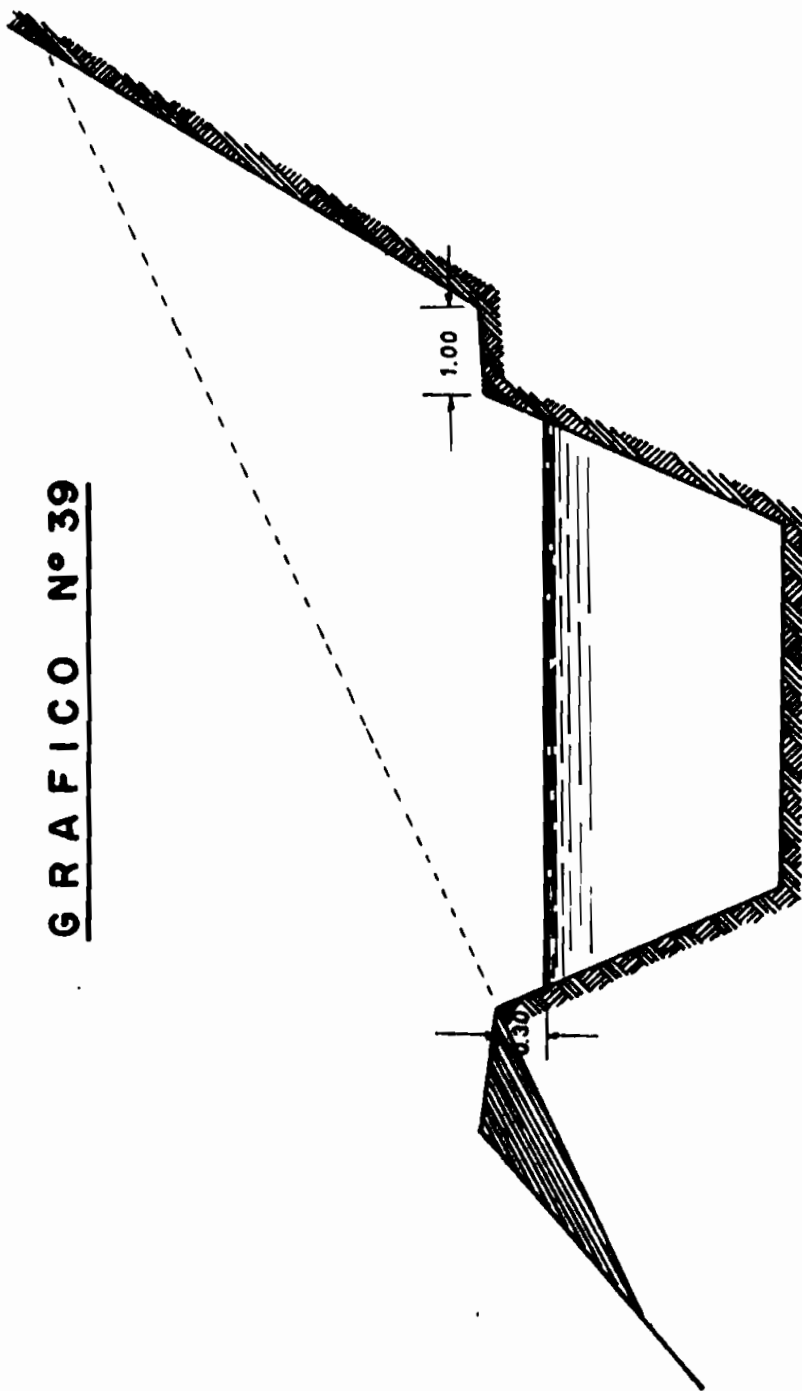
coronación del mismo, de 0,3 m. Del lado interior del desbanque se deja una banqueta de 1 m de ancho, que detenga los derrumbes que, especialmente por las lluvias, se produzcan en el talud del terreno.

En algunos tramos del canal, con las tierras desbancadas y excavadas se forma un terraplén en el lado exterior del canal. (Gráfico 39).

Hay que indicar que, será necesario construir puentes-canales sobre el canal de aducción, para que por él pasen las aguas de cunetas de coronación, así como también para el paso de personas. En el presente estudio no fue posible determinar ni las cunetas ni los puentes canales, ya que los planos topográficos no abarcan una franja de tierras suficiente como para poder diseñarlas.

Los cortes de tierras, excavaciones, revestimientos, etc. del canal y obras complementarias, así como del azud y bocatoma y desarenador, tanque de presión, tuberías etc. etc., se verán cuando se trate de costo de las instalaciones.

GRAFICO N° 39



Tanque de Presión.— Es un órgano intermedio entre el canal y la tubería de presión. Para su diseño se tomó en cuenta principalmente: a) La pequeña longitud del canal necesario, especialmente del canal abierto, lo que indica que el material sólido que arrastre el canal debido a ingresos de dicho material después del desarenador será relativamente pequeño.

b) La topografía del sector donde se ubicará el tanque de presión ha sido escogido de tal manera que éste sea construido en excavación, sin que ello recargue mayormente el costo de la obra.

También se ha trazado el canal de tal manera que el agua no tiene cambio de dirección al ingresar a la cámara y entrar en las tuberías, lo que evita la existencia de zonas muertas donde se depositan materiales sólidos de difícil eliminación. Además se evita pérdidas de carga debido a cambios de dirección.

También, bajo el aspecto topográfico se ha tomado en cuenta la facilidad de desalojar los excesos de agua o el agua total del tanque por medio de un desfogue, sin que el costo de éste sea exagerado.

c) Respecto a la geología del terreno donde se ubicará el tanque de presión, se encontró un suelo similar a la gangana existente en la Región Interandina. Es un suelo bastante compacto. No por esto se debe tener un costo exagerado por excavación.

Diseño del Tanque de Presión.—

Aunque, como se indicó anteriormente, el

materiales sólidos arrastrados por el canal será pequeño, se dará al agua una velocidad pequeña en el torque de presión que facilite la sedimentación de los sólidos que podría arrastrar el canal. Si se da una velocidad de 0,15 m/seg. y si se hace permanecer el agua en el tanque durante 2 minutos, la longitud de la cámara será:

$$L = V \times t = 0,15 \times 120 = \underline{18 \text{ m.}}$$

$$\text{La sección del tanque será: } S = \frac{Q}{V} = \frac{3}{0,15} = 20,00 \text{ m}^2$$

Profundidad del tanque de presión.-

Como se verá posteriormente, existe la conveniencia de usar dos tuberías de presión, cuyas indicaciones tienen forma abocinada para evitar que se produzcan grandes contracciones de la vena líquida a la entrada del agua en la tubería. En esta forma, el valor de la contracción se eleva a 0,97. Si la velocidad de entrada del agua en la indicación de la tubería es de 1,5 m/segdo., se obtiene que la sección de la embocadura será:

$$S = \frac{Q}{0,97 V} = \frac{3}{0,97 \times 1,5} = 1,975 \text{ m}^2$$

Para área circular, da un diámetro de 1,52 m.

Para evitar la formación de remolinos, la embocadura de la tubería debe ser colocada lo más bajo posible del nivel libre de las aguas. Esta altura, desde la superficie del agua a la parte superior del tubo se la calcula aplicando la siguiente fórmula:

$h = 10 h'$, siendo h' la altura representativa de la velocidad del agua en la tubería.

Para una velocidad de 2.5 m/sdc. del agua en la tubería, h' vale:

$$h' = \frac{V^2}{2g} = \frac{2,5^2}{19,62} = \underline{0,318 \text{ m}}$$

Es decir que, h vale:

$$h = 10 h' = 10 \cdot 0,318 = \underline{3,18 \text{ m.}}$$

El ángulo con la horizontal, con que la tubería abandona el tanque de presión es de aproximadamente 35° , es decir que x vale:

$$x = 1,52 \text{ con } 35^\circ = \underline{1,08}$$

Insigo, la altura del tanque de presión entre el filo superior de la obra de fábrica hasta el filo inferior de la tubería en la entrada es:

altura por encima de la cresta del aliviadero	0,30 m.
Altura entre el nivel libre del agua y la parte superior de la tubería	3,18 "
Altura de la tubería	<u>1,08 "</u>
	<u>4,54 m.</u>

Como la sección debe ser de 28,67 m² para que el agua tenga una velocidad de 0,15 m/sdc. y si la profundidad es de 4,54 m., el ancho del tanque será:

$$a = \frac{25,67}{4,24} = \underline{6,3 \text{ m.}}$$

La capacidad del tanque de presión sería:

$18 \times 4,24 \times 6,3 = 482 \text{ m}^3$; o sea aproximadamente, 120 veces el caudal, lo que está dentro de las normas empleadas para diseños de tanque de presión. Otra condición que debe cumplir la capacidad del tanque es que, sin recibir ningún caudal, durante más de 40 segundos pueda alimentar las tuberías sin que en ellas entre aire. En el presente caso se tiene:

$3,18 \times 6,3 \times 18 = 359$; o sea que podría alimentar durante más de 30 segundos.

La longitud de la transición entre el canal y el tanque de presión, al admitir un ángulo lateral de $12^\circ 30'$, será de 9,72 m.

Con el objeto de que las aguas que entren en las tuberías no contengan material sólido de tal magnitud que sea peligroso para el buen mantenimiento de las turbinas, se coloca, antes de la tubería un vertedero sumergido de 1 m. de altura, lo que obliga a que las aguas inferiores del tanque tengan que ascender antes de entrar en las tuberías, facilitando la separación del material sólido. La pendiente de fondo del tanque será del 4%; igual declive se usará delante del vertedero sumergido como pendiente transversal en dirección a la compuerta de descarga.

La profundidad al final de la transición entre canal y tanque de presión sería

Altura entre filo superior de la obra de fábrica
 y el filo inferior de la tubería - - - - - 4,54 m.
 Altura del vertedero sumergido - - - - - 1,00 "
 5,54 m.

Menos altura por pendiente longitudinal:

$$\frac{4 \times 18}{100} = 0,72 \qquad - \frac{0,72 \text{ m.}}{4,82 \text{ m.}}$$

La unión entre la solera del canal y el comienzo del tanque de presión se realiza uniendo dos arcos de círculos, con lo que se consigue tener un fuerte declive que hace que las aguas que llegan al tanque desahucen rápidamente.

Compuertas.-

Compuerta de entrada.- En la desembocadura del canal en el tanque de presión se prevé la colocación de una compuerta, de tal manera de poder dejar en seco el tanque de presión, para posibles revisiones o reparaciones. Como consecuencia, deberá dejarse aguas arriba de la compuerta un aliviadero para todo el caudal, así como el canal de desagüe. Las dimensiones de la compuerta serán dadas de acuerdo a la sección del canal, es decir:

$$2 \quad \text{m de ancho} \times 1,55 \text{ de alto.}$$

El espesor de la compuerta se calcula, como en casos anteriores, por la fórmula:

$$e = \frac{L}{20} \times \sqrt{\frac{h}{2}} = \frac{2,0}{20} \times \sqrt{\frac{1,55}{2}} = 0,35 \text{ cm}$$

No es conveniente poner en una compuerta tablonas de menos de 5 cms. de ancho, por consiguiente se usará este espesor.

Compuerta de Limpia.- Comunica el tanque de presión con el canal de limpia, en el que también desembocan las aguas que se vierten por los aliviaderos de exceso.

La compuerta de limpia tendrá una sección de 1. x 1. metros y el espesor de los tablonas también será de 5 cms.

Tanto la compuerta de entrada, como la de limpia se deslizan dentro de ranuras laterales en forma de U y serán accionadas por mecanismos colocados en la parte superior.

Compuertas de acceso del agua a las tuberías.-

Para dejar en seco las tuberías, en caso de reparaciones o revisiones se colocará una compuerta a la entrada de cada tubería. (Gráfico No. 40).

Las dimensiones de cada una de estas compuertas serán de 1.8 m. de alto por 1.5 de ancho; es decir, cubren toda la superficie de los abucos que se practicarían en el muro de sustentamiento a la salida de cada tubería. El espesor de estas compuertas será:

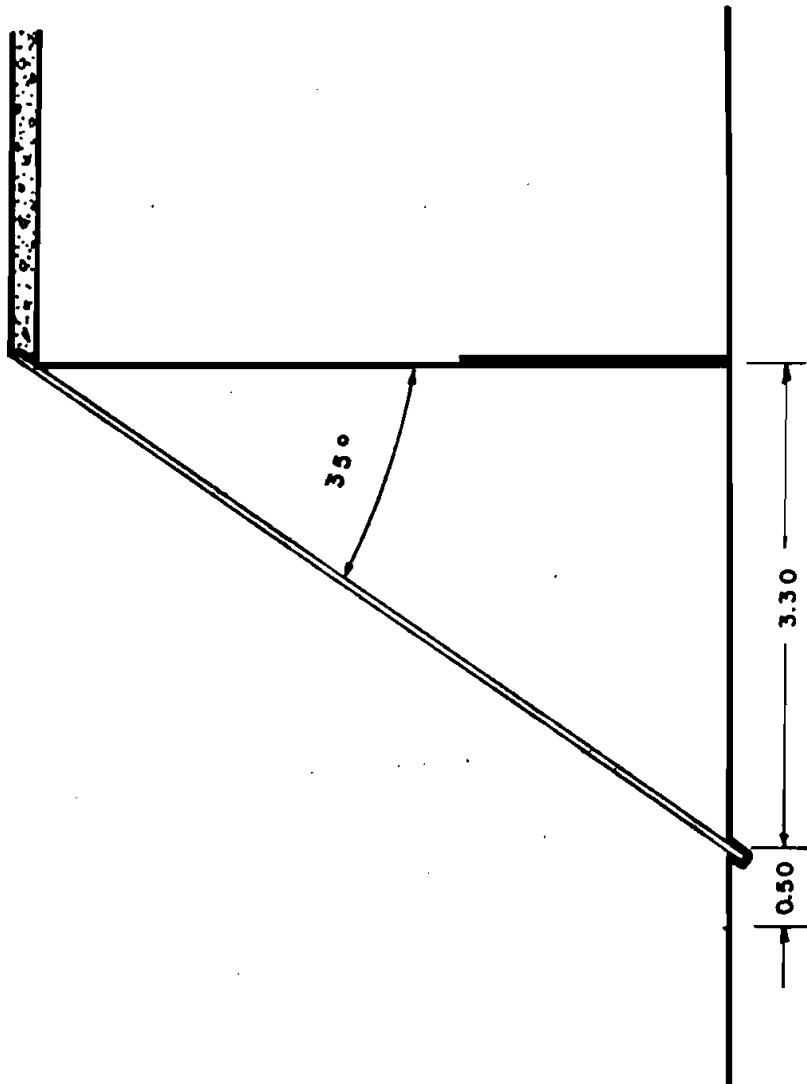
$$e = \frac{1.5}{20} \sqrt{\frac{1.8}{2}} = \frac{1.5}{2} \sqrt{\frac{4.24}{2}} = 1.1 \text{ cm.}$$

Se colocarán tablonas de 5 cms. de espesor.

En estas compuertas es importante una buena impermeabilización de

GRAFICO N° 40

POSICION DE LAS REJILLAS



Canal de desagüe.- Se calcula el canal de desagüe para que pueda evacuar el caudal máximo de salida, es decir el inicial.

