

J-70



Universidad Nacional Autónoma de México

FACULTAD DE INGENIERIA

**Anteproyecto Definitivo de la Planta
Hidroeléctrica el Caracol**

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:

INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A:

Juan Francisco Hernández Pérez

MEXICO, D. F.

1979



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERIA
EXAMENES PROFESIONALES
60-1-294

Al Posante señor JUAN FRANCISCO HERNANDEZ PEREZ,
P r e s e n t e .

En atención a su solicitud relativa, me es grato transcribir a usted a continuación el tema que aprobado por esta Dirección propuso el Profesor Ing. - Héctor García Gutiérrez, para que lo desarrolle como tesis en su Examen Profesional de Ingeniero CIVIL.

"ANTEPROYECTO DEFINITIVO DE LA PLANTA
HIDROELECTRICA EL CARACOL"

- I. Generalidades
- II. Hidrología
- III. Geología
- IV. Cerrina
- V. Obra de desvío
- VI. Obra de excedencias
- VII. Obra de toma y conducción a presión
- VIII. Casa de máquinas
- IX. Antepresupuesto
- X. Conclusiones

Ruego a usted se sirva tomar debida nota de que en cumplimiento de lo especificado por la Ley de Profesiones, deberá prestar Servicio Social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito indispensable para sustentar Examen Profesional; así como de la disposición de la Dirección General de Servicios Escolares en el sentido de que se imprima en lugar visible de los ejemplares de la tesis, el título del trabajo realizado.

Atentamente,
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
Cd. Universitario, 25 de agosto de 1977
EL DIRECTOR

ING. ENRIQUE DEL VALLE CALDERON

b.d.

EVC/GSA/lm

**ANTEPROYECTO DEFINITIVO DE LA PLANTA
HIDROELECTRICA "EL CARACOL"**

I.- GENERALIDADES

- a). Antecedentes
- b). Objeto
- c). Localización y Vías de Acceso del Proyecto
- d). Principales Afluentes del Río Balsas
- e). Orografía de la Cuenca
- f). Climatología

II.- HIDROLOGIA

- a). Estaciones Hidrométricas
- b). Avenida Máxima Probable
- c). Avenida Máxima de Desvío

III.- GEOLOGIA

- a). Geología de la Región
- b). Geología de la Zona de Proyecto
- c). Nivel Freático
- d). Bancos de Materiales

IV.- CORTINA

- a). Generalidades
- b). Localización
- c). Clasificación
- d). Análisis de Estabilidad
- e) Geometría

V.- OBRA DE DESVIO

- a). Generalidades
- b). Localización
- c). Descripción
- d). Cálculo Hidráulico
- e). Atagüa Aguas Arriba
- f). Atagüa Aguas Abajo

VI.- OBRA DE EXCEDENCIAS

- a). Generalidades
- b). Localización
- c). Vertedor de Servicio

1.- DISEÑO

- 1.a). Carga de Diseño
- 1.b). Perfil del Cimacio
- 1.c). Canal de Descarga
- 1.d). Deflector
- 1.e). Cálculo del Perfil del Agua

- d). Vertedor de Emergencia

1.- DISEÑO

- 1.a). Carga de Diseño
- 1.b). Perfil del Cimacio
- 1.c). Canal de Descarga
- 1.d). Deflector
- 1.e). Cálculo del Perfil del Agua

- e). Tránsito de la Avenida Máxima

VII.- OBRA DE TOMA Y TUBERIA A PRESION

- a). Generalidades
- b). Obra de Toma y Estructuras que la Constituyen
- c). Tubería a Presión

VIII.- CASA DE MAQUINAS

- a). Generalidades
- b). Capacidad Instalada, Número y Tipo de Unidades
- c). Dimensionamiento de Turbinas
- d). Desfogue

IX.- ANTEPRESUPUESTO

- a). Antepresupuesto
 - A. Desvío y Control del Río Durante la Construcción
 - B. Cortina
 - C. Obra de Excedencias
 - D. Obra de Toma
 - E. Conducción a Presión
 - F. Casa de Máquinas (Obra Civil)
 - G. Galería de Transformadores
 - H. Galería de Barras
 - I. Desfogue
 - J. Sub-Estación Elevadora (Obra Civil)
 - K. Conceptos Varios
 - L. Casa de Máquinas (Equipo Electromecánico)

**M. Sub-Estación Elevadora (Equipo Electromecá
nico**

X. - CONCLUSIONES

BIBLIOGRAFIA.-

I.- GENERALIDADES

a). Antecedentes

A fines del siglo pasado, con el inicio de la generación de energía eléctrica, la humanidad sufrió un cambio económico y social. La industria eléctrica en México como en otros países tuvo su origen con la instalación de pequeñas plantas en las minas e industrias textiles, etc., con el fin de obtener una mayor productividad a bajo costo en sus operaciones, posteriormente este servicio se amplió a las comunidades vecinas, teniendo como consecuencia la instalación de equipos de mayor capacidad.

En la actualidad, tomando como base el índice de crecimiento demográfico, industrial y económico de nuestro país, el desarrollo, de la industria eléctrica no debe tener limitaciones sino que debe proyectarse como un factor preponderante en el desarrollo económico, social y cultural del mexicano. Para poder realizar este objetivo, es necesaria una evaluación detallada de los recursos energéticos que pueden ser aprovechables para la producción de energía eléctrica.

Una de las fuentes generadoras, y que son un medio propicio en nuestro país son las plantas hidroeléctricas, las cuales requieren para su planeación, construcción, operación y mantenimiento; una serie de estudios preeliminares, (topografía, hidrología, geología, etc.). Los que

permitirán la elaboración de distintas alternativas con sus respectivas modificaciones; obteniéndose con estas una serie de arreglos, con las diversas obras que forman parte de un aprovechamiento hidroeléctrico, y así poder elegir la más adecuada de acuerdo a las condiciones que se requieran para tal efecto.

El río Balsas se ha considerado como uno de los más importantes en la República Mexicana por su cuantiosa potencialidad hidroeléctrica, a causa de los desniveles que existen en toda su longitud. Además, que una gran parte de su recorrido se desarrolla através de zonas con numerosas riquezas, minerales, forestales, agrícolas y ganaderas.

Por otra parte es de considerarse que la cuenca de este río es de las menos desarrolladas desde los puntos de vista: vías de comunicación, sanidad, energía, etc. Lo cual permite apreciar, la importancia de efectuar estudios de sus recursos para poder obtener así un mayor aprovechamiento con la finalidad, de llevar a cabo parte de este proceso y tomando como base los datos obtenidos, se optó por construir la planta hidroeléctrica, "El Infiernillo" para suministrar energía a la zona central del país, ya que produciría mayor cantidad de energía, a bajo costo. Utilizando el desnivel y las aguas reguladas por esta, se ejecutó la construcción de la planta hidroeléctrica "La

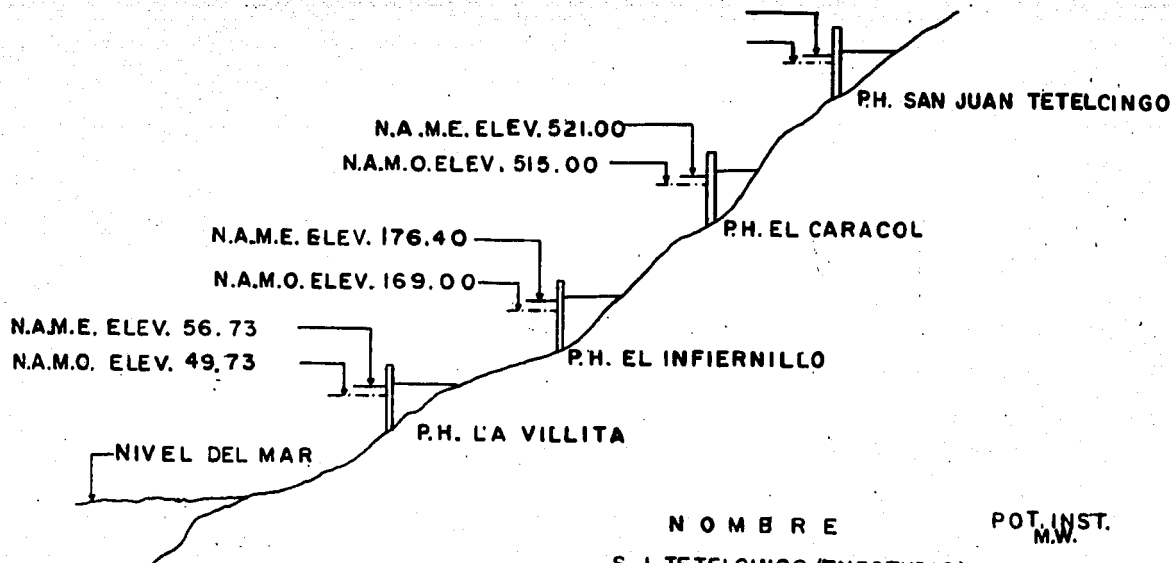
Villita". Para seguir en el aprovechamiento del río Balsas, se han estudiado otros sitios de posibles obras y que son: San Juan Tetelcingo, "El Caracol" y Tepoa. Todas las plantas hidroeléctricas mencionadas anteriormente, constituyen el Sistema Hidroeléctrico del Balsas, las cuales se localizan en forma escalonada como se muestran en el perfil de la fig. No. 1.

b). Objeto

Para la planeación correcta de las obras de una presa es necesario, hacer estudios encaminados a conocer la forma y magnitud lo más apegada a la realidad de los volúmenes y gastos que transporta una corriente; y la manera más conveniente de aprovecharlas ó eliminarles sin causar perjuicios a las zonas aguas abajo de la cortina.

En general se tratará de aprovechar al máximo las aguas de una corriente.