La altura del agua en el lado de la compuerta es de 5.50 m. y si

la compuerta se levanta 1 m, se tiene que la velocidad de salida del agua inicialmente será:

$$v = \sqrt{2gh} = \quad ; \quad h = 5.5 - 3.5 = 2.0$$

$$2g = 19.62$$

$$v = \sqrt{19.62 \times 2} = 6.3 \text{ m/sds.}$$

El caudal será igual a:

$$Q = C V S ;$$

El coeficiente c vale 0,7 para el caso presente.

$$Q = 0,7 \times 6,3 \times 1 = 4.41 \text{ m}^3/\text{sds.} \approx 4 \text{ m}^3/\text{sds.}$$

Según la topografía del terreno por donde se trataría el canal de desagüe, se puede dar al canal una pendiente de 0,4%, es decir que se puede alcanzar una fuerte velocidad del agua en el canal.

Si la velocidad es de 7 m/sds, la sección será:

$$S = \frac{Q}{v} = \frac{4}{7} = 0.57 \text{ m}^2$$

Si el canal es de forma cuadrada, de 1 m por lado, se tiene que el perímetro mojado vale 3 y el radio hidráulico será:

$$R = \frac{1}{3} = 0,333 ; \quad \sqrt{R} = 0,578$$

Si el coeficiente de rugosidad del canal vale, como en los anteriores casos, 0,36, despejamos la pendiente de la fórmula de Bazin y queda:

$$i = \frac{1}{\left[\frac{7 \left(1 + \sqrt{\frac{\gamma}{E}} \right)}{87} \right]^2}$$

$$i = \frac{1}{0,585} \left[\frac{7 \left(1 + \sqrt{\frac{0,36}{78}} \right)}{78} \right]^2 = \underline{0,0556}$$

Con esta pendiente y sección tiene un recorrido de, aproximadamente, 78 metros, luego de lo cual se dará al desfogue una fuerte pendiente en forma de pequeños saltos con colchones de amortiguamiento, lo que da un recorrido de aproximadamente, 80 m. hasta llegar al río.

Rajillas. - Estas se colocan antes de la instalación de las tuberías y tienen por objeto evitar la entrada de cuerpos flotantes de relativas dimensiones que puedan perjudicar el funcionamiento de las turbinas.

Las pletinas de hierro que forman las rajillas, serán de forma rectangular, de 60 mm. en dirección de la corriente y de 6 mm de espesor. Los claros entre pletinas tendrán 30 mm. La separación entre pletinas se consigue intercalando trozos de tubo de la longitud mencionada, que son atravesados por una varilla pasante.

Si el ancho del tanque es de 3,3 m y con el tipo de rejilla descrito, el número de pletinas será:

$$N = \frac{650}{3,6} - 1 = 174 \text{ pletinas.}$$

El espacio libre entre pletinas será: $176 \times 0,03 = 5,28$

O sea que, la velocidad del agua en la rejilla, será:

$$v = \frac{Q}{a \times 8} ; \text{ el valor de } a, \text{ en este caso, vale } 0,6$$

$$E = 5,25 \times 4,24 = 22,3 \text{ m}^2$$

$$v = \frac{4}{0,6 \times 22,3} = 6,3 \text{ m/sgdo.}$$

$$0,6 \times 22,3$$

La pérdida de altura en la rejilla, será:

$$h R = \frac{v^2}{2g} - v_0^2 ; \text{ siendo:}$$

$v R$ = Velocidad en la rejilla

v_0 = Velocidad antes de la rejilla.

$$h R = \frac{0,3^2}{19,62} - 0,15^2 = 0,0035 \text{ m.}, \text{ que es un valor aceptable. Ade-}$$

más, la velocidad obtenida en la rejilla no es tan grande, lo que hace que los cuerpos flotantes no se adhieran a la rejilla con demasiada fuerza, facilitando la limpieza de las mismas.

Las rejillas, para ser limpiadas normalmente, deben tener una inclinación de 35° con respecto a la vertical, es decir que su longitud será:

$$l = \frac{4,7}{\cos 35^\circ} = 5,72 \text{ m} \quad (\text{Gráfico Ho. 41})$$

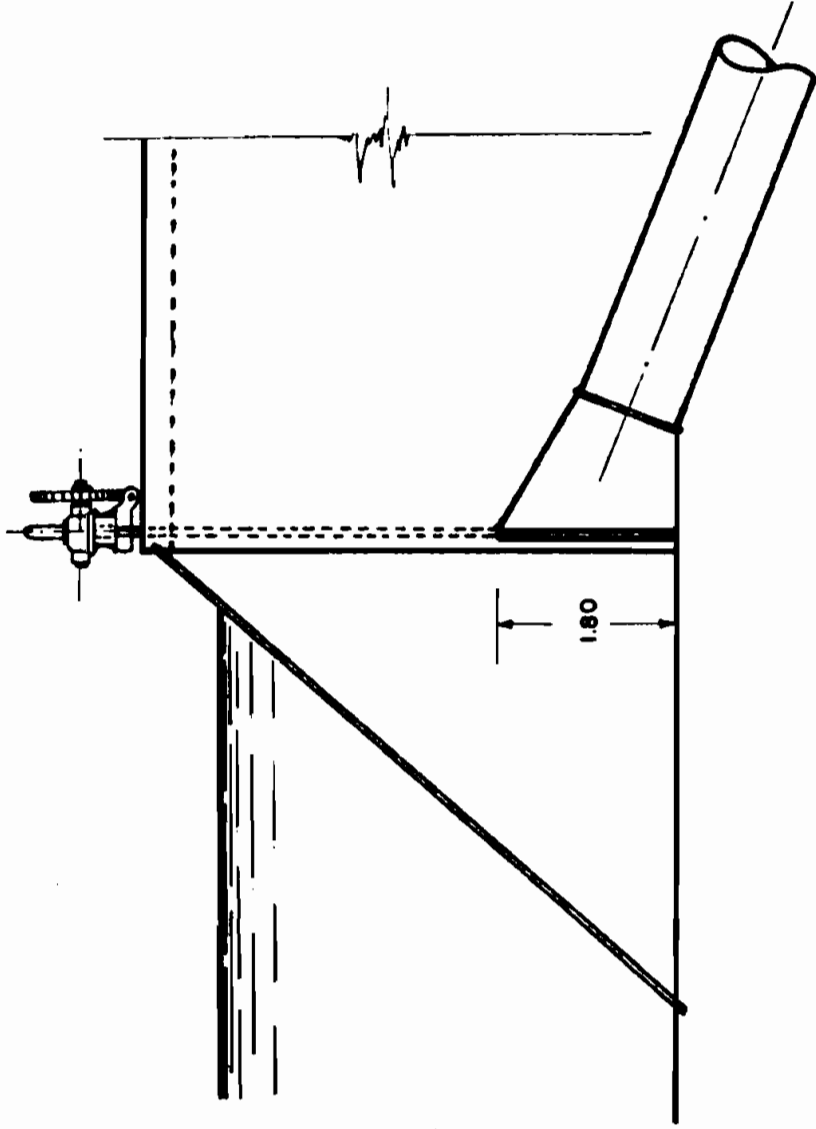
Las pletinas se apoyarán en un ángulo en el fondo del tanque y la parte alta irá apoyada en el muro superior, según indica el plano del tanque de presión. Si se forman paneles de 1,05 m de ancho, se tiene que el peso de cada panel será :

$$P = v \times \gamma , \text{ siendo: } v = \text{velocidad}$$

γ = peso específico

GRAFICO N° 41

COMPUERTAS DE ACCESO DEL AGUA A LAS TUBERIAS



$$\text{No. de platinas} = \frac{105}{3,6} = 29$$

$$V = 29 (0,6 \times 6 \times 572) = 60000 \text{ cm}^3$$

$$P = 60.000 \times 7,7 = 462.000 \text{ gramos}$$

$$P = 462 \text{ Kg.}$$

Si se aumenta el peso de las varillas pasantes y trozos de tubos, se pueda redondear el peso del panel en 500 Kg.

Muros de sostenimientos.-

Muro interno (1).- El peor caso para la estabilidad de este muro será cuando la cámara está vacía y soporta el empuje de las tierras. El cálculo se hará para la parte más profunda del tanque.- (Gráfico No. 42).

Fuerzas actuantes.-

1.- Peso del muro.

2.- Empuje de las tierras.

El peso del muro, para 1 metro de profundidad vale:

$$P = H \times l \times \gamma$$

Para obtener el valor de \underline{H} , se calcula el valor de x .

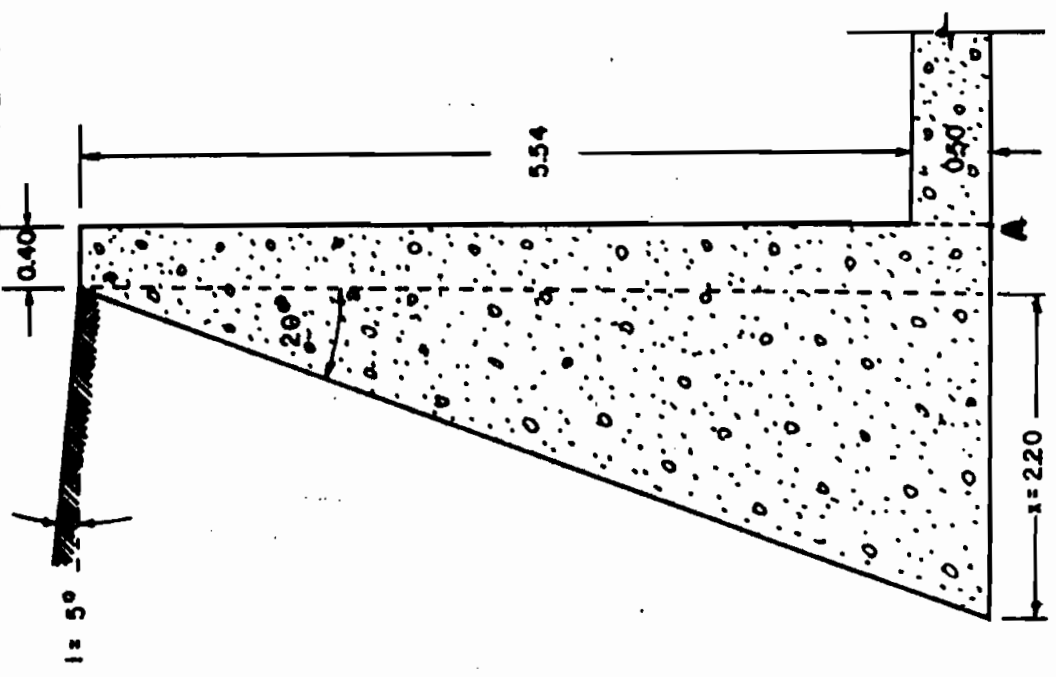
$$x = \underline{h} \tan 20^\circ = 6,04 \times 0,364 = 2,2 \text{ m.}$$

El siguiente cuadro muestra las superficies, pesos, brazos y momentos respecto al punto A

Figura	Superficie m ²)	Peso (Tn)	Brazo (m)	Moment (Tn)
rectángulo	— 0,4 x 6,04 =	2,42	5,32	0,2
Triángulo	2,2 x 6,04 =	0,65	14,82	1,13
			19,94	18,60
				17,68

GRAFICO N°42

MURO INTERNO DEL TANQUE DE PRESION



$$FR = 19.94 \text{ Ton}$$

$$dR = \frac{17.66}{19.94} = 0.89 \text{ m.}$$

La resultante vale 19.94 y está aplicada a 0.89 metros del punto A. (Gráfico 42)

Empuje de las tierras.

Datos:

$$i = 10^\circ$$

$$\alpha = 20^\circ$$

$$\rho = 46^\circ$$

$$\Delta = 1.5 \text{ F.}$$

Para los datos anotados, las tablas dan los siguientes valores:

$$A = 0.196$$

$$\beta = 26^\circ 23' 50''$$

$$\gamma = 24^\circ 16' 10''$$

La proyección horizontal del empuje vale:

$$Q = \frac{A \Delta^2}{2} = 0.196 \frac{1.5 \times 1.5^2}{2} = 0.72 \text{ Ton.}$$

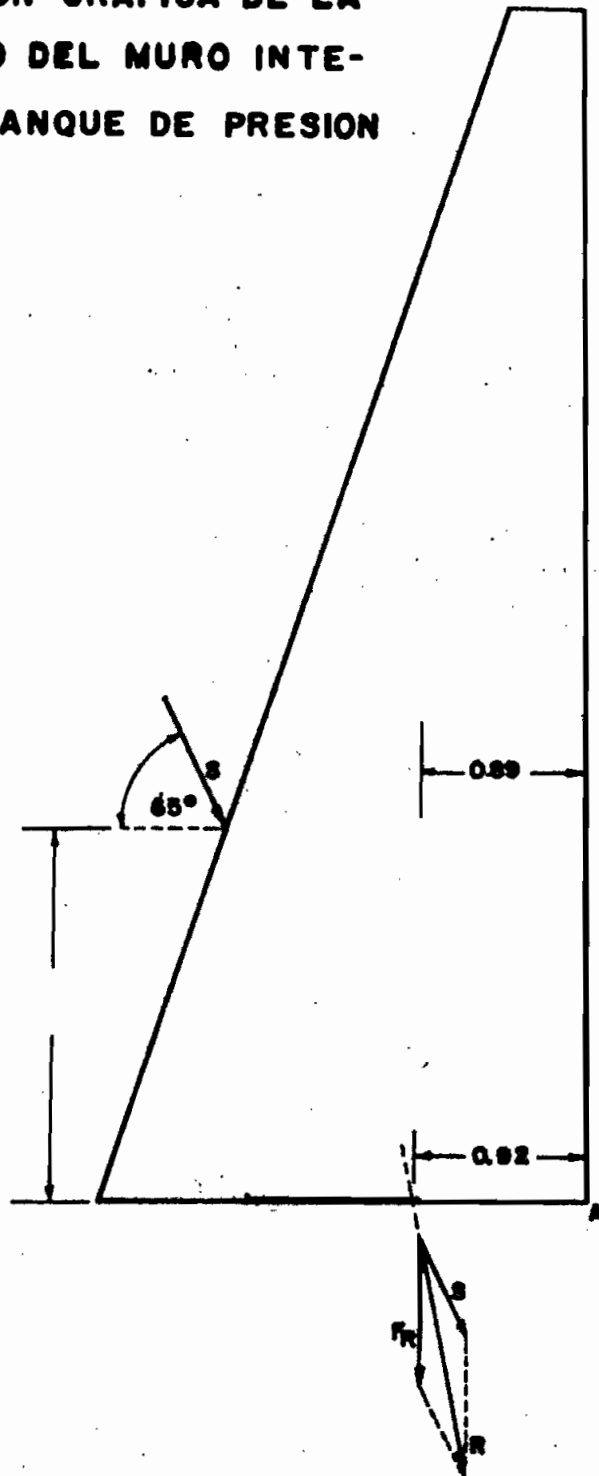
$$\text{como } \alpha < \beta \text{ y } \rho < \gamma ; \theta = \rho = 45^\circ$$

$$S = \frac{Q}{\cos(\theta + \alpha)} = \frac{0.72}{\cos(45^\circ + 20^\circ)} = 11.6 \text{ T}$$

El punto de aplicación de esta fuerza se encuentra a 1/3 de la altura del muro. El ángulo que forma la fuerza con la horizontal es de 65°.