Un sistema de aprovechamiento puede ser pequeño ó grande, sencillo ó complejo, para un objeto ó varios, pero debe constar de las instalaciones necesarias, con las que pueda aprovechar los recursos hidráulicos explotados. Los objetivos del proyecto, los propósitos, y magnitud determinan lo que debe investigarse respecto a las presas. En muchos casos, el proyecto tendrá un objeto doble ó múltiple, por esta razón las investigaciones pueden abarcar un gran número de materias, de las cuales algunas ó todas influirán



N O M B R E	POT. INST. M.W.
S. J. TETELCINGO (EN ESTUDIO)	
EL CARACOL (EN PROYECTO)	5 7 0
EL INFIERNILLO (EN OPER.)	6 4 0
LA VILLITA. (EN OPERACION)	3 0 0

FIG. No. I

en la selección del emplazamiento de la presa, en el tamaño de la misma y en los objetos a los que se destine.

Por lo tanto el proyecto debe considerarse para su estudio como una sola unidad, antes de establecer definitivamente los requisitos de diseño correspondientes a un solo elemento como una presa.

Cada objeto al que se destina y cada incremento en su tamaño ó alcance, deben justificar su inclusión en el proyecto, con alguna medida apropiada de viabilidad ó de justificación que generalmente se relacionan a los beneficios que producen ó a la inversión que se puede recuperar.

En el estudio correcto de las presas y vasos, deben siempre tomarse en cuenta las posibles objeciones, con respecto a la salubridad pública y los perjuicios que puedan producir los azolves, malos olores, polvo, etc., que se originen en el vaso, bajo estas condiciones climáticas, la erosión producida por las avenidas en las cuencas y en las márgenes de la corriente llenará a ésta de sedimentos que quedarán detenidos en los vasos. La acumulación de sedimentos puede reducir rápidamente la utilidad del vaso, y finalmente puede anular por completo su capacidad.

La pérdida de capacidad y otros daños, debidos al azolve y los cambios de régimen de las corrientes cargadas de sedimentos, como resultado de la operación de los vasos, se debe considerar en todos los proyectos que se propongan.

Las formas de aprovechar una corriente se pueden clasificar de la manera siguiente:

- a). Dotación de agua potable
- b). Generación de energía eléctrica
- c). Riego
- d). Control de avenidas
- e). Centros de recreo

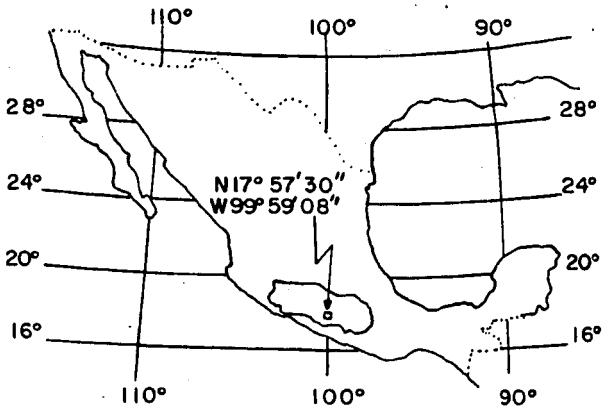
Este anteproyecto tiene por objeto la generación de energía eléctrica, por lo tanto hubo la necesidad de determinar principalmente el régimen de la corriente, así como la cantidad disponible para satisfacer la demanda, las pérdidas por infiltración y evaporación, de volumen de azolves, con lo anterior pudo determinarse la capacidad total del vaso y con ello el dimensionamiento más conveniente de cada una de las estructuras que forman la presa, dependiendo del uso a que esten destinadas. Con este estudio se definirá un capítulo más del aprovechamiento de las aguas del río Balsas.

c). Localización y Vías de Acceso

El anteproyecto de la Planta Hidroeléctrica "El Caracol" se encuentra sobre el río Balsas Estado de Guerrero, cuyas coordenadas geográficas son:

N 17° 57' 30" W 99° 59' 08" (ver fig. No. 2).

El acceso a la región por vía terrestre se efectúa de la manera siguiente: de la ciudad de México a Igua-



LOCALIZACION GEOGRAFICA

FIG. No. 2

la Guerrero por la carretera México-Acapulco, de la ciudad de Iguala a Teloloapan cuyo camino es pavimentado, se encuentra una desviación sobre el Km 56.5, siguiendo por la izquierda, en camino de terracería hasta el poblado de Apaxtla, con una longitud de 35 Km. Pasando por las poblaciones de: Chapa, Concordia, Los Sauces y Petlacala. En el último tramo para llegar al sitio, se localizan los poblados de: Las Cruces, Cacalotepec, para después llegar a "El Caracol". Este camino es de terracería y tiene una longitud aproximada de 32.9 (Ver fig. No. 3).

d). Principales Afluentes del Río Balsas

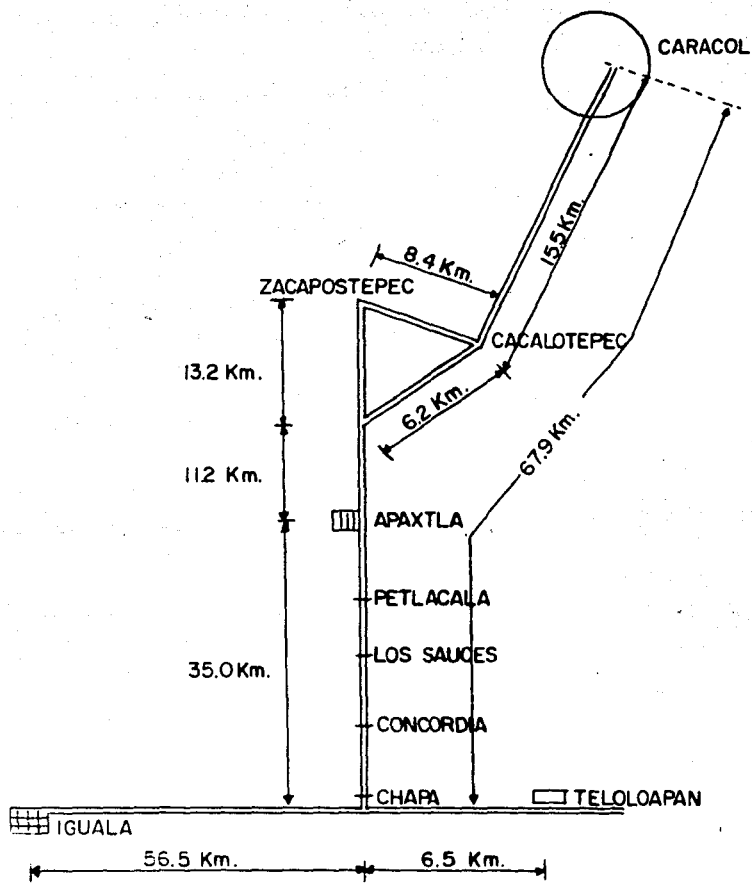
De los afluentes más importantes que incrementan el caudal del río Balsas, durante su recorrido se pueden mencionar los siguientes:

El río Mixteco, que nace en la parte alta de la sierra madre sur en las colindancias del Estado de Oaxaca.

El río Tlapaneco, tiene su origen en la sierra del mismo nombre en los límites del Estado de Guerrero.

El río Atoyac, se forma en los Estados de Puebla y Tlaxcala en la sierra nevada.

Los ríos Atoyac y Mixteco, se unen en las cercanías del pueblo de Axutla en el Estado de Puebla, y siguiendo el recorrido hacia aguas abajo por la margen derecha, en los límites de Puebla y Guerrero el río Nexapa, siguiendo a este el río Tlapaneco sobre la margen izquierda. Así su-



CROQUIS DE ACCESO P.H. EL CARACOL

FIG. No. 3

cesivamente se adhieren otros ríos, como se mencionan a continuación, considerando el sentido de aguas arriba a aguas abajo.

AFLUENTE	MARGEN
Río Amacuzac	Derecha
Río de Cocula	Derecha
Río de las Truchas	Izquierda
Río Poliutla	Derecha
Río Ajuchitlán	Izquierda
Río San Miguel Amuco	Izquierda
Río Cutzamala	Derecha
Río del Oro	Izquierda
Río Tacámbaro	Derecha
Río Tepalcatepec	Derecha

La corriente principal del río Balsas, desde la confluencia de Mixteco con el Atoyac, hasta la desembocadura en el Océano Pacífico tiene un recorrido de 720 Km. aproximadamente.

e). Orografía de la Cuenca

La cuenca del río Balsas se localiza entre los meridianos 90°30' y 103°15' de longitud Oeste, y entre los paralelos, 17°00' y 20°00' de latitud Norte, es decir en la porción centro sur de la República Mexicana. Esta consta de una extensión de 112 320 Km², que abarca parte de los Estados de:

a). México

- b). Michoacán
- c). Guerrero
- d). Jalisco
- e). Oaxaca
- f). Puebla
- g). Tlaxcala, y la totalidad del Estado de Morelos

El parte aguas Norte pasa por el eje volcánico, desde el cerro de la Malinche, hasta el límite de los Estados de Jalisco y Michoacán. Por el Este se encuentra limitada, por la sierra madre de Oaxaca, y en el Sur y Oeste con la sierra madre del sur.

La región considerada ocupa la depresión Austral ó del Balsas que anteriormente fue un gran lago, que al encontrarse salida hacia el mar cortando la sierra madre del sur, dió origen a lo que hoy constituye el río Balsas y su cuenca.

Esta se caracteriza por ser una región montañosa, la mayor parte con un relieve muy quebradizo, pendientes fuertes y pequeñas superficies planas. Esto ocasiona que se utilice la menor parte de esta tierra, para cultivo y existe una gran porción boscosa y pastisales.

f). Climatología

Debido a que los sistemas montañosos presentan diferentes altitudes, así como la influencia de las lluvias y las corrientes provenientes del Golfo de México y el

Océano Pacífico, ocasionan que la cuenca del Balsas presente una gran variedad de climas, que van desde el semi-seco con invierno y primavera secos, cálido sin estación invernal, como el de la tierra caliente de Guerrero y Michoacán hasta los climas fríos y húmedos que se tienen en las faldas de la sierra Nevada.

II.- HIDROLOGIA

a). Estaciones Hidrométricas

Se cuenta con registros hidrométricos de la estación de San Juan Tetelcingo desde 1951 a la fecha, y de la estación hidrométrica de Santo Tomás desde 1953 a la fecha, ambas se localizan sobre el río Balsas situadas aguas arriba y aguas abajo de "El Caracol" respectivamente. Los escurrimientos se dedujeron para el periodo 1951-1974 (24 años) dando un escurrimiento medio anual de 6 346 millones de M³, que corresponde a un gasto medio de 201.5 M³/seg. para el sitio de "El Caracol".

b). Avenida máxima probable

La tormenta de diseño constituye uno de los elementos más importantes para definir la avenida máxima de entrada a la presa, puesto que, al definirse dicha tormenta queda definida la aportación que habrá de regularizarse en la cuenca. Por lo que se utilizó toda la información disponible en la cuenca del río Balsas.

Dicha tormenta se obtuvo, transponiendo a la cuenca de "El Caracol" las curvas altura de precipitación-area-duración (h p-a-d) de dos tormentas, suponiéndose pudieran ocurrir con tres días de anticipación una de la otra.

La tormenta ocurrida en la parte baja del río Balsas, los días 21 al 27 de septiembre de 1967, provocada por el ciclón Beulah. Y la segunda ocurrida en la costa del

Pacífico a la altura de Manzanillo, a partir del día 24-27 de octubre de 1959.

La transposición de las curvas (h p-a-d), se realizó mediante un factor de ajuste que toma en cuenta por una parte la relación entre la temperatura de rocío observada durante las tormentas y la máxima que podría ocurrir en la cuenca, y por otra parte la reducción producida por la altura de la barrera montañosa.

Con las precipitaciones ocasionadas por las tormentas anteriormente descritas, se alimentó el hidrograma unitario obteniéndose así la avenida máxima probable, con un pico de $17,800 \text{ M}^3/\text{seg.}$ y un volúmen de $9,012 \text{ mill. de M}^3$.

c). Avenida máxima de desvío

Para determinar la capacidad y dimensionamiento de los túneles de desvío y la altura correspondiente a las ataguías de desvío, se volvieron a analizar los datos hidrométricos disponibles a la fecha, pudiéndose resumir las observaciones, resultados y conclusiones siguientes:

a). Los datos registrados en la estación hidrométrica Santo Tomás desde febrero de 1953 a la fecha, son los que aportan la información más útil para el sitio "El Caracol", ya que cuenta con un periodo de observación de 25 años, siendo además la más cercana, situada a 30 km. aguas abajo de la estación hidrométrica "El Caracol", que empezó a operar a partir de junio de 1975.

b). El area tributaria de la estación hidrométrica "El Caracol", es de 45,597 km², y en la estación hidrométrica Santo Tomás es de 48,780 km², siendo la relación de areas, de 0.94.

c). Con objeto de establecer un criterio para la deducción de gastos máximos y medios mensuales en el sitio "El Caracol" a partir de los datos de ambas estaciones hidrométricas se formó la tabla No. 1, en la que se puede apreciar tanto la relación de gastos máximos mensuales y de gastos medios mensuales entre "El Caracol" y Santo Tomás, para el período observado simultáneamente (junio 1975 a marzo de 1977) varía como sigue:

Tabla No. 1

Relación	Caracol	Santo Tomás
Año	Gastos máximos mensuales	Gastos medios mensuales
1975	0.71 a 0.96	0.79 a 0.90
1976	0.82 a 1.15	0.82 a 1.05
1977	0.87 a 1.00	0.94 a 1.03

Se observa que la relación de gastos máximos mensuales es bastante errático, lo cual se debe principalmente a la distribución de las lluvias y tiempos de concentración de los escurrimientos, y además en forma apreciable por el

diferente grado de precisión en la práctica de los aforos en cada estación. Una cosa semejante sucede con la relación de gastos medios mensuales.

Sin embargo, la relación de volúmenes escurridos registrados y acumulados de cada uno de los años observados varía en menor escala, como puede apreciarse durante el período de junio de 1975 a marzo de 1977 resulta de 0.90, muy similar a la relación de áreas tributarias (0.94).

Por lo anterior y para simplificar los análisis, los gastos máximos y medios mensuales que se han tomado para el diseño y operación de la obra de desvío, corresponden a los registrados en la estación hidrométrica Santo Tomás, los cuales son ligeramente mayores en general que en la estación "El Caracol".

A continuación se indican los gastos máximos probables que se pueden presentar en la estación hidrométrica Santo Tomás para varios periodos de retorno por el método de Gumbel.

Periodo de retorno en años	Gastos máx. probables en M ³ /seg.
5	2707
10	3586
20	4029
25	4172
50	4615
100	5058

Para deducir los volúmenes correspondientes al sitio "El Caracol", para fines del funcionamiento del vaso se considera lógico considerar los obtenidos en la estación hidrométrica Santo Tomás, multiplicados por un factor comprendido entre 0.90 y 0.94.

El gasto máximo probable considerado de la avenida de diseño para el dimensionamiento de los túneles de desvío, así como para obtener la altura necesaria de las ataguías de desvío es de: $4172 \text{ m}^3/\text{seg}$, que corresponde a un período de retorno de 25 años, con un volumen de 1704 millones de m^3 .

III.- GEOLOGIA

a). Geología de la Región

La geología en el área del Caracol, está constituida por potentes depósitos de rocas sedimentarias marinas del cretácico; estas se caracterizan por su composición de sedimentos de granulometría fina (arenas-arcillas), depositadas en aguas tranquilas y sómeras.

Los sedimentos fueron afectados por movimientos orogénicos que ocasionaron fuertes plegamientos cuando estos se encontraban aún en estado plástico. Dichas rocas se encuentran cubiertas esporádicamente por rocas volcánicas.

Los sedimentos marinos corresponden a rocas de la formación Mezcala depositados en cuencas ó sinclinales plegados, en ocasiones descansan en rocas calizas. De las formaciones Cuautla ó Morelos, y en algunas partes sobre rocas ígneas, (intrusivas ó volcánicas).

Las rocas de la formación Mezcala, se encuentran sumamente plegadas adoptando sus estratos formas lenticulares ó acuñamientos, originados por cambios de facies laterales.

Las estructuras geológicas, siguen una orientación regional N-S, originada por esfuerzos en dirección E-W. La fracturación principal de la roca, es generalmente en dirección E-W donde se encuentra la mayor cantidad de fracturas y fallas de poca magnitud; las que llegan a alcanzar hasta

4.00 m. de alto y 2.50 m. de ancho.

b). Geología de la Zona de Proyecto

Esta geología se caracteriza por tratarse de rocas formadas de lutitas y areniscas plegadas. Estas tienen un rumbo general N E - S W. Y echado hacia el NW. de 40° en promedio a esta secuencia de rocas, se ha podido dividir en dos unidades:

Unidad inferior U - A; se caracteriza por tener 60% de areniscas y 40% de lutitas. Esta unidad contiene estratos de areniscas hasta de 7.00 m. de espesor poco plegados. Se han observado en esta unidad algunos diques que rellenan fracturas y planos de estratificación, de composición ácida y en menor cantidad se tiene alguna composición básica.

Unidad intermedia U - B; esta se caracteriza por contener un 70% de lutitas y un 30% de areniscas. Sus estratos por lo general son delgados, encontrándose en ocasiones estratos gruesos de areniscas hasta de 5.00 m. de espesor. Esta unidad se encuentra fuertemente plegada y afectada por diques y mantos (Sills), de rocas volcánicas de composición ácida.

Entre los estratos gruesos de areniscas, se tienen estratos delgados de lutitas, estos se encuentran fuertemente plegados debido a su alta competencia, por lo que sus echados varían de un lugar a otro.

La unidad B; superficialmente es fácilmente alte-

rable por la predominación de lutitas. La alteración disminuye en la profundidad donde se encuentra bastante confinada, permitiéndole una fuerte compactación y resistencia.

La unidad B aflora en el extremo (W) del espolón de la margen derecha y en toda el área del puerto, entre el cerro del Caracol y cerro de la Leona.

Las rocas que componen las unidades A y B, en ocasiones presentan cambios en su textura, pasando las lutitas a ser argelitas y las areniscas a metagruvacas, que contienen cierto grado de metamorfismo dinámico, pero sin llegar a ser rocas netamente metamórficas.

c). Nivel Freático

Los niveles freáticos se midieron a partir de enero de 1976 hasta la fecha, entre lapsos de 15 días. En la margen izquierda sigue una dirección aproximadamente paralela al relieve topográfico con tendencia a bajar, siguiendo el mismo sentido del río.

El nivel freático lleva una pendiente promedio del 20% normal al río, teniendo el nivel superior una elevación del orden de 500.00 m. en tiempo de lluvias, y de 450.00 m. en estiaje. La más baja durante todo el año es de 415.00 m. Por la margen derecha, se definió una depresión a partir del mes de agosto de 1976, siguiendo una dirección de Sur a Norte. La pendiente promedio es del orden de 30%, siendo el nivel superior promedio del orden de 500.00 m. y el in-

ferior de 415.00 m.

Con los estudios geohidrológicos se ha observado que en el área donde afloran lutitas y areniscas de la formación Mezcala no es posible obtener agua por medio de pozos, solo se puede lograr cuando se atraviesa dicha formación y se llega a las rocas calizas. Lo que quiere decir que son rocas impermeables.