GRAFICO N° 43

COMPROBACION GRAFICA DE LA
ESTABILIDAD DEL MURO INTE-
RIOR DEL TANQUE DE PRESION



La resultante pasa a 0,92 m. del punto A y vale 33 toneladas (Gráfico No. 43). El trabajo del material en la parte más desfavorable será:

$$\sigma_A = \frac{E \cdot N}{S \cdot u \cdot h} \quad \text{siendo } N = 32,6 \text{ T}$$

$$u = 0,92$$

$$h = 1$$

$\sigma_A = \frac{33}{2,75} = 12,0 \text{ Ton/m}^2 = 12,0 \text{ kg/cm}^2$, que es un valor admisible tanto para el material, como para el tipo de suelo que sirve de base a la obra.

Muro lateral del vertedero (Gráfico No. 44).

El peor caso para la estabilidad del muro será cuando el tanque de presión está lleno y no hay agua en el canal de descarga. Si se toma el muro como formado por un rectángulo y un triángulo cuyas medidas son las de la figura y si la construcción es en hormigón de 2.200 kg/m³, el peso del muro será:

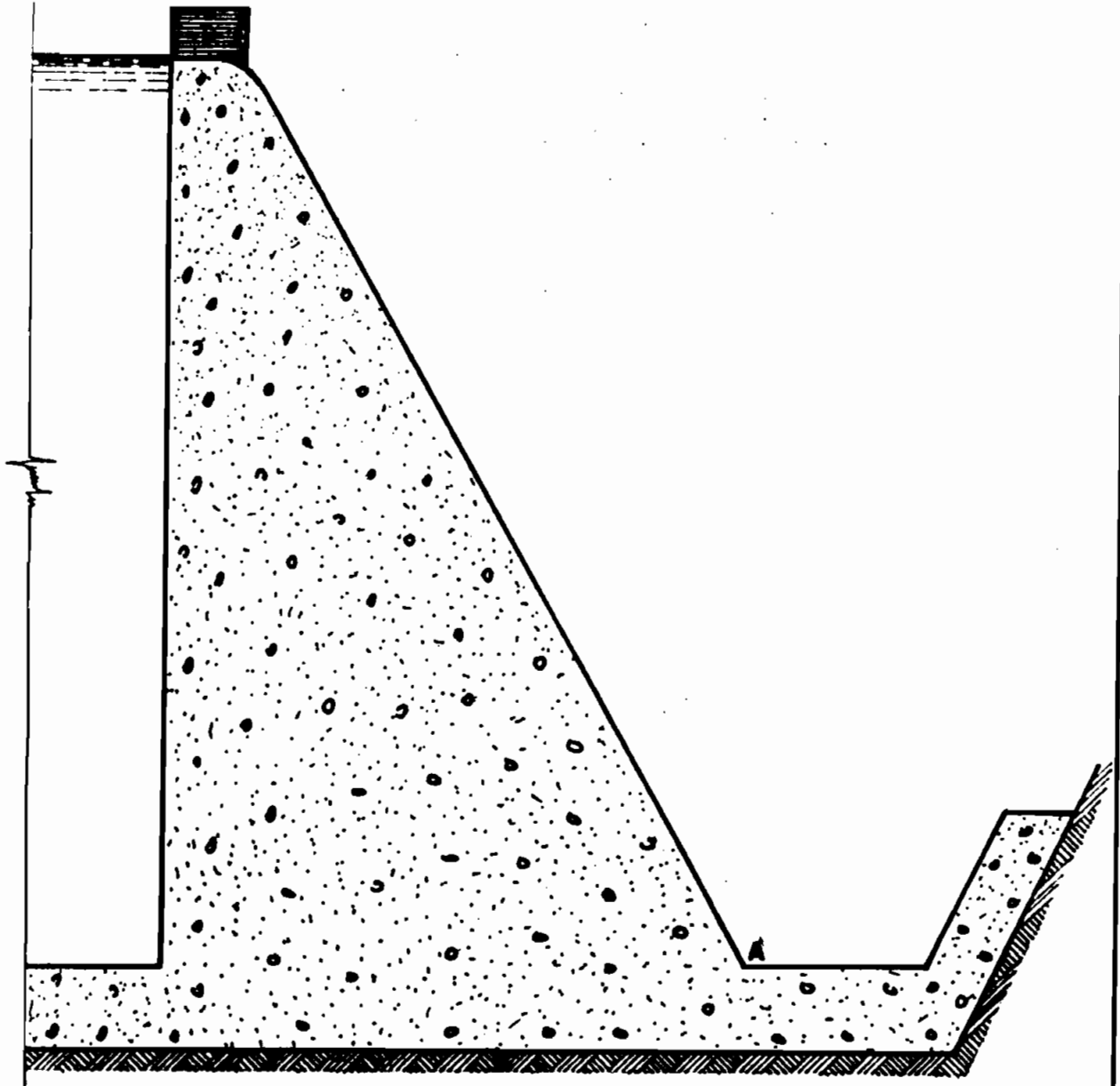
Figura	Sup	Dist. A	Peso	Momento (A)
Rectáng.	0,5 x 5,5 = 2,75	2,2	8,05	3,25
Triáng.	5,5 x 1,5 = 8,25	2,2	18,15	2,0
			<u>24,20</u>	<u>- 5,25</u>

$$P = 24,2 \text{ Tn.}$$

$$d = \frac{55,0}{24,2} = 2,27 \text{ m}$$

GRAFICO N°44

MURO LATERAL DEL VERTEDERO



Empuje del agua.

$$E = 5.5 \times 5.5 = 30.25 \text{ Tn.}$$

A

$$\text{Dist.} = \frac{5.5}{3} = 1.83 \text{ m}$$

$$\text{Momento} = 27.6$$

Momentos de signo diferente se restan:

$$M_1 = - 56.0$$

$$M_2 = \frac{27.6}{3}$$

$$= 9.2 \text{ Tn.}$$

Dividiendo el momento para la fuerza, da un brazo de

$$d = \frac{27.6}{24.2} = 1.141 \text{ m desde el punto A.}$$

La base es 5.5 m. y el tercio medio de la base comienza desde 1.83 m desde punto A, es decir, que la resultante cae dentro del tercio medio de la base. Gráficamente se comprueba en el gráfico No. 45.

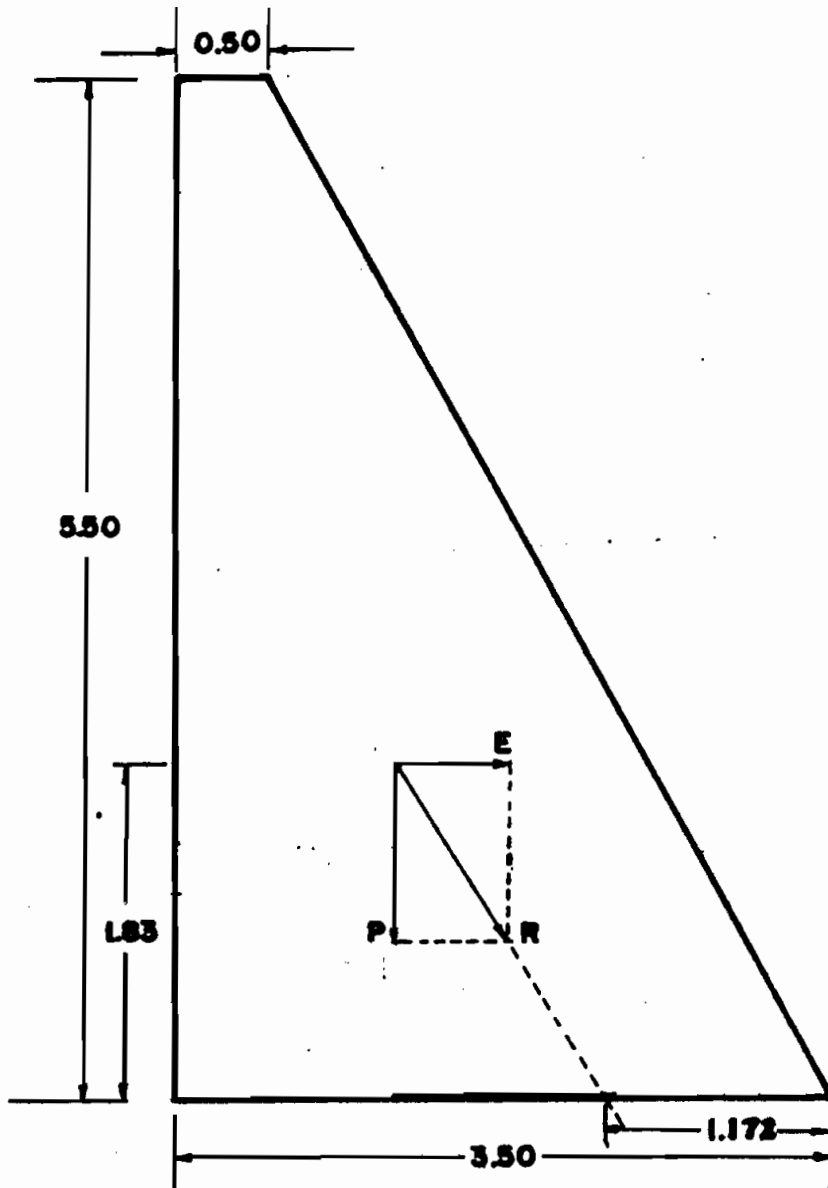
El trabajo del material será:

$$G_A = \frac{M_1}{S \times b} = \frac{2 \times 24.2}{3 \times 1.141} = 35.6 \text{ T/m}^2 = 1.58 \text{ Kg/cm}^2$$

El valor obtenido es admisible tanto para el material, como para el tipo de suelo que sirve de base a la obra.

GRAFICO N°45

COMPROBACION GRAFICA DEL MURO DEL ALIVIADERO DEL
TANQUE DE PRESION



Muro de iniciación de la tubería. (3)

El porcentaje se presentaría cuando haya agua en la tubería. Se desprende el empuje que produce la rejilla en el muro por ser muy pequeña; igualmente, no se toma en cuenta el esfuerzo estabilizante que representa el peso de la tubería, por ser también demasiado pequeño.

La comprobación de la estabilidad, se la hará en la parte más desfavorable, es decir donde pasa la tubería y exista la chimenea de ventilación.

De acuerdo a las dimensiones del dibujo se obtienen los siguientes valores:

<u>Dimensiones x, y, z</u>	<u>Peso</u>	<u>Distancias (d)</u>	<u>Momento</u>
Lx7.2x2.7 x 2.2	12.8	2.85	101.
Lx5.5x0.5 x 2.2	1.05	9.75	4.54
Lx4.0x0.5 x 2.2	1.4	0.25	1.1
	<u>53.25</u>		<u>106.64</u>

P	d	M
53.25		106.64

Menos espacio tubería

4.5 x 0.6 x 2.2 =	<u>7.91</u>	1.85	<u>14.85</u>
	45.34		91.99

Menos espacio chimenea

4.3 x 0.07 x 2.2 =	<u>0.74</u>	1.85	<u>1.0</u>
	44.59		90.99

Empuje del agua. —

$$\frac{4.24 \times 4.24}{2} = 9.0 \qquad 3.97 \qquad \frac{35.2}{55.79}$$

La distancia al punto de la resultante:

$$d = \frac{55.79}{44.66} = 1.25 \text{ (Gráfico No. 46)}$$

El esfuerzo σ que trabaja el material será:

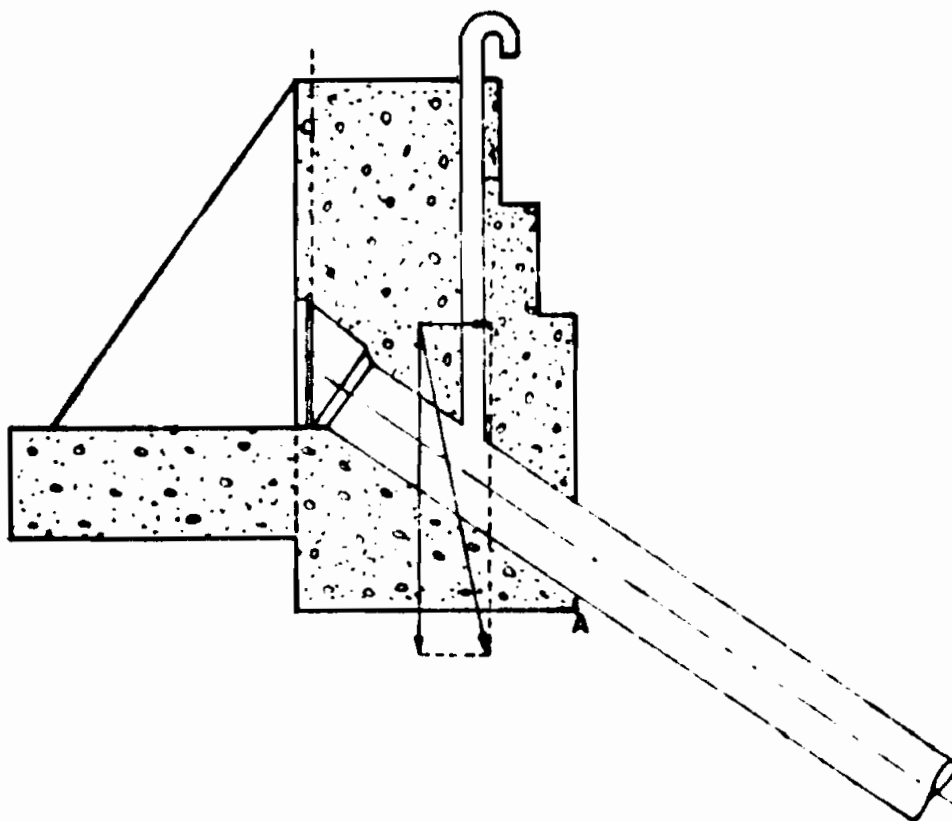
$$\sigma_A = \frac{2W}{3hb} = \frac{2 \times 44.6}{1 \times 1.25 \times 1} = 23.8 \text{ T/m}^2 = 2.38 \text{ Kg/cm}^2$$

El valor obtenido es admisible.

Para ninguna de las comprobaciones de la estabilidad de los muros del tanque de presión, se ha considerado la subpresión, por lo mismo, será necesario un buen sistema de drenaje bajo la cámara, que recoja las aguas filtradas y las desagüe lejos del tanque.

GRAFICO N°46

COMPROBACION GRAFICA DE LA ESTABILIDAD DEL MURO
DE SALIDA DE LA TUBERIA



Tubería de Frenión.—Al escoger el sitio donde se colocará la tubería

de presión se consideró esencialmente, tres factores, que son la pendiente transversal del terreno, la geología del suelo y espacio disponible para la construcción de la casa de máquinas y sus complementos, sin tener que hacer grandes movimientos de tierra.

En cuanto a la pendiente transversal del terreno, esto permite la colocación de la tubería con un ángulo de 25° con respecto a la horizontal. Esta inclinación puede considerarse como conveniente, ya que permitirá un fácil montaje de la tubería, sin que la longitud de la misma se agrande demasiado. Además, con poca excavación del terreno para construir el piso de la tubería, se logra que ésta solo tenga un cambio de dirección, el mismo que se practica para que la tubería entre horizontalmente a la casa de máquinas, donde irá el otro bloque de montaje, sin que en el recorrido sean necesarios otros bloques. El hecho de que la tubería no tenga cambios de dirección hace que ésta sea más económica, ya que no se agranda su longitud, además, no son necesarios otros bloques de montaje, los que encarecerían la obra. Se tiene también la ventaja, que al no tener codos, ni una longitud mayor, las pérdidas por fricción son menores que en el caso de tenerlos.