Por el espesor que se estima de esta formación en el sitio de la planta hidroeléctrica "El Caracol", y de los levantamientos geológicos regionales, como de la investigación de manantiales, tanto aguas arriba como aguas abajo de la boquilla, y de las pruebas de permeabilidad, a excepción de donde se ubican las calizas cavernosas de la formación Morelos que se localizan a 23 km. aguas arriba del eje de la cortina. Los cuatro manantiales existentes aguas abajo de la boquilla son insignificantes, el de San Marcos que es el más importante solo aporta gastos del orden de 150 lt/seg. durante la época de lluvias, el resto del año son llozaderos que en la mayoría de los casos se secan.

d). Bancos de Materiales

ARCILLAS

Se localizaron 3 zonas de explotación probable que son: El Naranjo, San Marcos y El Remolino.

El primero se localiza a 6 km. aproximadamente aguas abajo del eje de la cortina, sobre la margen derecha

en el cual se encontró arcilla arenosa de color café amarillento de buena calidad, tipo C.L., con un espesor promedio de 2.00 m.

Banco San Marcos. Se encuentra aproximadamente a 9 km. aguas abajo del eje de la cortina, prácticamente a continuación del Naranja, donde se localizaron arcillas arenosas de color café amarillento de buena calidad, tipo C.L., con gravas de tamaño máximo $1\frac{1}{2}$ ", y un espesor promedio de 2.50 m.

El último de los tres, está aguas abajo de la cortina en la margen derecha del río a una longitud aproximada de 12.5 km. donde existe material de buena calidad y propiedades similares a los bancos antes mencionados. El volumen estimado de estos bancos es de $1,500.000 \text{ m}^3$ que satisface la cantidad requerida de arcilla para la cortina.

GRAVA Y ARENA

Se han localizado 5 playones aguas abajo del eje de la cortina, con características favorables para ser utilizados en su construcción, dichos bancos son:

1ª. Banco Espolón; sobre la margen derecha y a una distancia de 600.00 m. del eje de la boquilla, comprendido entre las cotas 472.00 y 415.00, estimándose un volumen de $12,000 \text{ m}^3$. de gruesos y $15,600 \text{ m}^3$ de finos.

2ª. Banco Caracol I; localizado en el cerro "El Caracol", frente a la zona inestable, a 1.5 km. aguas abajo

del eje de la cortina.

3ª. Banco Caracol II; localizado a 3 km. de la boquilla en el centro del río, formando una isla.

4ª. Banco Yetla; este se encuentra, en el cruce del río y la barranca de Yetla, sobre la margen derecha, su distancia al eje de la cortina es de 3.5 km. aguas abajo.

5ª. Banco Torreón; localizado en la margen derecha aguas abajo de la boquilla, distante 5 km., este banco se considera que aportará un volumen mayor a los antes descritos.

ENROCAMIENTO

Se tienen localizados 3 bancos:

El primero se localiza como a 8 km. aguas abajo de la cortina sobre la margen derecha, cercano al banco de arcillas San Marcos y se estima tenga un volumen suficiente para satisfacer las necesidades de la obra, siendo esta roca ígnea ácida con suficiente calidad.

El segundo se localiza sobre el camino de acceso a "El Caracol", a 6 km. de la cortina en la rancharía Los Amates. Este banco se compone de estratos gruesos de areniscas sanas y compactas, con un espesor hasta de 4.00 m.

El tercero se encuentra en el camino de acceso, a 12 km. de la cortina, en el lugar denominado "Paso de las Escaleras", este sitio contiene roca andesítica, dura, compacta, poco fracturada y sin alteración.

IV.- CORTINA

a). Generalidades

De acuerdo con el tipo de materiales que se tienen en la vecindad del sitio, la sismicidad de la región y el programa de construcción, para fines de estimar volúmenes y costos se propone una cortina con las siguientes características:

De materiales graduados, talúdes 2:1, elevación de la corona 526.00 m.s.n.m. y un ancho de 12.00 m., altura 134.00 m., volumen 6.165 140.00 m³, cuyas coordenadas del eje se encuentran siguiendo la dirección del río: margen de recha N 21 029, W 150 186, margen izquierda N 20 685, W. 150 084.

Corazón impermeable. Central y simétrico, con talúdes 0.25:1 y un ancho en la corona de 3.00 m.

Filtro aguas abajo. Formado de gravas y arenas limpias bien graduadas, de espesor constante en toda su altura e igual a 5.00 m.

Respaldo permeable de aguas arriba. Construido con gravas y arenas del depósito aluvial; sin finos, no se requerirá filtro en la cara de aguas arriba del corazón y el talud exterior se protegerá del oleaje con una capa de enrocamiento grueso y bien graduado hacia la superficie y en contacto con la masa de grava y arena.

Respaldo permeable de aguas abajo. Constituido por

el producto de la excavación en la unidad U-A, dispuesto en capas y compactado. Este podrá ocupar una zona intermedia del respaldo asentado sobre grava y arena, a una elevación que dependerá del programa de excavaciones en el vertedor. La parte restante del respaldo, arriba del enrocamiento de arenisca y lutita sana se completaría con el material de excavación procedente del vertedor (aluvión antiguo), que cubre a la formación Mezcala.

Plataforma entre el pie de la cortina y la atagüa aguas abajo, se integrará con capas de la unidad U-B, extraído de la zona del vertedor, la elevación de esta plataforma se encuentra a 440.00 m.s.n.m.

b). Localización

La singularidad geomorfológica de "El Caracol", es tá ligada a la existencia de espinazos relativamente delgados, de acuerdo a su estabilidad la que ha sido examinada desde los puntos de vista, estático, dinámico e hidráulico. Se obtuvo que el espinazo oeste se encuentra en condiciones precarias y el espinazo este, es adecuado para estribo de cortina de gran altura ó como ladera sometida a la fuerza directa del embalse. Debido a lo anterior se concluyó que no es recomendable ninguna ubicación en el meandro de aguas abajo, a causa de la insuficiencia del espinazo oeste.

De los 5 ejes estudiados, 2 se encuentran en el meandro de aguas arriba de los cuales se eligió el número 5

(ver fig. No. 4), ya que cumple con las condiciones de seguridad y aprovechamiento racional de la zona en estudio.

c). Clasificación

Por su uso: de almacenamiento

Por su altura: alta

Por su proyecto hidráulico: no vertedora

Por su material: materiales graduados

Por su trabajo estructural: flexible

Por su geometría: planta recta

d). Análisis de estabilidad

El método utilizado para hacer el análisis de estabilidad de la cortina es el llamado genéricamente Método Sueco, ya que comprende todos los procedimientos de análisis respecto a las fallas por rotación.

Dicho método se basa en la suposición de que las superficies de deslizamiento en talúdes de tierra son cilíndricas. El procedimiento más popular aplicado a suelos cohesivo-friccionantes es el de las "Dovelas" debido a Fellenius (1927), el cual se expone a continuación:

La sección en estudio deberá inicialmente dibujarse a escala. Se toma un radio tentativo para el círculo de deslizamiento, este se escoge de una manera arbitraria de acuerdo al criterio del proyectista, la masa de tierra deslizante se divide en dovelas (ver fig.5a), el número de estas es hasta cierto punto cuestión de elección, si bien, a mayor número

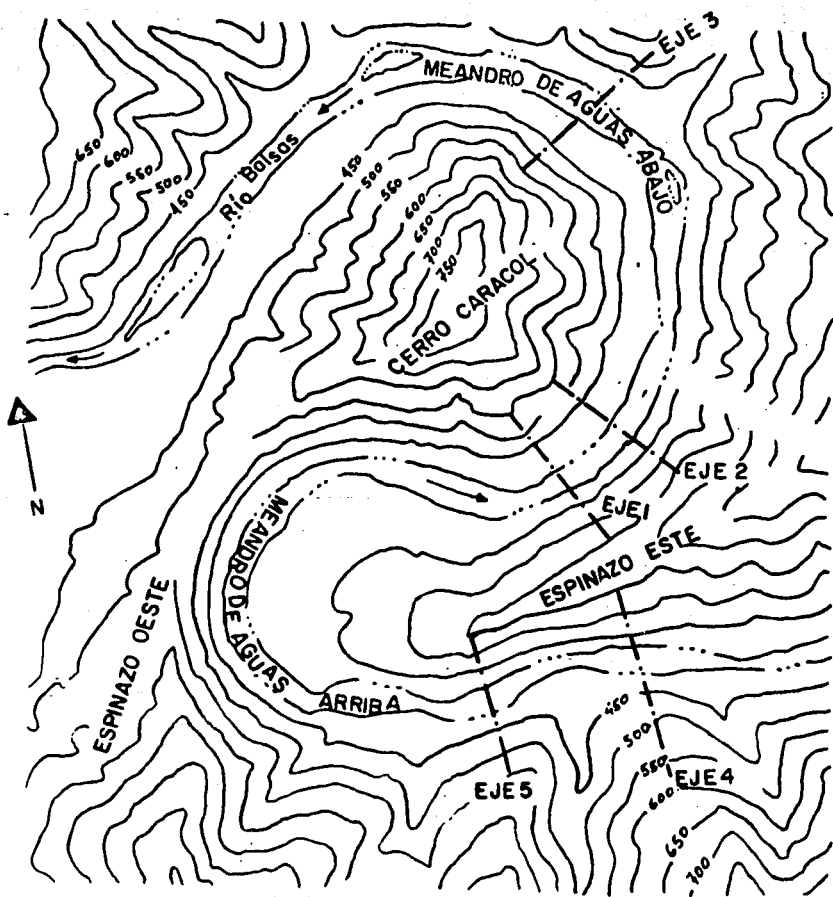
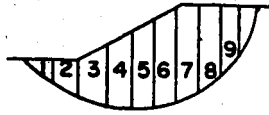


FIG. No. 4

(a)



CIRCULO DE FALLA SUPUESTO

(b)

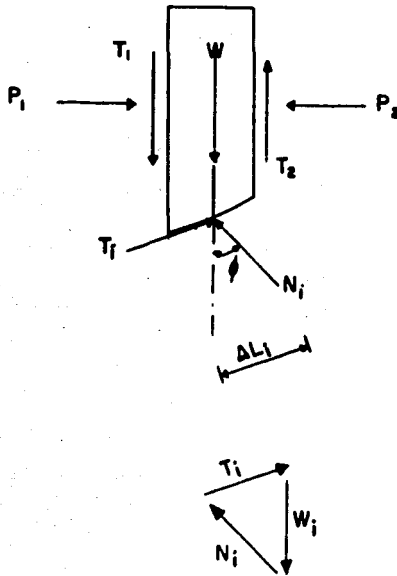


FIG. No. 5

ro de doveles, los resultados se hacen más confiables. El equilibrio de cada dovela puede analizarse como se muestra en la fig. 5b, donde W_1 = peso de la dovela de espesor unitario, el cual se obtendrá multiplicando el área de la dovela por el peso volumétrico del material. Las fuerzas N_1 y T_1 , son las reacciones normal y tangencial respectivamente del suelo a lo largo de la superficie de deslizamiento AL_1 las cuales deberán equilibrar a W_1 .