En cuanto a la geología del terreno, hay que indicar que el tipo de suelo es del llamado cangagua, de buena compactación y buena resistencia ($\approx 5 \text{ Kg/cm}^2$) lo que da seguridad a las cimentaciones.

En cuanto al sitio previsto para casa de máquinas, se lo describirá en la parte correspondiente a la misma.

Número de tuberías.- Desde el punto de vista de continuidad del servicio se ha previsto la instalación de dos tuberías de iguales características. Ello presenta la ventaja de poder seguir trabajando con una de las tuberías, en caso de reparación o revisión de la otra. En cambio, hay la desventaja de que, a velocidades iguales, las pérdidas aumentan en el caso previsto. Económicamente la instalación de las dos tuberías resultaría superior que si solo fuese una; pero si se considera que inicialmente solo se instalará una de las tuberías para la mitad del caudal, con lo que se obtendrá potencia suficiente para abastecer la demanda por más de la mitad del lapso considerado, y que durante este primer período los gastos iniciales de instalación, amortización, depreciación y mantenimiento serán menores que si se instalara una sola tubería para toda la capacidad, se obtiene un equilibrio en el costo de las dos tuberías con relación a la instalación de una sola tubería. Lógicamente, durante el primer período no se tendría la posibilidad de servicio continuo que se anotó inicialmente; aunque por ser instalaciones nuevas hay menos posibilidades de daños en la tubería.

Diámetro de las tuberías.- Teóricamente el diámetro de la tubería debe ser tal que el valor de la energía perdida por rozamiento, más la amortización del costo de la tubería instalada y mantenimiento den un valor mínimo. Sin embargo, en el presente estudio resulta sumamente difícil e inseguro tal método de cálculo ya que habría que estimar costos de materiales e instalación, intereses, costo

de mantenimientos, curvas de consumo, etc., los mismos que pueden saltar errados, obteniendo un diámetro falsamente económico. El método de cálculo empleado para obtener el diámetro de la tubería será admitiendo un porcentaje de pérdidas de la altura de caída debido a la fricción. - Para tuberías de presión se admiten pérdidas de 1 a 3 %.

Si se da una velocidad del agua en la tubería de 2.5 m/sgdo. se obtiene una sección de 0.8 m², que da un diámetro de 1.009 m. de diámetro. La velocidad es 2.55 m/sgdo.

Las pérdidas por rozamiento serán:

$$h_w = \lambda \frac{v^2}{D} \times \frac{L}{2g}$$

Siendo λ = coeficiente de rugosidad, que para tuberías de acero vale 0,024

$$h_w = 0,024 \frac{2,55^2 \times 50}{1 \times 19,62} = 0,4 \text{ m.}$$

v = velocidad, 2,55 m/sgdo.

L = Longitud de la tubería,

= 50 m.

D = diámetro de la tubería; 1 m.

g = 19,62 m/sgd².

La altura de la caída es de 35.5 m, es decir que la pérdida de altura de caída por fricción del agua en la tubería es de aproximadamente 1.0%, valor que cae dentro de los límites admisibles.

Espesor de la tubería. - Si el material con que se construye la tubería es acero para 35 Kg/mm² de carga de rotura y

23 kg/cm² de carga en el límite de elasticidad; se puede adoptar un factor de seguridad de 2.5 respecto al límite de elasticidad, es decir que se admite una carga de 8 kg/cm².

El espesor de la tubería, en cualquier punto de la misma, se determina por la fórmula:

$$e = \frac{p D}{2 \sigma K} + 1$$

Siendo: e = espesor de la tubería en mm.

p = presión estática más presión dinámica del agua

D = diámetro de la tubería en milímetros

σ = resistencia del material.

K = coeficiente de construcción y fabricación de la tubería.

Se aumenta 1 mm. de espesor para oxidación y desgaste.

Calculando el espesor de la tubería en la parte más baja de la misma, con los siguientes datos, se tiene:

Datos:-

Diámetro = 1.000 mm.

presión: 2.55 + 1.275 = 3.825 kg/cm².

σ = 8 kg/cm²

K = 0,9

Para la presión dinámica se ha tomado el 50% del valor de la presión estática, que es el porcentaje que se recomienda tomar para el caso de turbinas Francis que, como se verá más adelante, es el tipo de turbina a usarse.

Exemplando valores, se tienen:

$$e = \frac{3,625 \times 1000}{1.600 \times 0,9} + 1 = 3,84 \text{ mm}$$

Se tomará el valor de 4 mm. como espesor para toda la longitud, que es el valor mínimo recomendado en tuberías de presión, ya que éstas deben tener suficiente resistencia contra choques exteriores y mala manipulación durante el transporte y montaje.

La tubería se compondrá de tramos de 6 metros unidos por bridas.

Soportes de la tubería.— Se ha decidido instalar la tubería dejándola al aire libre, lo que permitirá un mayor control de la misma y mayor facilidad de mantenimiento.

Debido a los cambios de temperatura a los que está sometida la tubería, ésta sufre frecuentemente cambios de longitud. Para permitir estos cambios de longitud se colocan juntas de dilatación que permiten el libre movimiento de la tubería y se evita que los bloques de anclaje soporten los esfuerzos moleculares que ejercería la tubería con los cambios de longitud.

En el presente caso se colocará una junta de dilatación después del muro del tanque de presión. El cálculo de los puntos de apoyo y bloques de anclaje se hará considerando soportes independientes para cada tubería, ya que el montaje de la segunda tubería se la hará algunos años después de la primera. Sin embargo, los diseños y cálculos de los soportes serán semejantes para las dos tuberías.

Puntos de apoyo.— Serán pequeños bloques de hormigón que soporten a la tubería. La tubería se asentará sobre una plancha de hierro empotrada en el muro (Gráfico No. 47).

Los puntos de apoyo se colocarán cada 6 metros, luego de cada tramo de dos tramos de tubería.

Los esfuerzos que soportan los puntos de apoyo son: el empuje de la tubería y los esfuerzos de rozamiento al deslizarse la tubería sobre el apoyo.

El empuje vale el peso del tubo lleno en los 6 m. de longitud multiplicado por el coseno de alfa.

$$E = P \cos \alpha$$

$$\text{Peso de la tubería} = \left(\pi D_m \times e \times \gamma (\text{acero}) + \frac{\pi D_i^2}{4} \right) L$$

Reemplazando valores, se tiene:

$$P = \left(3.14 \times 1.604 \times 0.004 \times 7.8 + \frac{3.14}{4} \right) 6 = 5.3 \text{ Tn.}$$

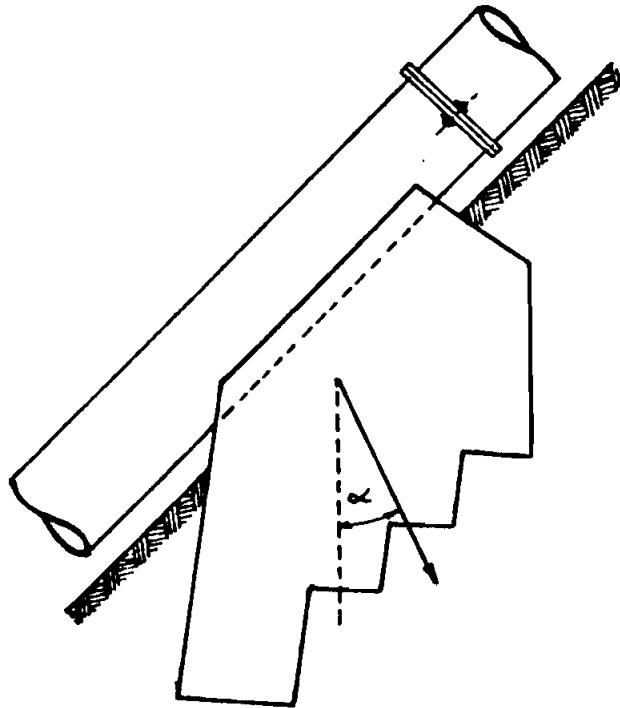
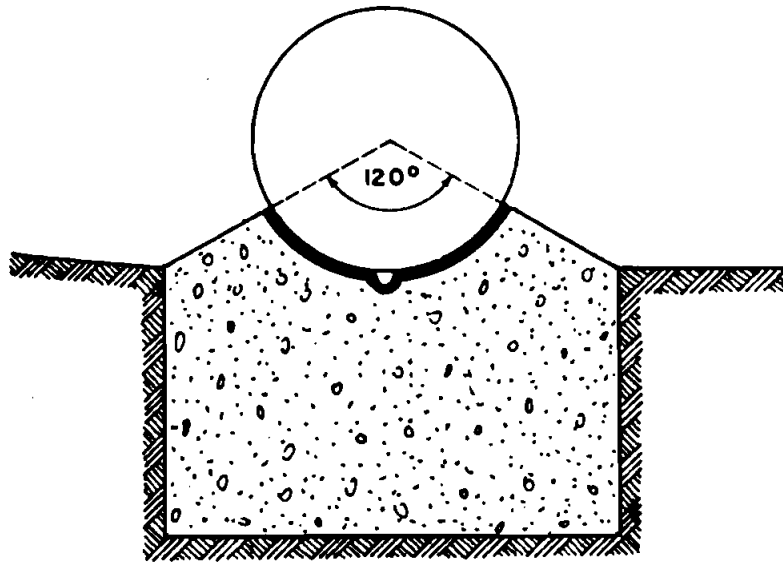
$$E = 5.3 \times \cos 35^\circ = 5.3 \times 0.82 = 4.35 \text{ m.}$$

El esfuerzo de rozamiento vale el empuje de la tubería multiplicado por el coeficiente de rozamiento y que para el caso presente vale 0.2.

$$\text{Rozamiento} = 4.35 \times 0.2 = 0.87 \text{ Tn.}$$

Cálculo del peso del muro de sostenimiento.

GRAFICO N° 47



Sección	Peso	Distancia horizontal	Distancia Vertical	Momento Hrz.	Momento vert.
1	2.77	0,5	0,7	0,85	2,75
2	1.48	0,8	0,9	1,28	1,34
3	1,11	1,2	1,05	1,33	1,15
4	1,28	0,67	1,773	0,85	2,18
5	0,44	1,2	1,58	1,53	0,74
6	0,70	1,183	1,07	0,28	0,33
Suma	7,26			5,05	8,50

Menos el espacio ocupado por la tubería.

-	1.01	0,53	1,74	- 0,53	- 1,75
Total	6,25			4,52	6,75

El centro de gravedad de la figura estará a:

$$\text{distancia horizontal} = \frac{4,52}{6,25} = 0,725 \text{ m del punto}$$

$$\text{distancia vertical} = \frac{6,75}{6,25} = 1,08 \text{ m del punto}$$

Como muestra el gráfico No. 43, el esfuerzo resultante vale 10,4 Toneladas y está aplicada a 0,575 m. del punto A, es decir dentro del tercio medio de la base.

El esfuerzo que soporta el suelo vale :

$$\sigma_A = \frac{2F}{3 \cdot b \cdot L} = \frac{2 \times 10,4}{3 \times 0,575 \times 1,4} = 8,65 \text{ Tn/m}^2 = 0,865 \text{ Kg/cm}^2$$

GRAFICO Nº 48

COMPROBACION GRAFICA
DE LA ESTABILIDAD DEL
PUNTO DE APOYO

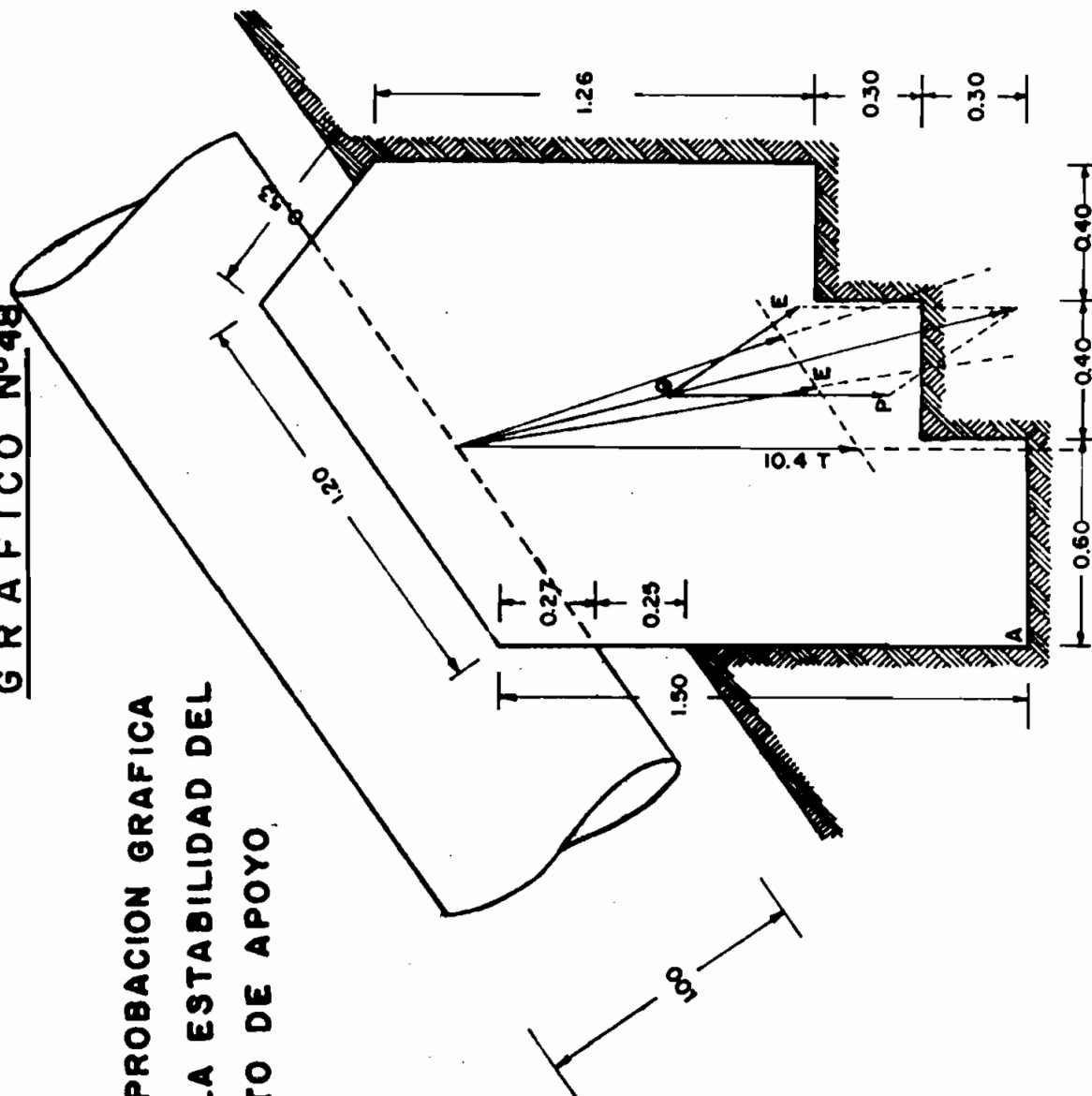
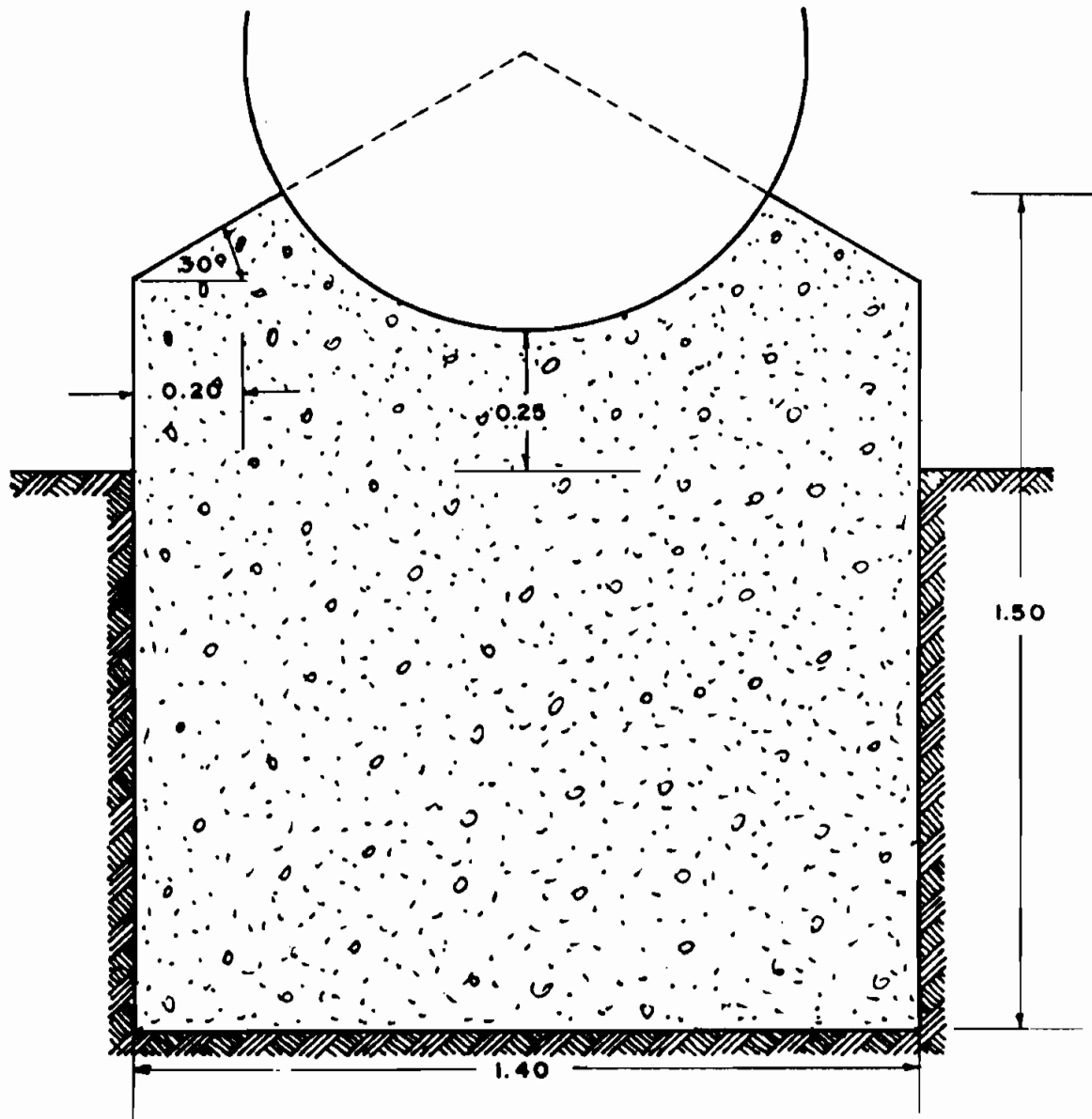