Las dovelas adyacentes en estudio, ejercen ciertas acciones sobre esta, que pueden representarse por las fuerzas normales P_1 y P_2 y por las tangenciales T_1 y T_2 .

En el procedimiento de Fellinius, se hace la hipótesis de que el efecto de las fuerzas P_1 y P_2 es nulo, es decir se considera que las dos fuerzas son iguales, colineales y contrarias.

También se acepta que el momento producido por las fuerzas T_1 y T_2 que se consideran de igual magnitud, es despreciable. Estas hipótesis equivalen a considerar que cada dovela actúa en forma independiente de las demás.

La resistencia total al cortante se determina utilizando la ecuación de Coulumb: $S = C + N \tan \phi$

Donde:

S = Fuerza cortante resistente total

C = Cohesión total a lo largo del arco

N = Presión normal total en el arco

ϕ = Angulo de fricción interna del material

Calculando el momento motor de las dovelas promedio con la ecuación: $M_m = R \sum T_i$.

Y el momento resistente debido a la resistencia del esfuerzo cortante, S_i , que se desarrolla en la superficie de deslizamiento de cada dovela, que equivale a:

$$M_r = R \sum S_i A l_i$$

Puede definirse el factor de seguridad.

$$F. S. = \frac{M_r}{M_m} = \frac{\sum S_i A l_i}{\sum T_i}$$

Que para nuestro caso en particular se calculó de esta forma:

$$F. S. = \frac{M_r}{M_m} = \frac{C + N' \tan \phi}{\sum T_i}$$

Donde:

N' = Presión normal total en el arco

$$N' = N_i - U_i$$

Donde:

$$U_i = \text{Presión de poro}$$

La línea de corriente superior para la obtención de la presión de poro se calculó por el Método de A. Casa Grande para presas de tierra ($60^\circ < \alpha < 180^\circ$).

La experiencia ha demostrado que una superficie de falla, en que el F. S. sea mayor de 1.5, puede considerarse estable. Los cálculos de estabilidad en la cortina para diferentes círculos de falla se presentan a continuación.

Considerándose los siguientes datos generales:

$$\phi = 38.5^\circ$$

$$\gamma = 1.9 \text{ T/M}^3$$

$$c = 3.5 \text{ T/M}^2$$

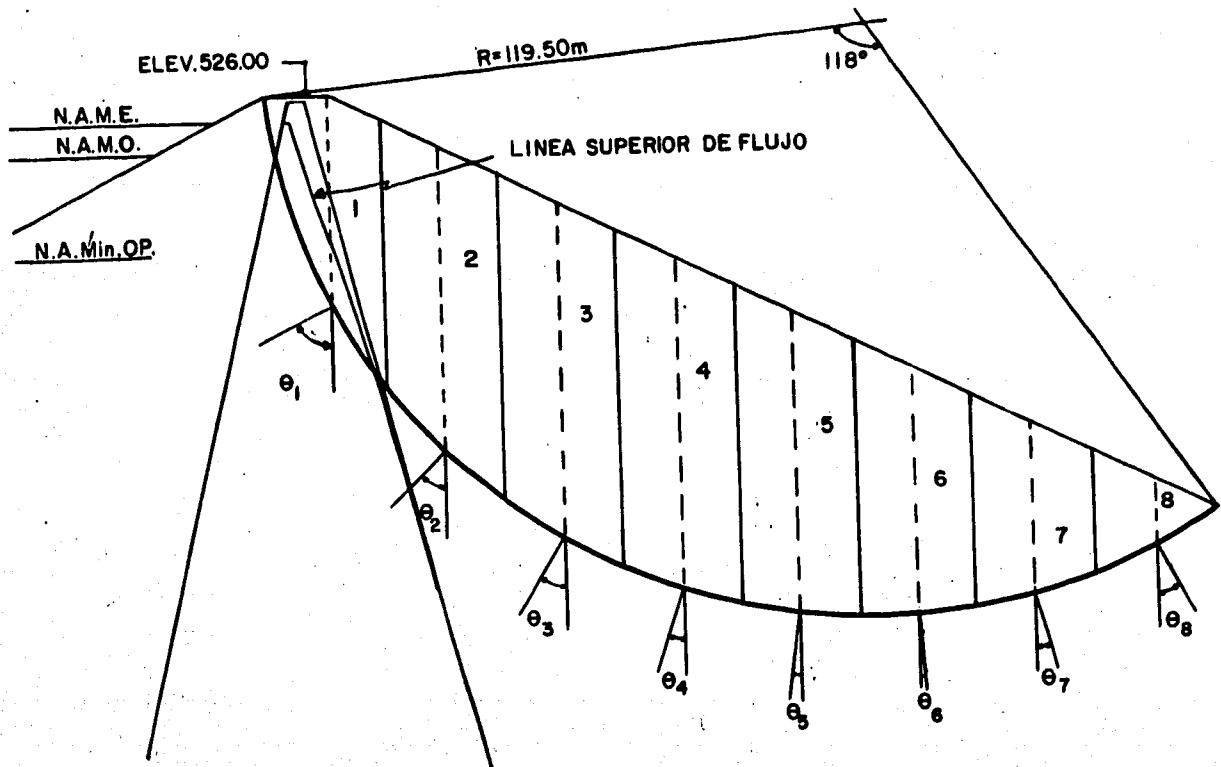


FIG. No. 6

$$\gamma_{\text{agua}} = 1 \text{ T/M}^3$$

	Ton/m				Ton	Ton	m					M ²
Dovela	W _i	θ (o)	cos θ _i	sen θ _i	N = W _i cos θ _i	T _i = W _i sen θ _i	Ȳ _i	H Pre- sión	L _i	U _i	N' = N _i - U _i	A _i
1	1 557	+62.9	0.4555	+0.8902	718.324	+1403.845	13.20	13.20	63.61	839.652	-121.328	830
2	2 660	+45.0	0.7071	+0.7071	1880.886	+1880.886	0.00	0.00	0.00	0.000	1880.886	1 400
3	2 964	+30.7	0.8599	+0.5105	2548.744	+1513.122	0.00	0.00	0.00	0.000	2548.744	1 560
4	2 850	+18.5	0.9483	+0.3173	2702.655	+ 904.305	0.00	0.00	0.00	0.000	2702.655	1 500
5	2 660	+ 7.8	0.9907	+0.1357	2635.262	+ 360.962	0.00	0.00	0.00	0.000	2635.262	1 400
6	2 223	- 4.5	0.9969	-0.0785	2216.109	- 174.506	0.00	0.00	0.00	0.000	2216.109	1 170
7	1 444	-15.0	0.9659	-0.2588	1394.760	- 373.707	0.00	0.00	0.00	0.000	1394.760	760
8	627	-27.1	0.8902	-0.4555	558.155	- 285.599	0.00	0.00	0.00	0.000	558.155	330
Suma						5229.308					13815.243	