GRAFICO N° 49

PUNTO DE APOYO



Bloque de anclaje.- En la forma cómo ha sido trazada la tubería, ésta sólo necesita un bloque de anclaje que resista los esfuerzos que se tiene en el codo y que tiende a separar la tubería de su asiento.

Las fuerzas que actúan en los bloques de anclaje son muy numerosas, contándose en un número mayor a 50, sin embargo, para la determinación de las dimensiones del bloque de anclaje, solamente se consideran las cuatro principales fuerzas, que son:

- a) Presión del agua.
- b) Presión del agua en la Junta de dilatación.
- c) Componente producida por el peso de la tubería
- d) Fricción de la tubería en los apoyos.

Estos esfuerzos se producen desde arriba y abajo del bloque de anclaje intermedio; no así en el bloque de anclaje final en que los esfuerzos que normalmente actúan des abajo hacia arriba se anulan, pues se contrarrestan unos a otros en el tramo después del bloque.

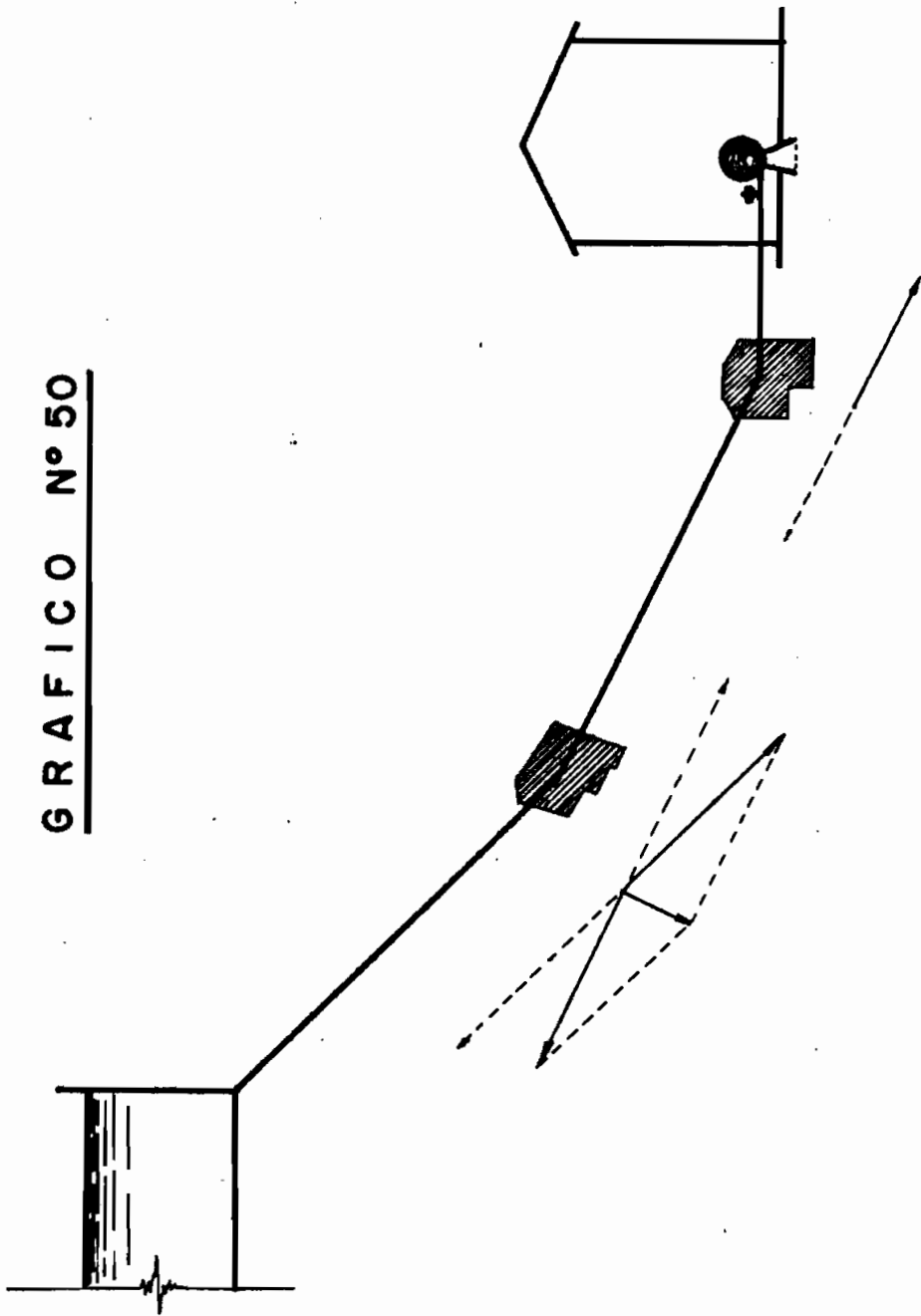
En el presente caso, el bloque de anclaje necesario es del tipo de anclaje final por lo tanto, estará sujeto a las fuerzas actuando solamente en la dirección del fluido. (Gráfico No. 50).

El valor de cada uno de los esfuerzos es:

Presión del agua (P_1).

$$P_1 = S \times H; \text{ siendo } S = \text{área}$$

GRAFICO Nº 50



H = altura estática más altura dinámica.

$$P = \frac{\pi D^2}{4} (H_e + H_d)$$

$$P = \frac{\pi (1)^2}{4} (25.5 + 12.75) = 30,8 \text{ T.}$$

Presión del agua en la Junta de dilatación (P2)

Dm. = diámetro medio de la tubería.

$$P2 = \pi D_m \times e \times H; \text{ siendo:}$$

e = espesor de la tubería.

H = altura estática más altura dinámica.

$$P2 = 3.1418 \times 1.004 \times 0.004 \times (7.24 + 3.52) = 0,138 \text{ Tn.}$$

Componente producida por el peso de la tubería (P3). El peso de la tubería debe ser considerado desde la junta de dilatación hasta el bloque de anclaje. La componente P3 en dirección del eje de la tubería es:

$$P3 = G \times r \times \sin \alpha; \text{ siendo: } G = \text{Peso de la tubería desde la junta de dilatación al bloque de anclaje.}$$

α = ángulo de inclinación.

Dm. = diámetro medio.

γ = peso específico del acero

e = espesor de la tubería.

l = longitud.

Reemplazando valores, se tiene:

$$P3 = (3.14 \times 1.004 \times 0.004 \times 7.8) 52 \times 0,872 = 1,81 \text{ Tn}$$

Fricción de la tubería en los apoyos.- La tubería de presión se extiende o contrae de acuerdo a que la temperatura aumente o disminuya.

respectivamente. Al deslizarse la tubería en los apoyos se produce una fricción que se opone al deslizamiento, dando origen a la fuerza P_4 .

$$P_4 = \mu \theta \times \cos \alpha ; \text{ siendo } \mu = \text{coeficiente de fricción.}$$

θ = peso de la tubería lisa. Se toma des-

$$\theta = \left(\pi D_m \times s \times \gamma + \frac{\pi D^2}{4} \right) l \quad \text{de la junta de expansión hasta el bloque de anclaje. Los demás símbolos, iguales que en cálculos anteriores.}$$

Reemplazando valores, se tiene:

$$P_4 = (3.14 \times 1.004 \times 0.004 \times 7.8 + \frac{3.14}{4}) 82 \times 0.82 \times 0.2 = 4.84 \text{ Tn.}$$

La suma de todas las fuerzas que actúan sobre el bloque vale:

$$P_0 = P_1 + P_2 + P_3 + P_4$$

$$P_0 = 50.6 + 0.158 + 1.161 + 4.84 = 57.189 \text{ Tn.}$$

Cálculo del peso del bloque de anclaje.

Sección	Peso	Distancia (A)	Momento.
1	2.77	3.80	10.78
2	6.78	4.655	27.19
3	7.51	3.285	24.65
4	23.10	2.25	52.00
5	3.50	1.00	3.50
6	18.80	0.75	12.40

Descontando los dos tramos de la tubería.

7	-	1.57	3.32	5.22
8	-	1.93	1.25	2.45
		<hr/>		<hr/>
Suma		56.38		122.51

El punto de aplicación de la resultante será

$$d = \frac{122.51}{56.38} = 2.17 \text{ m.}$$

Como muestra el gráfico No. 51 el esfuerzo resultante vale 77,5 toneladas y está aplicado a 1.63 m. del punto A, es decir dentro del tercio medio de la base.

El esfuerzo que soporta el suelo valer

$$\sigma_a = \frac{3H}{S h} = \frac{155}{10.68} = 15,8 \text{ T/m}^2$$

$\sigma_a = 1,55 \text{ Kg/cm}^2$, que es un valor admisible.

La tubería entra a la casa de máquinas formando dos ángulos de 45°, ya que se ha previsto la ubicación de la casa de máquinas en forma paralela a la dirección de las tuberías, con el objeto de que ésta no sufra el ataque directo de las aguas, en caso suceda algún caso en las tuberías o tanques de presión (Gráfico No. 53).

Cada tubería tendrá una reducción que disminuya la sección de la tubería al diámetro de la oruga de la turbina. La reducción irá antes de la válvula de admisión del agua a la turbina.

GRAFICO N°51

COMPROBACION GRAFICA DE LA ESTABILIDAD DEL

BLOQUE DE ANCLAJE FINAL

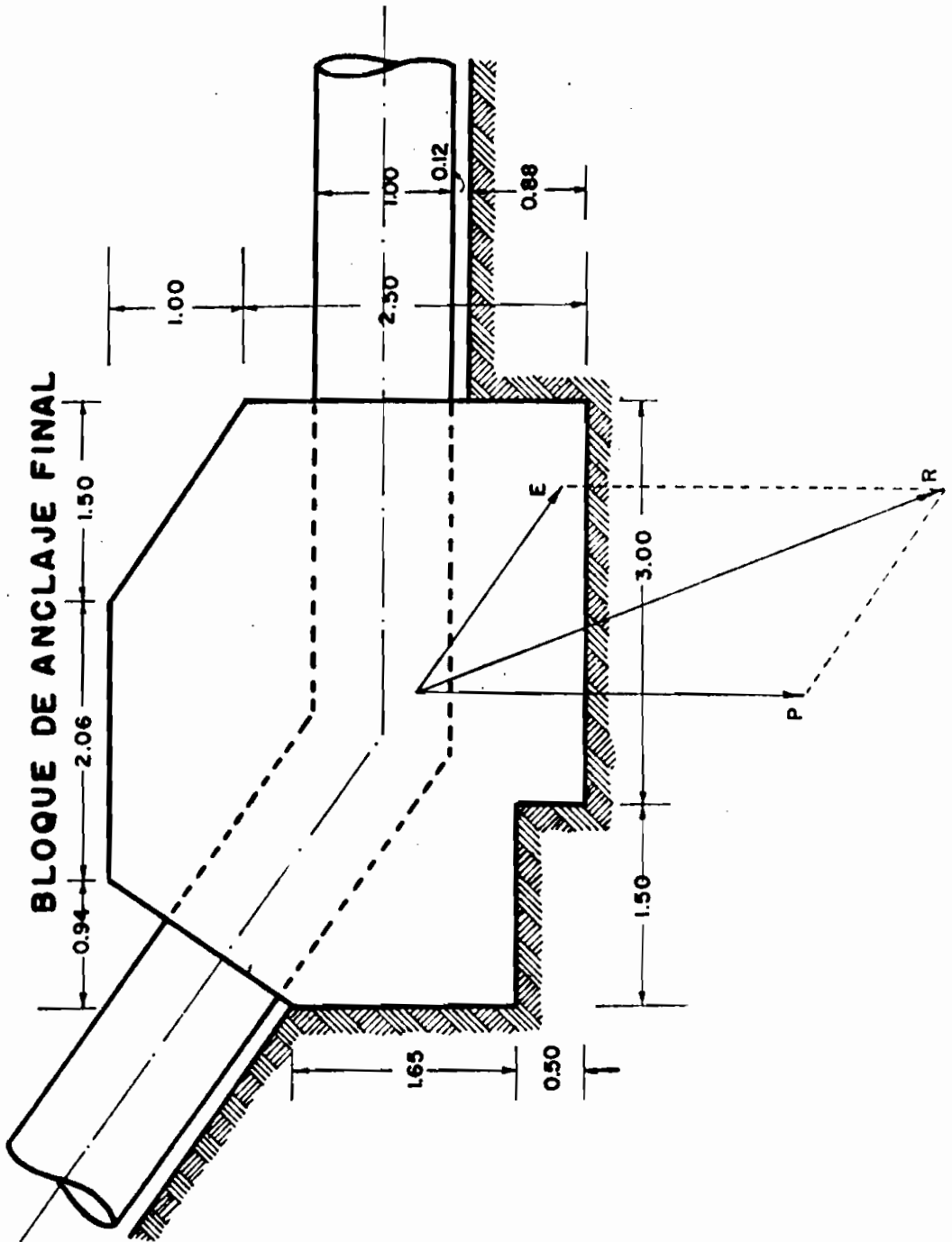


GRAFICO N° 53

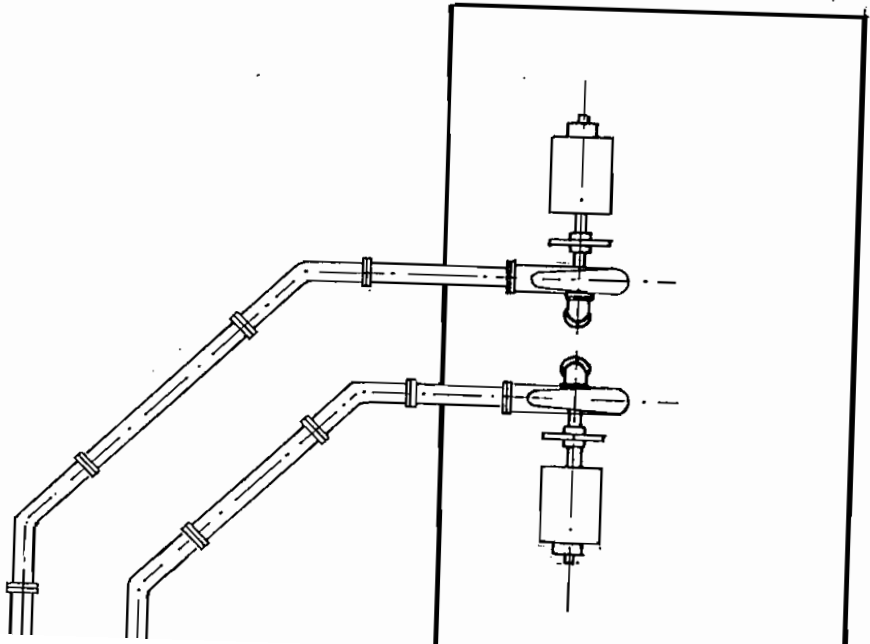
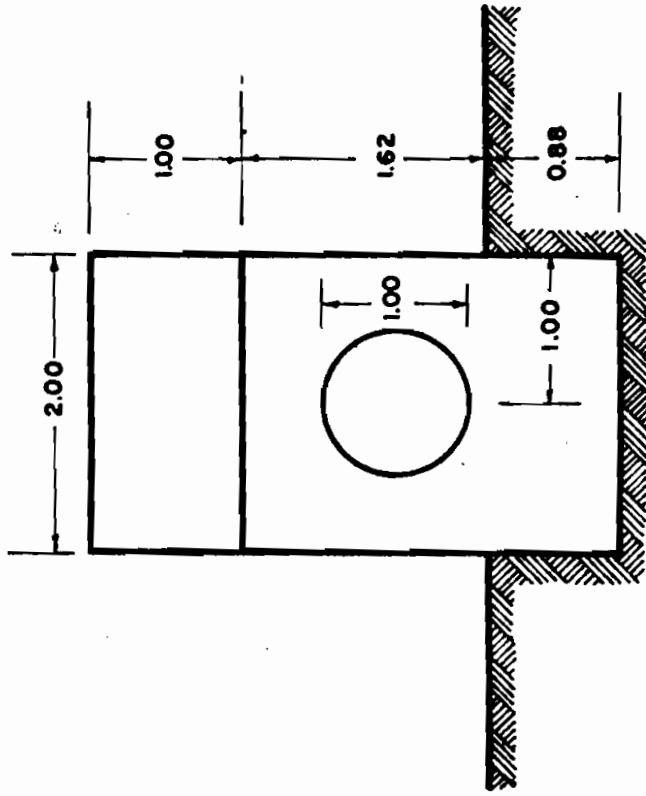


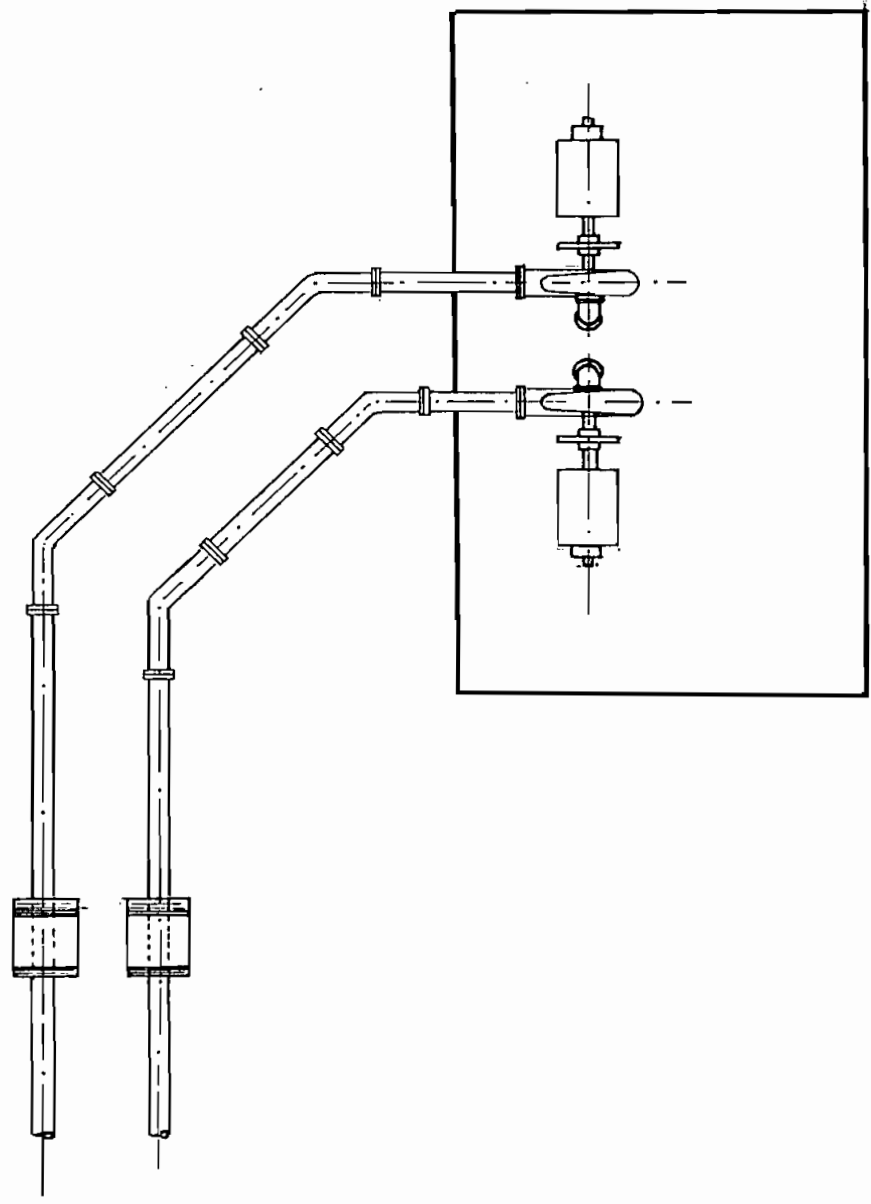
GRAFICO N° 52

MURO DE ANCLAJE FINAL



VISTA FRONTAL

GRAFICO N° 53



El diámetro de la carcasa de la turbina debe ser aproximadamente, el que corresponde a una sección que resulte para una velocidad del agua de:

$$v = 0,2 \sqrt{2 g h} \quad \text{Es decir:}$$

$$v = 0,2 \sqrt{19,62 \times 25} = 4,43 \text{ m/sdo.}$$

La sección correspondiente será:

$$S = \frac{Q^2}{v} = \frac{2}{4,43} = 0,452 \text{ m}^2$$

El diámetro de la carcasa y de la reducción de la tubería será a:

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot S}{\pi}} = \frac{\sqrt{4 \times 0,452}}{3,1416} = 0,76 \text{ m}$$

Las válvulas a usarse serán del tipo de compuerta, que son las de manejo más sencillo y más económicas. Para facilitar la apertura de la compuerta, cuando las presiones antes y después de la válvula son diferentes, se coloca un tubo, de menor diámetro que el principal, de comunicación (by-pass) que controla por una llave, el paso del agua del lado de aguas arriba al lado de aguas abajo, equilibrando las presiones a los dos lados de la llave de compuerta.

Pérdidas de altura en la tubería.--

Pérdida de altura debido al rozamiento:

Se calcula la longitud de la tubería, la misma que resulte:

Altura entre el condensado de la tubería y el bloque final

$$= 25.5 - 4.24 = 20.26 \text{ m}$$

El ángulo es de 35° , por lo tanto la longitud será:

$$l = \frac{21.26}{\text{sen } 35^\circ} = 37 \text{ m.}$$

La longitud entre el bloque final y la turbina, se la estima en 10 m. -

Se puede poner una longitud aproximada de 50 m, con lo que se tiene una pérdida de altura de:

$$h_1 = K_1 \frac{v^2}{D} \times \frac{L}{2g} = 0.024 \frac{2.56^2 \times 50}{1 \times 19.62} = 0.4 \text{ m.}$$

Donde:

h_1 = pérdida de altura

K_1 = coeficiente de rozamiento para tuberías de acero.

v = velocidad en la tubería

D = diámetro de la tubería

L = longitud de la tubería

g = valor de la aceleración de la gravedad

Pérdida de carga en la entrada de la tubería.

$$h_2 = K_2 \frac{v^2}{2g} ; \text{ donde: } h_2 = \text{Pérdida de carga.}$$

K_2 = Coeficiente que depende de la forma de entrada a la tubería.

v = velocidad media del agua.

g = gravedad.

$$h_2 = 0.04 \times \frac{2.56^2}{19.62} = 0.008 \text{ m}$$

Pérdida de carga debido a los codos.

En el ángulo vertical (bloque de anclaje.-) 35°.

$$H3 = K3 \frac{V^2}{2g}, \text{ donde: } h3 = \text{pérdida de carga en el codo.}$$

V = velocidad del agua en la tubería.

K3 = Coeficiente que depende del radio de curvatura y el diámetro de la tubería.

$$H3 = 0,20 \frac{2,56^2}{19,62} = 0,067 \text{ m.}$$

En los ángulos horizontales de 45° se tiene:

$$H3 = 0,18 \times \frac{2,56^2}{19,62} = 0,06$$

$$2 H^3 = 0,06 \times 2 = 0,12 \text{ m.}$$

Pérdidas de carga debidas a la reducción de sección de la tubería.

$$H4 = K4 \frac{V_1^2 - V_2^2}{2g} \quad h4 = \text{pérdida de carga}$$

V1 = velocidad en la sección menor.

V2 = velocidad en la sección mayor.

K4 = coeficiente que depende del ángulo de inclinación de la tubería.

$$h4 = 0,04 \frac{4,43^2 - 2,56^2}{2g} = 0,026 \text{ m}$$

Pérdidas de carga en la válvula de compuerta.

$$H5 = K5 \frac{V^2}{2g} \quad h5 = \text{pérdida de carga.}$$

V = velocidad del agua

K5 = coeficiente.

$$H_5 = 0,1 \frac{4,43^2}{2g} = 0,1$$

La pérdida de carga total desde el tanque de presión hasta la carcasa de la turbina será:

$$H_p = H_1 + H_2 + h_3 + h_4 + h_5 = 0,4 + 0,008 + (0,067 + 0,12) + 0,026$$

$$+ 0,1 = 0,721 \text{ m} \approx 0,72 \text{ m}$$

Características generales de turbinas, generadores y línea de transmisión.-

Turbinas.- El diseño de las turbinas para una central hidroeléctrica, es un trabajo de especialización y son, generalmente, las casas constructoras o instaladoras de turbinas quienes determinan el diseño, tipo, dimensiones, materiales y protecciones de la turbina. Sin embargo, en el presente estudio se darán las características generales de las turbinas a usarse; las mismas que pueden tener pequeñas variaciones en relación a las que tengan las diseñadas y propuestas por las casas constructoras.

Debido, especialmente, al aspecto económico, se ha previsto el funcionamiento de una turbina por cada tubería, ya que, si se diera más de una, se encarecería en un alto porcentaje el valor de los grupos, así como las protecciones, aparatos de control, etc. Es decir, que en el presente estudio se consideran dos turbinas de características iguales.

Tipo de turbina.- Se calculará la velocidad específica de la turbina, para determinar el tipo de turbina a usarse.-

La altura de la caída, restadas las pérdidas da:

$$25,5 - 0,72 = \underline{24,78 \text{ m.}}$$

Altura de succión 3,22 m.

$$\text{Altura de la caída neta} = 24,78 + 3,22 = \underline{28 \text{ m.}}$$

Dando a la turbina una velocidad de 900 revoluciones por minuto, se tiene que la velocidad específica.

$$Ns = N_1 \frac{\sqrt{Q_1}}{100} \quad ; \text{ siendo: } nS = \text{velocidad específica}$$

$$n_1 = \frac{RPM}{\sqrt{H}}$$

$$N_1 = \frac{900}{\sqrt{28}} = 170$$

$Q_1 =$ caudal en litros/ sobre la raíz cuadrada de H.

$$Q_1 = \frac{2000}{\sqrt{28}} = 378$$

$$Q_1 = \frac{Q}{\sqrt{H}}$$

$Ns = \frac{170}{10} \frac{378}{\sqrt{28}} = 350$; que corresponde al tipo de turbina Francis rápida.

Chequeando la altura de succión, se tiene:

$$H_s = B - \sigma H^n \quad ; \text{ valiendo } B = (10 - 0,0012 H.)$$

$H_s =$ altura de succión.-

siendo: $\sigma =$ factor de construcción y de material.

$h_n =$ altura neta.

$B =$ columna de agua que de la presión atmosférica con relación a la altura del lugar.

$H =$ altitud del sitio sobre el nivel del mar.

Reemplazando valores, se tiene :

$$B = (10 - 0,0012 \times 650) = 9,243$$

$$\sigma \text{ para } 350 \text{ de velocidad específica} = 0,216 .$$

Reemplazando valores, se tiene.

$$H_3 = E - G_{bn} = 9.24 - 0.218 \times 28 = 8.22 \text{ m.}$$

Potencia de las turbinas.-

La fórmula siguiente, permite obtener la potencia de las turbinas en caballos de fuerza (europeos).

$$N = \frac{Q \times H \times \eta}{75}; \text{ en donde:}$$

H = altura neta en metros

Q = Caudal en litros/sgdo.

η = eficiencia de la turbina.

Reemplazando valores se o tiene:

$$N = \frac{2.000 \times 28 \times 0,83}{75} = 657 \text{ HP.}$$

75.