$$L_o = \frac{119.50 \times \sin 30.5^\circ}{180^\circ} = 63.61 \text{ m.}$$

$$M_m = \Sigma T_i = 5229.308$$

$$M_r = C + N' \tan \phi$$

$$F.S. = \frac{M_r}{M_m}$$

$$C = 3.5 \text{ T/m}^2 \times 63.61 = 222.64 \text{ T/m}$$

$$M_r = 11211.78$$

$$F.S. = 2.14 > 1.5.$$

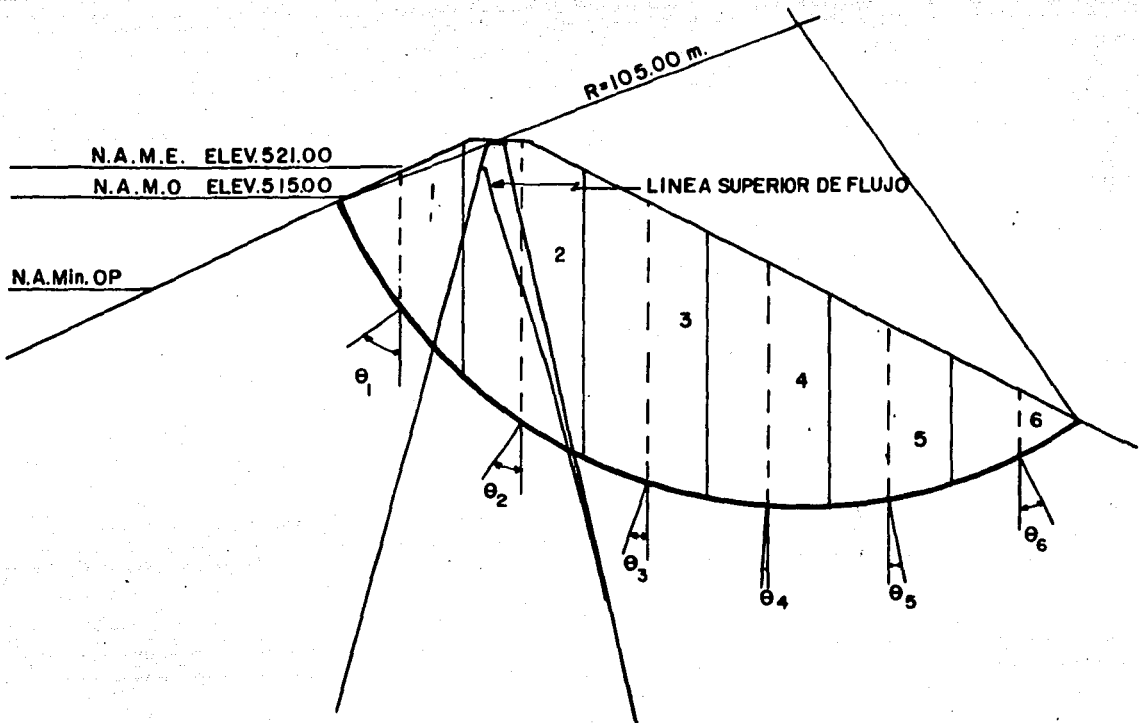


FIG. No. 7

Dovela	A_i	W_i	θ_i (o)	$\cos \theta_i$	$\text{Sen } \theta_i$	N_i	T_i	\bar{Y}_i	H	L_i	U_i	N'_i
1	760	1444	53.5	0.5948	0.8039	858.891	1160.832	0.00	0.00	0.00	0.000	858.891
2	1490	2831	33.9	0.8300	0.5577	2349.730	1578.849	30.50	30.50	37.57	1145.885	1203.845
3	1570	2983	18.0	0.9511	0.3090	2837.131	921.747	0.00	0.00	0.00	0.000	2837.131
4	1370	2603	3.3	0.9983	0.0576	2598.575	149.933	0.00	0.00	0.00	0.000	2598.575
5	980	1862	-11.2	0.9810	-0.1942	1826.622	-361.600	0.00	0.00	0.00	0.000	1826.622
6	370	703	-26.8	0.8926	-0.4509	627.498	-316.983	0.00	0.00	0.00	0.000	627.498

Suma

3132.778

9952.562

$$L_{Oq} = 37.57 \text{ m.}$$

$$M_r = C + N' \tan \phi$$

$$C = 37.57 \times 3.5 = 131.50 \text{ T/m.}$$

$$M_r = 131.50 + 9952.562 \tan 38.5^\circ$$

$$M_r = 8048.125$$

$$M_m = \sum T_i = 3132.778 \text{ Ton}$$

$$F.S. = \frac{8048.125}{3132.778} = 2.57 > 1.5$$

Dovela	A_i	W_i	θ_i (o)	$\cos \theta$	$\text{Sen } \theta$	N_i	T_i
1	690	1311	65.5	0.4147	0.9100	543.672	1193.010
2	1100	2090	47.0	0.6820	0.7314	1425.380	1528.626
3	1330	2527	33.9	0.8300	0.5577	2097.410	1490.308
4	1400	2660	22.1	0.9265	0.3762	2464.490	1000.692
5	1370	2603	11.8	0.9789	0.2045	2548.077	532.314
6	1010	1919	1.8	0.9995	0.0314	1918.040	60.257
7	890	1691	-8.9	0.9880	-0.1547	1670.708	-261.600
8	520	988	-19.9	0.9402	-0.3404	928.918	-336.315
9	250	475	-30.2	0.8643	-0.5030	410.543	-238.925
Suma						14007.238	4968.367

$$M_m = \sum T_i = 4968.367$$

$$M_r = C + N \tan \phi$$

$$C = 0$$

$$M_r = N \tan \phi$$












$$M_r = 11141.860$$

$$F.S = 2.24 > 1.5$$

A PARTIR DE

ESTA PAGINA

**FALLA
DE
ORIGEN**

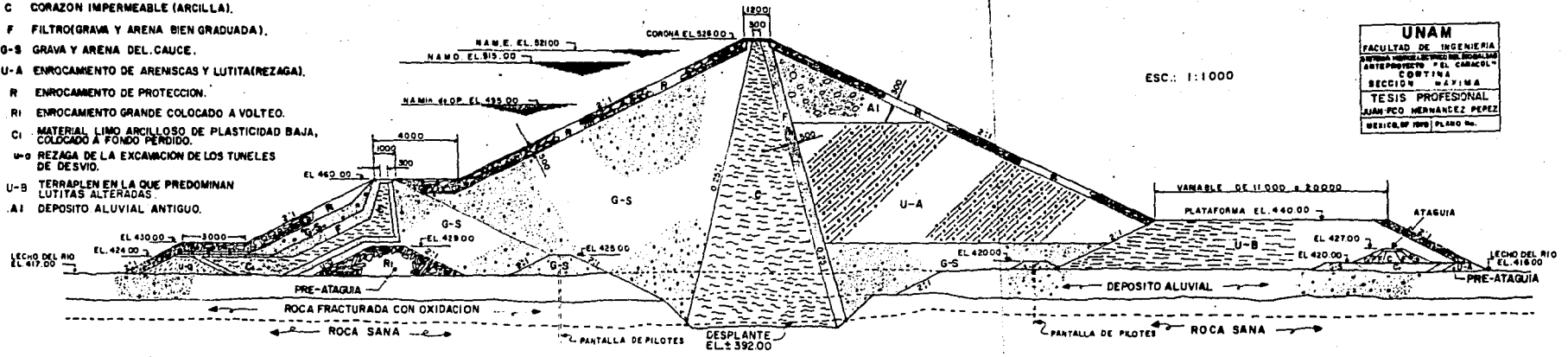
-  U-A MATERIALES DE LA UNIDAD U-A.
-  C CORAZON IMPERMEABLE (ARCILLA).
-  F FILTRO (GRAVA Y ARENA BIEN GRADUADA).
-  G-S GRAVA Y ARENA DEL CAUCE.
-  U-A ENROCAMIENTO DE ARENSCAS Y LUTITA (REZAGA).
-  R ENROCAMIENTO DE PROTECCION.
-  R1 ENROCAMIENTO GRANDE COLOCADO A VOLTEO.
-  C1 MATERIAL LIMO ARCILLOSO DE PLASTICIDAD BAJA, COLOCADO A FONDO PERDIDO.
-  U-B REZAGA DE LA EXCAVACION DE LOS TUNELES DE DESVIO.
-  U-B TERRAPLEN EN LA QUE PREDOMINAN LUTITAS ALTERADAS.
-  A1 DEPOSITO ALUVIAL ANTIGUO.

— SECCION MAXIMA DE LA CORTINA —

(e) Geometrica

ESC.: 1:1000

UNAM
FACULTAD DE INGENIERIA
SECCION DE INGENIERIA EN OBRAS CIVILES
ANTEPROYECTO DE LA CORTINA
SECCION MAXIMA
TESIS PROFESIONAL
JUAN PEDRO MORALES PEPEZ
MEXICO, D.F. 1950 PLANO No.



V. OBRA DE DESVIO

a). Generalidades

Esta obra se efectúa con la finalidad de dejar en seco el sitio de desplante de la cortina, por lo que es necesario modificar el cauce del río. Dicha obra consta básicamente de dos túneles paralelos y rectos, separados entre sí 40.00 m., los que partiendo de la margen derecha, cruzan el meandro ó espolón para descargar aproximadamente a 400.00 m. aguas abajo del deflector del vertedor de emergencia, teniendo una longitud el túnel No. 1 de 402.00 m. y el No. 2 de 403.00 m. sobre la elevación 422.00 m.s.n.m. y 427.00 m.s.n.m. respectivamente.

Para ambos túneles se ha considerado la sección portal, compuesta por la zona superior semicircular de 13.00 m. de diámetro y la inferior rectangular de 6.50 m. de altura, por 13.00 m. de ancho en toda la longitud del túnel No. 1, y en la primera parte del túnel No. 2. La última parte del túnel No. 2, es de sección portal con 13.00 m. de diámetro en la zona superior y 11.20 m. por 13.00 m. en la inferior, la cual se utilizará posteriormente para la descarga de las turbinas. La primera y última parte de este túnel están ligadas por un tramo inclinado de sección portal de altura variable.

b). Localización

Los túneles de desvío se han determinado tomando

en cuenta los criterios y factores siguientes:

- a). La zona de localización corresponde a la de mejores condiciones geológicas encontradas en el espolón, inclusive para la localización de la casa de máquinas subterránea, que se encuentra cercana a ellos.
- b). El factor anterior favorece la posibilidad de usar una parte del túnel No. 2 para la descarga de las turbinas.
- c). Las cotas de las entradas de ambos túneles de desvío difieren en 5.00 m., lo que permite facilitar la excavación de los mismos, y el manejo del río durante la construcción de las estructuras de control de ambos túneles, así como la conexión del desfogue de las unidades generadoras al túnel No. 2.
- d). Se ha supuesto que las barras ó acarreo de sólidos que se formarán al descargar los vertedores no afecta al nivel de descarga de las turbinas, sin embargo, en el caso que se juzgue necesario alejar hacia aguas abajo la descarga de las turbinas, podrá lograrse con ajustes de poca importancia.

c). Descripción

La obra de desvío consta de dos ataguías, las cuales se ha considerado que formarán parte integrante de la cortina, construídas de materiales graduados, habiéndose previsto una pantalla impermeable junto a cada una de ellas que podrá ser del tipo de pilotes secantes hasta la profun-

didad donde se encuentra la roca sana.

Con esta solución la construcción de ambas ataguías es independiente de la construcción de las pantallas impermeables de pilotes secantes, lográndose así reducir el tiempo de construcción y evitar riesgos, producto de las avenidas de la época de lluvias que puedan destruir las obras ya ejecutadas. El túnel No. 1, es el que se ha previsto construir primero, cuya sección ha sido descrita en generalidades y una longitud de 402.00 m., se proyectó una pendiente constante de 0.001; la cota de la plantilla a la entrada a la elev. 422.00 m.s.n.m. permite excavar y construir las estructuras de entrada, salida y control sin ninguna protección hasta con un gasto en el río de 1000 m³/seg con el nivel del agua a la elevación 421.00 m.s.n.m., que de acuerdo con los gastos máximos anuales permitirá trabajar sin peligro de inundación en el período de diciembre a mayo inclusive. Para poder trabajar con gastos mayores en el río, en la entrada del túnel se puede suponer una protección o simplemente no excavar la sección completa en un tramo de la entrada y la salida, sino únicamente la sección semicircular, con la plantilla a la elevación 428.50 m. en la entrada, lo cual permitirá un flujo de 4,300 m³/seg. en el río sin peligro de inundación, pudiéndose así trabajar durante todo el año ya que la avenida máxima probable con un tiempo de retorno de 25 años es de 4172 m³/seg.

Unicamente se revestirán las zonas fracturadas y alteradas de la entrada y salida del túnel; así como el tramo de estructura de obturadores y la primera etapa del tapón de cierre definitivo y en los tramos restantes. Solamente en zonas de falla o debilidad notoria se usarán anclas, malla y concreto lanzado. La estructura de cierre definitivo consta de una pila dentro de la sección del túnel, para alojar dos obturadores de tipo rodante de 7.00 m. de ancho por 13.00 m. de altura, cada uno y diseñados para resistir una carga hidrostática de 81.00 m. los cuales podrán operarse y recobrase a través de una lumbrera a la elevación 526.00 m.s.n.m., empleando el camino que al nivel de la corona de cortina dará acceso a la plataforma de operación de las compuertas de la obra de toma.

Se ha previsto poder usar para el cierre definitivo 2 compuertas. El tapón de cierre definitivo del túnel se proyectó de concreto, tipo tímpano de 35.00 m. de longitud y localizado inmediatamente aguas abajo de la estructura de obturadores. Esta solución resultó ser la más conveniente debido a la escasa capacidad de almacenamiento del vaso.

De la elevación 430.00 a la elevación 500.00 m.s.n.m. (cresta de los vertedores), tiene el vaso una capacidad de 964.6 millones de m³ el cual en la época de estiaje de máximo escurrimiento quedaría lleno pocos meses dependiendo de la fecha de cierre.

La plantilla del túnel No. 2 se proyectó 5.00 m. más arriba del túnel No. 1, con el objeto de facilitar las maniobras del manejo del río, para la construcción de las estructuras de control de cada túnel, de la construcción de los tapones y de la conexión del desfogue de las turbinas con la última parte del túnel No. 2.

La primera parte tiene la misma sección y pendiente del túnel No. 1, con una longitud de 204.00 m., habiéndose considerado revestido de concreto en los primeros 50.00 m., a los 86.00 m. de la entrada del túnel quedará alojado el tapón de cierre tipo tímpano, con longitud de 35.00 m., similar al túnel No. 1. La parte media del túnel de 50.00 m., de longitud es inclinada con una pendiente de 0.4018, de sección variable, comenzando en la primera parte con la sección portal de 13.00 por 13.00 m., y terminando con una sección de 13.00 por 17.70 m., la que permanece hasta la parte final del túnel, que tiene una longitud de 146.00 m., y una pendiente de 0.00065.

Tanto la parte media como la última se proyectaron revestidas de concreto, el cual se anclará para las posibles fallas ó rupturas del revestimiento por efectos de subpresión y vibraciones, especialmente en las paredes verticales y en la plantilla ya que esa zona estará sujeta a turbulencias por salto hidráulico durante el desvío, y en general a cambios notables de presión cuando el flujo pasa

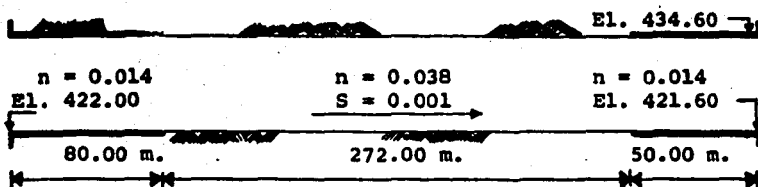
de régimen de conducto lleno a conducto abierto; ya sea durante el desvío ó en la descarga de las turbinas.

d). Cálculo hidráulico

Para la obtención del gasto máximo probable de desvío, se utilizaron 3 métodos de análisis los cuales son: Método de Gumbel, Método de Nash y Método de Levediev. De los resultados obtenidos, el Método de Gumbel fue el más aceptable para un periodo de retorno de 25 años y equivale a $Q = 4\ 172\ m^3/seg.$, que servirá para el diseño de la obra de desvío.

Túnel de Desvío No. 1

Descargando a presión

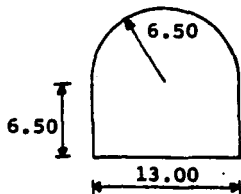


$$A = 150.87 \text{ m}^2$$

$$P = 46.42 \text{ m.}$$

$$r = 3.25$$

$$r^{2/3} = 2.194$$



La carga total H se determina con la suma de todas las pérdidas que se encuentran a lo largo del túnel.

$$H = h_e + h_{f_1} + h_{f_2} + h_{f_3} + h_s$$

Donde:

h_e = Pérdida por entrada

h_{f_1} = Pérdida por fricción

h_s = Pérdida por salida

Calculando tenemos:

$$h_e = K_e \frac{v^2}{r^{2/3}} = 0.5 \frac{v^2}{2g}$$

$$h_{f_1} = \left(\frac{vn}{r^{2/3}} \right)^2 L_1 = 0.06391 \frac{v^2}{2g}$$

$$h_{f_2} = \left(\frac{Vn}{r^{2/3}} \right)^2 L_2 = 1.6009 \frac{v^2}{2g}$$

$$h_{f_3} = \left(\frac{Vn}{r^{2/3}} \right)^2 L_3 = 0.03994 \frac{v^2}{2g}$$

$$h_s = \frac{v^2}{2g}$$

Por lo tanto

$$H_{t-1} = (0.5 + 0.6391 + 1.6009 + 0.03994 + 1) \frac{v^2}{2g}$$

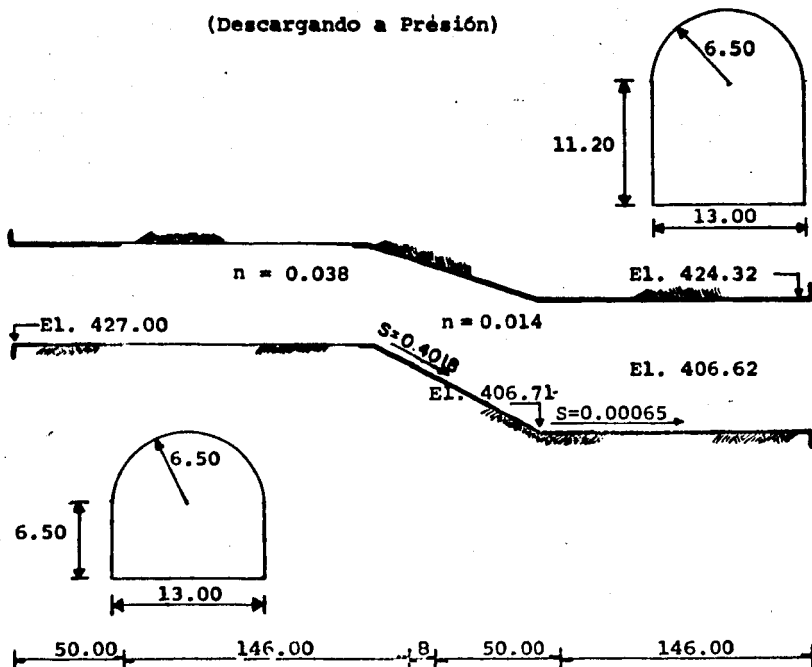
$$H_{t-1} = 3.20475 \frac{v^2}{2g}$$

$$H_{t-1} = 0.63341 v_{t-1}^2$$

(1)

Túnel No. 2

(Descargando a Presión)



$$A_1 = 150.87 \text{ m}^2$$

$$A_2 = 211.97 \text{ m}^2$$

$$P_1 = 46.42 \text{ m.}$$

$$P_2 = 55.82 \text{ m.}$$

$$r^{2/3} = 2.194$$

$$r^{2/3} = 2.434$$

La carga total H se determina igual que en el Túnel No. 1.

$$H = h_e + h_{f_1} + h_{f_2} + h_{f_3} + h_{f_4} + h_{c.d_1} + h_{c.d_2} + h_a + h_s$$

Donde:

$h_{c.d}$ = Pérdida por cambio de dirección

h_a = Pérdida por ampliación

$$h_e = K_e \frac{v^2}{2g} = 0.5 \frac{v^2}{2g}$$

$$h_{f_1} = \left(\frac{v n}{r^{2/3}} \right)^2 L_1 = 0.046335 \frac{v_1^2}{2g}$$

$$h_{f_2} = \left(\frac{v n}{r^{2/3}} \right)^2 L_2 = 0.859302 \frac{v_1^2}{2g}$$

$$h_{f_3} = \left(\frac{v n}{r^{2/3}} \right)^2 L_3 = 0.027884 \frac{v_1^2}{2g}$$

$$h_{f_4} = \left(\frac{v n}{r^{2/3}} \right)^2 L_4 = 0.048016 \frac{v_1^2}{2g}$$

$$h_{c.d} = c \sqrt{\frac{\Delta}{90^\circ}} \frac{v_1^2}{2g} \quad \text{donde } c = 0.25$$

$$\Delta_1 = 21.84$$

$$h_{c.d_1} = 0.123153 \frac{v_1^2}{2g}$$

$$\Delta_2 = 21.85$$

$$h_{c.d_2} = 0.062411 \frac{v_1^2}{2g}$$

$$h_a = C_a \left(\frac{A_2}{A_1} - 1 \right)^2 \frac{v_1^2}{2g}$$

Donde:

$$C_a = 0.20$$

$$A_1 = 150.87 \text{ m}^2$$

$$A_2 = 211.97 \text{ m}^2$$

$$h_a = 0.032802 \frac{v_1^2}{2g}$$

$$h_s = \frac{v^2}{2g} = 0.506659 \frac{v_1^2}{2g}$$

$$H_{t-2} = (0.5 + 0.0463 + 0.859302 + 0.027884 + 0.48016 + 0.123153 + 0.062411 + 0.032802 + 0.506659) \frac{v_1^2}{2g}$$

$$H_{t-2} = 2.206562 \frac{v_{t-2}^2}{2g}$$

$$H_{t-2} = 0.1125 v_{t-2}^2$$

(2)