En resumen, las turbinas seleccionadas son del tipo Francis (rápida), debido a la velocidad específica resultante para las condiciones de caída, caudal y número de revoluciones propuesto.

La instalación de las turbinas serán de eje horizontal, que es la práctica acostumbrada para turbinas de una potencia como la obtenida. Además, las turbinas de eje horizontal, no requieren de adecuaciones especiales y caras, que requerirían si se instalaran con el eje vertical.

La potencia de cada turbina alcanza a 657 HP (caballos de fuerza).

La velocidad escogida es de 900 RPM, que es una velocidad media conveniente para tener precios razonables de los grupos.

Para evitar el fenómeno de cavitación se ha establecido que la altura de succión será de 3,22 m.

Las turbinas serán accionadas por reguladores hidráulicos a presión de aceite, debiéndose disponer de todos los dispositivos de control y seguridad.

Generadores.- Los generadores se acoplarán directamente a las turbinas.

La potencia de cada uno de los generadores será:

$$N_G = N_t \times \eta_g \times 0,736$$

$$N_G = 657 \times 0,93 \times 0,736 = 450 \text{ KW}$$

En donde:

N_g = Potencia del generador.

N_t = Potencia de la turbina.

η_g = Eficiencia del generador.

0,736 = relación entre H.P. y

K.W.

Si se considera la longitud de las líneas de transmisión y el desarrollo de industrias en la zona a la cual dará servicio la planta hidroeléctrica, se puede establecer que se tendrá una carga reactiva importante, por lo que se ha adoptado un factor de potencia de 0,8 para los generadores, que da una capacidad de cada uno de los generadores de 563 KVA.

Los generadores serán trifásicos, de 900 RPM, lo que para 60 ciclos por segundo da 4 pares de polos .

Tensión de generación.- Por cuanto la Central Hidroeléctrica del río Misagualá se encuentra cerca de Archidona (500 m) y siendo esta población una de las que utilizará la energía generada en la central, resulta conveniente dar a los generadores una tensión de 2400 V, voltaje que sería utilizado en las líneas primarias de la red de distribución de Archidona. Ello trae, por consiguiente, una disminución del costo del equipo de elevación de voltaje para las líneas de transmisión, ya que la capacidad en transformadores de elevación será menor, pues se disminuye la carga que tendría Archidona. Además, se puede considerar dicha tensión como conveniente para tener precios razonables de los generadores. Hay que indicar, también, que el costo de los transformadores de elevación serán de un precio menor que si se generara a baja tensión ya que la relación de tensiones es menor para el caso de generar a 2400 V.

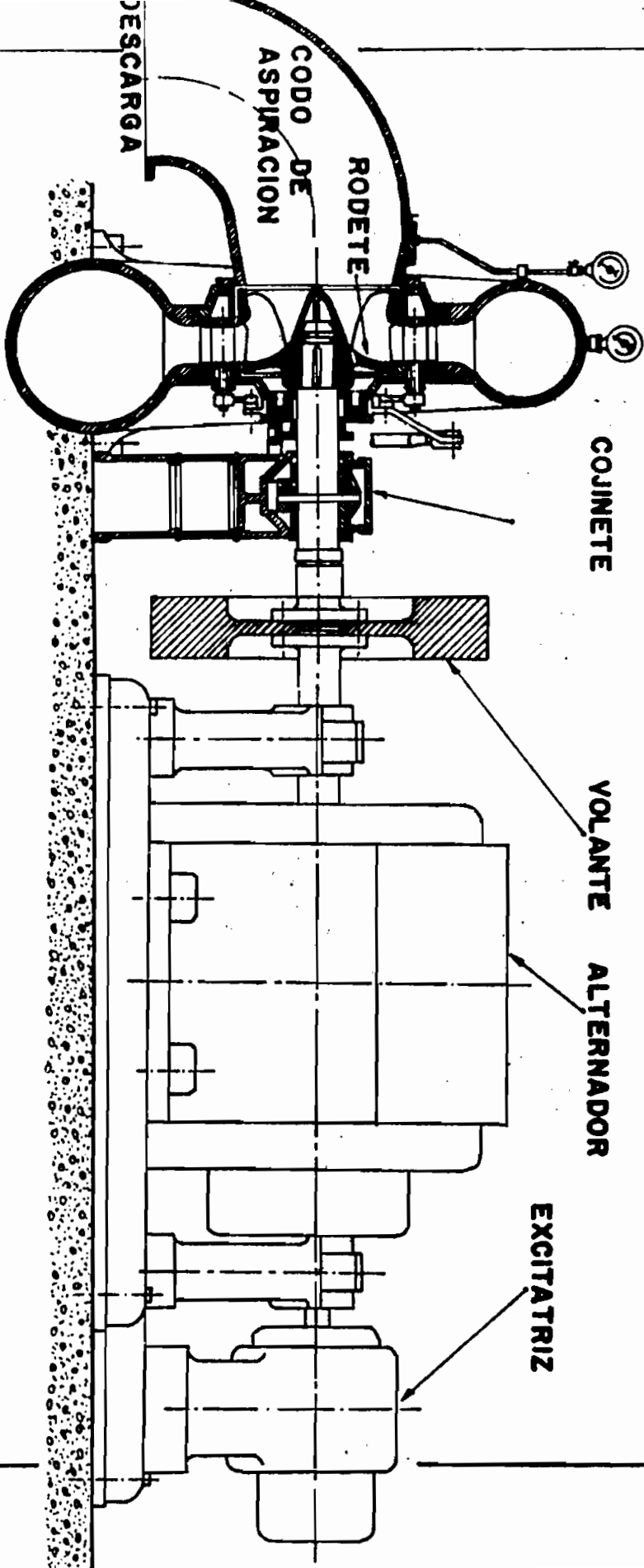
Las excitatrices serán de capacidad suficiente para suministrar la corriente requerida en los campos de los generadores.

Los generadores deberán disponer de todos los dispositivos normales de control y seguridad. (Gráfico No. 54)

Línea de Transmisión.-

La línea de Transmisión será dimensionada para transmitir la potencia de la planta, restado lo necesario para Archidona, que será servido a la tensión de generación, es decir que, la po-

GRAFICO N° 54



tencia a transmitirse será:

Potencia de la planta	900 Kw.
Potencia necesaria para Archidona	<u>250 "</u>
	650 K.W.

Las distancias de las líneas de transmisión son las siguientes:

Planta a Tena	11 Km.
Tena a Napo	7 Km.

De los 900 KW que se obtendrá de la planta, corresponderá cada una de las poblaciones la siguiente potencia:

Tena	600 Kw
Archidona	250 "
Puerto Napo	50 "

Calculando la línea de transmisión a una tensión de 13,8 Kv. trifásico; admitiendo una pérdida de potencia menor al 8%, lo que se considera como normal en líneas de transmisión, se calcula la sección del conductor a utilizarse.

Pérdida de potencia es igual a:

$$P_p = \frac{8 \times 650}{100} = 52. \text{ KW}$$

Si se usa conductor de cobre No. 4 AWG en el tramo de la planta a Tena, se obtiene una pérdida de potencia de:

$$P_p = 3 R I^2, \text{ siendo:}$$

R = Resistencia de la línea

I = Intensidad de corriente por fase.

$$R = 0,863 \Omega/\text{km.}$$

$$R = 0,863 \times 11 = 9,493 \Omega$$

$$I = \frac{P}{V \sqrt{3} E \cos \phi} = \frac{650}{173 \times 13,8 \times 0,8} = 34 \text{ A}$$

$$P_p = 3 \times 9,493 \times 34^2 = 32,922 \text{ W}$$

Para el tramo de Tena a Puerto Napo usando conductor de cobre número 6 A.M.E., se obtiene una pérdida de potencia de:

$$P_p = 3 R I^2$$

$$R = 1,374 \Omega/\text{km.}$$

$$R I^2 = 1,374 \times 7 = 9,618 \Omega$$

$$I = \frac{50}{1,75 \times 13,8 \times 0,8} = 2,82 \text{ A}$$

$$1,75 \times 13,8 \times 0,8$$

$$P_p = 3 \times 9,618 \times 2,82 = 75,6 \text{ W}$$

La pérdida de potencia total será:

Tramo de la Planta a Tena - 32.922 W

Tramo de Tena a Puerto Napo - 76

$$32,998 = 33. \text{ KW.}$$

Esta pérdida de potencia representa el 5,06 %.

Cálculo de la flecha.

$$f = \frac{a^2 p}{8 T S} \quad , \text{ siendo}$$

f = flecha en metros.

P = peso del conductor Kg/ms.

a = longitud del vano en m.

Flecha de montaje 0,86 kg/mm²

Flecha mínima 0,51 "

Distancia entre conductores.-

Según la fórmula: $d = 0,75 \sqrt{V f} + \frac{Kv}{150}$

donde: d = distancia entre conductores en m.

f = flecha máxima.

kV = voltaje de transmisión.

Reemplazando valores se obtiene.

$$d = 0,75 \sqrt{0,9} + \frac{13,8}{150} = 0,8 \text{ m} \approx 2' 8''$$

Cálculo de la caída de tensión en la línea de transmisión.

Caída de tensión es igual a:

$$\Delta V = \sqrt{3} I Z ; \text{ en donde}$$

ΔV = caída de tensión, en voltios.

I = intensidad de corriente por fase, en amperios.

Z = impedancia de la línea en (ohmios).

La caída de tensión en el tramo de la planta Tena, se calcula la intensidad de corriente y la impedancia:

$$I = \frac{P}{\sqrt{3} E \cos \varphi} = \frac{650.000}{1,73 \times 13.800 \times 0,8} = 34,04 \text{ Amp.}$$

$$Z = (R \cos \alpha + x \sin \alpha) l.$$

$$R = 1,388 \Omega/\text{milla.}$$

$$x = x_a + x_d.$$

$$x_a = 0,599 \Omega/\text{milla}$$

$$x_d = \frac{0,119}{0,718}$$

$$0,718$$

Reemplazando valores se tiene:

$$Z = (1,388 \times 0,8 + 0,718 \times 0,6) = 1,54 \Omega/\text{milla}$$

$$Z = 0,957 \Omega/\text{km.}$$

$$Z = 0,957 \times 11 = 10,528 \Omega$$

$$\Delta V = \sqrt{3} \times 34,04 \quad 10,528 = 620 \text{ V.}$$

$$\Delta V = \frac{620 \times 100}{13.800} = 4.49 \%$$

La caída de tensión en el tramo Tena-Archidona, la caída de tensión será:

$$I = \frac{50.000}{1,78 \times 13.800 \times 0,8} = 2,62 \text{ A}$$

$$R = 2,21 \Omega/\text{milla}$$

$$x = 0,628 + 0,119 = 0,747 \Omega/\text{Milla.}$$

$$z/\text{milla} = 2,21 \times 0,8 + 0,747 \times 0,6 = 2,216 \Omega$$

$$Z/\text{km} = 1,38 \Omega \quad Z = 1,38 \times 7 = 9,7 \Omega$$

$$\Delta V = 1,73 \times 9,7 \times 2,62 = 44 \text{ voltios}$$

La caída de tensión total será:

$$\Delta V = 620 + 44 = 664$$

$$\Delta V\% = \frac{664 \times 100}{13.800} = 4,81 \%$$

El porcentaje de caída de tensión obtenido cae dentro de los límites admisibles. -

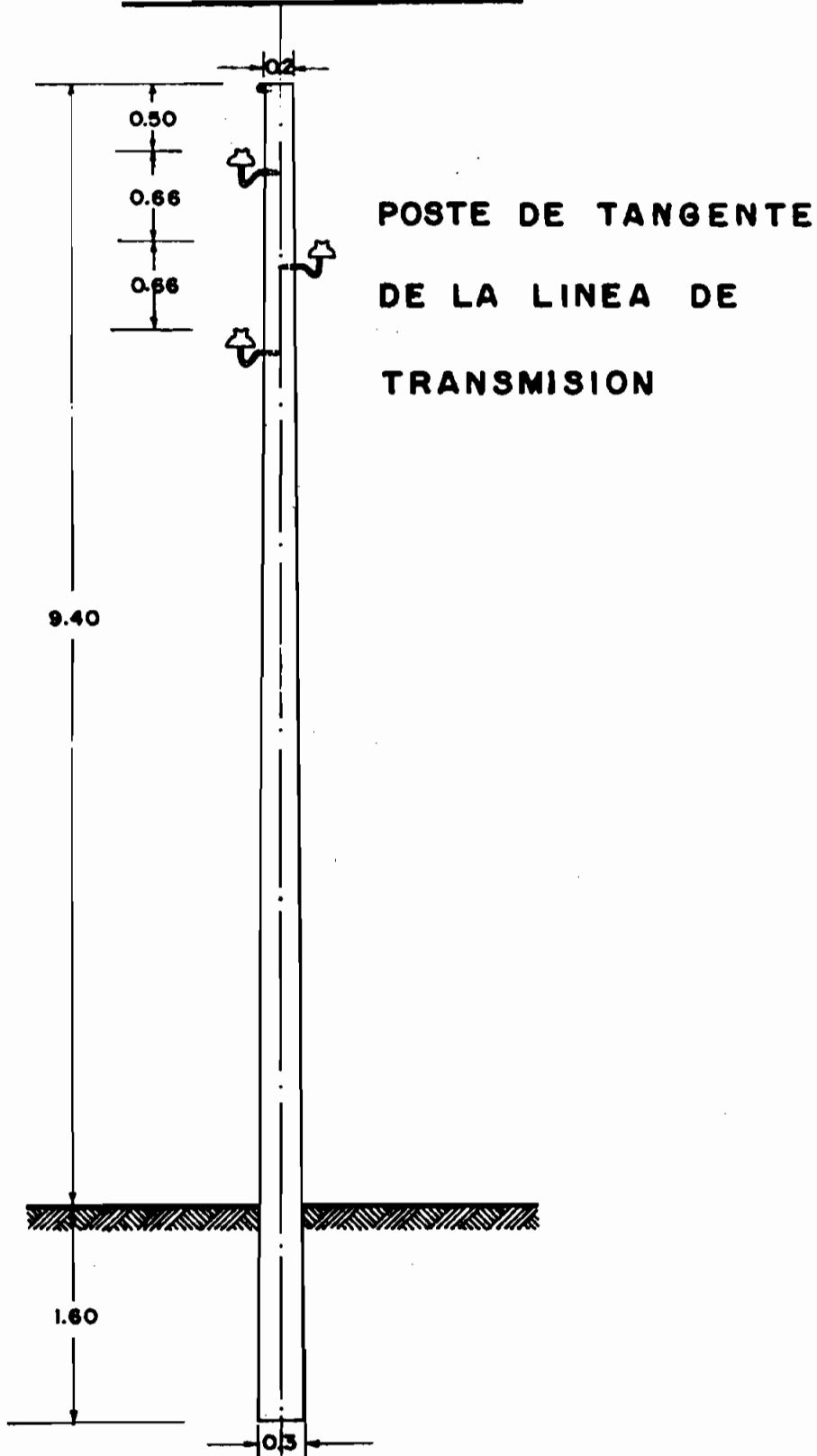
Aunque una línea de transmisión con conductores de cobre resulta, generalmente, más cara que si fuera en aluminio o aluminio acero, se ha calculado en cobre debido a que el montaje es más fácil en comparación a las de aluminio, pues para estas últimas se requiere de personal especializado en el montaje de este tipo de líneas, lo que elevaría el costo de la línea en un alto porcentaje, especialmente tratándose de una línea de pequeña longitud como la que se requiere. En todo caso, para el cálculo definitivo de la línea se debería hacer la comparación para ver cuál tipo de conductor es el que más conviene. Aunque no se han considerado consumidores a lo largo de las líneas, se ha previsto un hilo neutro que puede servir de hilo de guardia, con lo que se conseguiría el poder servir fincas a lo largo de las líneas a un voltaje de fase y neutro, es decir a 8.000 voltios. El hilo neutro sería de hierro galvanizado de 1/4" de ϕ conectado a tierra en trechos de 2 a 3 postes.

Para que resulte más económico, se hará la línea de transmisión, en postes de madera que debe ser conseguido en la zona, donde existen

varias maderas de buena calidad.

Con el objeto de facilitar el montaje y de abaratar el costo de la línea se usarán aisladores tipo alfiler con pernos curvos, lo que evitaría el uso de crucetas. El diseño de un poste de sostén se presenta en dibujo correspondiente.

GRAFICO N° 55



C A P I T U L O I V

COSTO APROXIMADO DE LA CENTRAL HIDROELECTRICA DEL RIO MISAGUALLE

Para el cálculo del costo aproximado de la central hidroeléctrica del río Misaguallí, así como de las demás instalaciones necesarias para llevar el servicio a las poblaciones de Tena, Archidona y Pto. Napo se han considerado una serie de condiciones propias de la zona, que influyen en los costos aplicables en otras regiones o zonas del País. Se ha preferido utilizar como base, los costos que se han obtenido en las poquísimas instalaciones eléctricas que tiene nuestro Oriente.

Se debe anotar que, en la generalidad de los casos, se ha preferido admitir un exceso, tanto en los precios como en las cantidades, que determine, en todo caso, un costo mayor al que, posiblemente, resulte en la realidad.

1.- Costos de las Obras hidráulicas

1.1.- Azud y Docatoma.-

Renglón Número	Descripción	Cantidad estimada y u- nidad.	Precio U- nitario \$/	Total
1.-	Excavación y desalojo	390 m ³	50	19.500
2.-	Hormigón ciclópico	447 m ³	360	160.920
3.-	Hormigón armado	16 m ³	1.500	24.000
4.-	Enlucido de paredes y piso macillado.	420 m ²	12	5.040
5.-	Compuerta de creciente, re- jillas, sistema de drenajes			25.000
		Suma: .	\$/	<u>234.460</u>

1.2.- Descripiador.-

6.-	Excavación y desalojo	260 m ³	16	4.160
7.-	Mampostería de piedra	105 m ³	250	26.250
8.-	Enlucido (macillado)	235 m ²	12	2.220
9.-	Compuerta de deslizamiento vertical, de operación manual, con mecanismo de cremallera y piñón, incluyendo marco metálico de guía y soporte	1	10.000	10.000

1.3.- Canal de descarga.-

	Suman:	8/		<u>42.630</u>
10.	Excavación y desalojo	393 m ³	16	6.300
11.	Mampostería de piedra	98 m ³	250	24.500
12.	Enlucido (macillado)	413 m ²	12	<u>4.960</u>
	Suman:	8/		<u>35.760</u>

1.4- Desarenador.

(Canal auxiliar, aliviadero de excesos, transición, compuertas, sistema de drenaje.)

13.	Excavación y desalojo	4.420 m ³	16	70.720
14.	Hormigón ciclópeo	1.214 m ³	360	437.040
15.	Enlucido (macillado)	2.540 m ²	12	30.480
16.	Compuertas de admisión al canal auxiliar, de cierre al final del canal auxiliar y de limpia; sistema de drenaje..			<u>40.000</u>
	Suman:	8/		<u>578.240</u>

1.5.- Canal de descarga del decarador.-

17. Excavación y desalojo	520 m3	16	8.320
18. Mampostería de piedra	94 m3	250	23.500
19. Enlucido (macillado)	370 m2	12	4.440
	Suman	\$/	<u>36.260</u>

1.6.- Canal de aducción.

(Canal abierto)

20.- Excavación y desalojo	3.680 m3	20	73.600
21.- Desbanque y desalojo	240 m3	10	2.400
22.- Hormigón simple.	310 m3	400	124.000
23.- Enlucido (macillado)	2.060 m2	12	24.720
24.- Compuertas de limpia, de deslizamientos vertical, operación mensual, con mecanismo de cremallera, con marco metálico de guía y sostén	2	<u>10.000</u>	<u>20.000</u>
	Suman	\$/	<u>244.720</u>

1.8.- Canal en Túnel.-

25.- Excavación y desalojo	3.370 m3	40	134.800
26.- Hormigón simple	810 m3	450	364.500
27.- Enlucido (macillado)	3.480 m2	12	41.760
	Suman	\$/	<u>541.060</u>

1.9.- Canales de excesos del canal.

28.- Excavación y desalojo	1.060 m3	16	1.680
29.- Mampostería de piedra	140 m3	250	35.000
30.- Enlucido (masillado)	560 m2	12	<u>6.720</u>
	Sumas:	3/	<u>58.520</u>

1.10.- Tanque de Presión

31.- Excavación y desalojo	2.130 m3	16	34.080
32.- Hormigón ciclópeo	815 m3	360	293.400
33.- Enlucido (masillado)	546 m2	12	6.562
34.- Rejillas de platinas de hierro	3 Tn 10000		30.000
35.- Compuertas de deslizamiento vertical, de operación manual, para la estruc- tura de entrada a la Tubería de pre- sión, con mecanismo de cremallera , con marcos metálicos de guía y so- porte.	2	12000	24.000
36.- Compuertas de admisión al tanque de presión y de limpia, de deslizamien- to vertical, mecanismo manual, con mecanismo de cremallera, con marcos metálicos de guía y soporte. Sistema de drenaje			30.000

Sumas: 3/ 418.032

1.11.- Canal de Excesos del Tanque
de Presión

37.- Excavación y desalojo	1048 m3	16	18.768
38.- Mampostería de piedra	75 m3	250	18.750
39.- Enlucido (masillado)	560 m2	12	6.720
	Suman:	q/	<u>42.238</u>

1.12.- Tubería de Presión.-

40.- Excavación y desalojo	1040 m3	12	12.480
41.- Hormigón simple	46 m3	400	18.400
42.- Tubería de acero	5 Tn	8500	42.500
43.- Pavimento de canto rodado para la vía de la tubería	210 m2	80	16.800
	Suman:	q/	<u>90.180</u>

1.13.- Pozos y canal de descarga

44.- Valor estimado.-			180.000
-----------------------	--	--	---------

1.14.- Expropiaciones.-

45.- Hectáreas de terreno	8 hect.	<u>1000</u>	<u>8.000</u>
		Sub-total obras hi- dráulicas 2*	510.100

2- Costo de la Casa de Máquinas

Como no se conocen las especificaciones exactas de las maquinarias, ta-
bleros, servicios, etc., no se puede calcular exactamente las dimensio-

nes de la casa de máquinas. Sin embargo, se ha estimado que será suficiente una casa de máquinas de 12 x 8 m, lo que da una superficie de 96 m². Se estima como buen precio, para casa de máquinas, a \$/ 5000 el m², lo que dará un valor de:

$$96 \times 5000 = \underline{\$ 480.000}$$

3 - Costo de la maquinaria hidroeléctrica, Tableros de control y protecciones.-

Para el precio de la maquinaria hidroeléctrica, así como también de los tableros de control y protecciones, se pidieron precios a las casas comerciales de esta localidad, para lo que se dió los datos necesarios para el cálculo. Los precios que dieron, incluyendo transporte e instalación, fueron menores que \$/ 2.200 el KW, sin embargo, se considera este valor para el cálculo de costo.

El valor de la maquinaria y tableros será:

$$900 \times 2.200 = \underline{\$ 1'980.000}$$

4.- Costo de los transformadores de elevación.-

Igual que en el caso de la maquinaria, se pidió precios a las casas comerciales de esta ciudad, habiéndose obtenido que para transformadores trifásicos de la potencia requerida, de 2,4 a 13,8 Kv. el precio por KVA

no alcanza a \$/ 250,00 incluyendo las protecciones del transformador, su transporte y montaje. Considerando a \$/250 el KVA, se obtiene el siguiente valor para el transformador de elevación.

$$750 \times 250 = \$/ \underline{187.500}$$

5.- Costo del camino de acceso.

Para el caso presente, en que la carretera que se debe construir es solamente entre la becatoma y la casa de máquinas, con un recorrido de aproximadamente 1300 m. y considerando que su recorrido se hará por terrenos de pequeña pendiente y de buena calidad, se puede estimar en \$/ 100.000 el Km. de carretera de doble vía, empedrada, es decir que el costo del camino será:

$$1.3 \times 100.000 = \$/ \underline{130.000}$$

Como se indicó al comienzo, existe carretera hasta el sitio mismo donde se construirá la casa de máquinas.

6.- Costo de la línea de transmisión a Tena y Puerto Napo.

Para el cálculo del costo de la línea de transmisión a Tena y Puerto Napo, se hará una lista de materiales aproximadamente.

Renglón Número	D e s c r i p c i ó n	Cantidad estimada y unidad	Precio Unita- rio ¢/	T O T A L
1.-	Conductor cableado, desnudo, de cobre, No. 4 AWG	34.000 m	6	204.000
2.-	Conductor cableado, desnudo, de cobre, No. 6 SWG	22.000	3,5	77.000
3.-	Cable de hierro galvanizado, de 1/4" de ϕ	20.000	3	60.000
4.-	Postes de madera incorruptible, contados en periodo de sabia ba- ja, de 11 m. de longitud y de diá- metros mínimos de 30 y 20 cms. en la base y punta respectivamente	240	200	48.000
5.-	Aisladores de porcelana, tipo aifi- ler, para 15 KV	660	70	42.600
6.-	Aisladores de porcelana, tipo cam- pana (de suspensión) de 10' de ϕ	200	70	14.000
7.-	Pernos curvos, de hierro galvani- zado en caliente, de 3/4" de ϕ y de 1" de ϕ en la cabeza del perno	660	50	33.000
8.-	Pernos de hierro galvanizado en caliente de 5/8" de ϕ , por 14" de longitud	80	50	4.000

9.-	Accesorios, como tensores, bornes de empalme, tuercas, tuercas de ojo, arandelas, cables de amarre, etc.	<u>50.000</u>
	Suman	538.200
	Montaje de la línea (15%)	80.430
		<hr/>
	Subtotal 2/	618.630

Hay que indicar que los precios son aproximados, al igual que las cantidades de los materiales necesarios, pero, en todo caso se ha preferido excederse en dichos precios y cantidades.

7.- Redes de distribución.

Debe considerarse el costo de las redes de distribución en las diferentes poblaciones, ya que se debe reemplazar, en casi la totalidad las redes existentes, ya que en la actualidad sirven solo a baja tensión; además de estar en malas condiciones técnicas y físicas.

Si se considera que los 900 Kw servirán a las tres poblaciones en un período de más de 20 años, se puede estimar que para entonces cada habitante estará asignado con 100 wattios (incidentes en la hora de pico), por lo mismo se puede calcular el número de habitantes que podrá servir la central hidroeléctrica del Misaguallí.

$$\text{Número de habitantes} = \frac{900.000 \text{ W}}{100 \text{ W/hb.}} = 9.000 \text{ habitantes.}$$

Se considera normal, para este tipo de poblaciones, asignar \$/ 150,00 por habitante, para el cálculo del costo de las redes de distribución. Aplicando este criterio, se obtiene que las redes de distribución costarán:

$$9.000 \times 150 = \underline{\$ 1'380.000}$$

8.- Estudios e imprevistos.

Sumando los costos de cada una de las partes del sistema, se obtiene un valor de:

a) Obras Hidráulicas	\$/ 2'510.100
b) Casa de máquinas	480.000
c) y d) Maquinaria hidroeléctrica, tableros de control y protecciones	1'280.000
e) Transformadores de elevación	187.500
f) Camino	130.000
g) Líneas de Transmisión	615.650
h) Redes de distribución	<u>1'850.000</u>
	Suma: . \$/ 7'254.250
i) Estudios (5%) e imprevistos (10%) --	" <u>93.050</u>
	Total:-- \$/ <u>8'187.280</u>

C A P I T U L O V

COSTO APROXIMADO DE KW INSTALADO Y COSTO DE KWH GENERADO

Costo del KW instalado.-

El costo del KW instalado, considerando generación, transmisión y distribución resulta:

$$\text{Suores/ KW} = \frac{8'197.280}{900} = \text{\$/ } 9.108,08$$

900

A $\text{\$/ } 9.100,00$ el KW instalado, puede considerarse como un precio bajo. Este resultado se ha visto influenciado por las pequeñas distancias entre las tres poblaciones, hecho raro en el Oriente, lo que permite la construcción de líneas de transmisión a pequeño costo. También hay que considerar la cercanía entre la central y la población de Archidona, que permite dar el servicio a un voltaje de generación; sin que haya necesidad de subestación de elevación ni líneas de transmisión para que sea servida dicha población.

Si se calcula el costo del KW generado, incluyendo los transformadores de elevación, se obtiene un valor de:

$$\text{Suores/ KW} = \frac{5'974.988}{900} = \text{\$/ } 6.638,87$$

El valor obtenido se considera como normal para este tipo de construc-

ciones. Sin embargo, como se indica anteriormente, el precio del KW instalado es bajo, debido a las indicaciones anotadas.

Costo aproximado del KWh.

El cálculo del costo del KWh requiere de un estudio económico detallado, que para el presente caso no es necesario llevarlo a cabo, ya que, los factores que con mayor importancia influyen en el precio del KWh, tales como: costos de las obras, factores de carga, intereses al capital invertido, etc. son únicamente estimados; los que darán un precio de la energía solamente aproximado, no debiendo por lo mismo, entrar en detalles de menor importancia, que influyen en muy poco en el cálculo del costo del KWh.

Para el presente cálculo del costo del KWh se partió de las siguientes bases:

a) Se considera un período igual al necesario para que la demanda de las poblaciones cope la potencia de las plantas. Este período (25 años); a pesar de no ser el tiempo de vida útil de alguna de las partes del sistema, que es el que se debería considerar para obtener un costo más justo, es tan grande que sería sumamente difícil predecir las condiciones existentes en la zona en una época posterior al período considerado. Sin embargo, es muy probable que para entonces las condiciones serán más ventajosas, lo que daría un costo menor del KWh.

b) El costo del kWh que se obtendrá, será un precio promedio para todos los tipos de consumo, es decir que se considera igual precio para cualquier tipo de consumo, sea este industrial, comercial, residencial, público, etc. Sin embargo, para el cobro de la energía, deberá elaborarse una tabla de tarifas para los diferentes tipos de consumo.

c) El precio del kWh que se obtendrá, será solamente el que cuesta producirlo. No se consideran ganancias.

d) El interés adoptado es del 7%, que se puede estimar como un valor alto, ya que los préstamos internacionales varían del 2 al 6% de interés anual.

e) Los factores de crecimiento, tanto de la población, como de la demanda, han sido estimados en una proporción igual a la experimentada en otras zonas semejantes del País.

f) Se estima que el sistema entrará en funcionamiento a partir del año 1967, es decir que se da 3 años de plazo para concluir los estudios y realizar las obras.

g) Los gastos de operación aplicados son semejantes a los obtenidos en sistemas semejantes, existentes en otros lugares del País.

A continuación se muestran los cuadros que contienen el estudio del costo del kWh.-