Elevación de las claves

$$\text{Túnel No. 1} = 434.60$$

$$\text{Túnel No. 2} = 424.32$$

Diferencia de altura de claves = 10.28 m.

$$H_{t-2} = H_{t-1} + 10.28$$

Despejando de (1)

$$v_{t-1} = \sqrt{\frac{H_{t-1}}{0.1633}}$$

$$A_{t-1} = 150.87 \text{ m}^2$$

Despejando de (2)

$$V_{t-2} = \sqrt{\frac{H_{t-2}}{0.1125}}$$

$$A_{t-2} = 181.42 \text{ m}^2$$

Para

$$\begin{aligned} H_{t-1} &= 15.07 \text{ m} & V_{t-1} &= 9.61 \text{ m/s} & Q_1 &= 1449.33 \text{ m}^3/\text{s} \\ H_{t-2} &= 25.35 \text{ m} & V_{t-2} &= 15.01 \text{ m/s} & Q_2 &= \frac{2723.32}{4172.65} \text{ m}^3/\text{s} = \\ & & & & & = 4172 \text{ m}^3/\text{seg} \end{aligned}$$

Elevación de la clave de salida = 424.32

H para Q máx. ----- = 25.35

Espejo del agua (para Q máx.) - = 449.67

Bordo libre ----- = 10.33

El. corona de la ataguía aguas arriba = 460.00

Para obtener la elevación de la corona en la ataguía aguas abajo se utiliza la curva elevaciones-gastos del río, donde tenemos que para el gasto máximo de desvío de $4172 \text{ m}^3/\text{seg}$. la elevación del agua es: 425.25 y un bordo libre de 1.75 tenemos que la elevación de la corona es 427.00.

e). Ataguía Aguas Arriba

Esta ataguía se proyectó con materiales graduados y se localizó de manera que forme parte de la cortina. Esta se construirá con el auxilio de la preataguía y contra-ataguía. La corona de la preataguía se fijó a la elevación 429.00 m.s.n.m., suponiendo que el cierre de la misma podrá hacerse durante los meses de febrero, marzo ó abril cuyo gasto máximo probable en 25 años no es mayor de ---

150 m³/seg. quedando un bordo libre de 2 m.

La corona de la atagüa se proyectó a la elevación 460 m.s.n.m. considerando un bordo libre de 10.33 m., para cuando se presente la avenida de diseño de 4 172 m³/seg. El volumen de la atagüa es de 771 650 m³.

f) Atagüa Aguas Abajo

Esta también pasará a formar parte de la cortina. Su localización aparentemente desplazada hacia aguas abajo del sitio usual, esto obedece principalmente a que durante la excavación de los vertedores, se va a extraer un volumen considerable de material de la unidad B, el cual no es aprovechable para la cortina, pero en cambio se podrá colocar entre esta y la atagüa, con una distancia mínima con la que se ha previsto formar una plataforma a la elevación 440.00 m.s.n.m., que servirá para patios, almacenes y taller áreas necesarias durante la instalación de la planta y posteriormente de mucha utilidad para las necesidades de mantenimiento durante la operación.

La corona de la preatagüa se fijó a la elevación 420.00 m.s.n.m. y la atagüa a la elevación 427.00 m.s.n.m. considerando un bordo libre de 1.75 m., para cuando se desvíe el gasto de 3 750 m³. El volumen de la atagüa es de 49 030 m³.

VI. OBRA DE EXCEDENCIAS

a). Generalidades

Como su nombre lo indica, esta obra tiene por objeto eliminar en forma rápida y eficiente el agua que excede a el almacenamiento normal de la presa, protegiendo de esta forma a la cortina y otras estructuras a las que pudiese dañar. La obra de excedencias del proyecto hidroeléctrico "El Caracol" se constituye por: dos unidades vertedoras, con un canal de llamada común en la elevación 496.00 m.s.n.m., controladas mediante 6 puertas radiales de 14.50 m. de ancho por 22.00 m. de altura, apoyadas sobre el cimacio de perfil deprimido, cuya cresta vertedora se encuentra en la cota 500.00, continuando en canal abierto con una estructura final deflectora para lanzar el flujo al cauce del río.

La estructura de control del vertedor de servicio consta de cuatro compuertas radiales y el vertedor de emergencia de dos, con una capacidad de 11 334 m³/seg. y 5 667 m³/seg. respectivamente, para poder desalojar entre los dos un gasto máximo de 17 000 m³/seg.

b). Localización

La obra de demasías se localiza en la margen derecha siguiendo la dirección del río, desplantándose en la unidad A (areniscas predominantes de buena calidad) que descargan en la curva del río inmediata al pie de la corti

na. Siendo este el sitio más adecuado presenta las siguientes ventajas:

1). La descarga de los vertedores queda situada en la curva del meandro, con lo que las barras que probablemente se formen se localizarán en los 300.00 ó 400.00 m. aguas abajo de las descargas. Esta solución requiere localizar el desfogue de la casa de máquinas hacia aguas abajo.

2). Por lo anterior las barras que se formen no estorbarán ni afectarán al desfogue.

c). Vertedor de Servicio

1. Diseño

1.a). Carga de Diseño

Tomando en consideración las recomendaciones del Manual de Obras Civiles de la C.F.E., de donde se eligió la relación:

$$\frac{H_{\text{máx.}}}{H_d} = 1.33 \quad (1)$$

Donde:

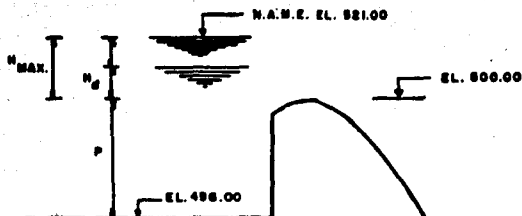
$H_{\text{máx.}}$ = Carga máxima

H_d = Carga de diseño

La cual nos dará un perfil deprimido, lográndose así una mayor economía, reduciendo el volumen de material para su construcción y a la vez disminuir las presiones negativas.

De (1) tenemos que:

$$H_d = \frac{H_{\text{máx.}}}{1.33} \quad (2)$$



El valor de la carga máxima, se obtiene restando la elevación del Nivel de Aguas Máximas Extraordinarias (N.A.M.E.), y la elevación de la Cresta Vertedora.

El. N.A.M.E. 521.00

El. Cresta Vertedora 500.00

$H_{\text{máx}}$ 21.00 m.

Sustituyendo en (2) tenemos que:

$$H_d = \frac{21}{1.33} = 15.79 \text{ m.}$$

Para obtener la longitud de la cresta vertedora se utiliza la ecuación:

$$Q_{\text{máx.}} = C L_{\text{ef.}} H^{3/2}$$

Donde:

$Q_{\text{máx.}}$ = Gastos máximo, en $\text{m}^3/\text{seg.}$

C = Coeficiente de descarga

$L_{\text{ef.}}$ = Longitud efectiva, en m.

H = Carga sobre la cresta vertedora, en m.

Datos:

$$Q_{\text{máx.}} = 17\,000 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$C = 2.03$$

$$H = 21.00 \text{ m.}$$

Despejando y sustituyendo se tiene que:

$$L_{\text{ef.}} = \frac{Q}{C H^{3/2}}$$

$$L_{\text{ef.}} = \frac{17\,000}{2.03 (21)^{1.50}}$$

$$L_{\text{ef.}} = 87.02 \text{ m.}$$

Es por esto que se consideraron 6 compuertas radiales con una longitud de 14.50 m. cada una.

1.b). Perfil del Cimacio

Las coordenadas del perfil se definen con la ecuación:

$$\frac{Y}{H_d} = -K \left(\frac{X}{H_d} \right)^n \quad (1)$$

Donde K y n, dependen de la inclinación del talud aguas arriba y cuyos valores se encuentran en la fig. 187 del libro Design of Small Dams.

$$K = 0.525$$

$$n = 1.747$$

Sustituyendo valores en (1), y despejando se tiene que:

$$Y = -0.06683 X^{1.747} \quad (2)$$

X	X ^{1.747}	Y
0	0.000	- 0.000
1	1.000	- 0.067
2	3.357	- 0.224
3	6.816	- 0.456
4	11.267	- 0.753
5	16.638	- 1.112
6	22.879	- 1.529
7	29.949	- 2.001
8	37.818	- 2.527
9	46.458	- 3.105
10	55.847	- 3.732
11	65.965	- 4.408
12	76.794	- 5.132
13	88.320	- 5.902
14	100.528	- 6.718
15	113.405	- 7.579
16	126.940	- 8.483
17	141.122	- 9.431

Las coordenadas máximas se determinan derivando la ecuación (2) de esta manera:

$$\frac{dy}{dx} = - 0.06683 (1.747) x^{0.747} = - 1$$

Despejando:

$$x_{\text{máx.}} = \sqrt[0.747]{\frac{1}{0.06683 \times 1.747}}$$

$$x_{\text{máx.}} = 17.727 \text{ m.}$$

Sustituyendo en la ecuación (2)

$$y_{\text{máx.}} = - 10.147 \text{ m.}$$

1.c). Canal de Descarga

El canal de descarga es a cielo abierto, el cual vierte con régimen supercrítico para evitar la formación de un resalto hidráulico abajo del control, el régimen permanece supercrítico en toda la longitud del canal. La pendiente de este canal obedece a las condiciones topográficas

PERFIL DEL CIMACIO VERTEDOR DE SERVICIO

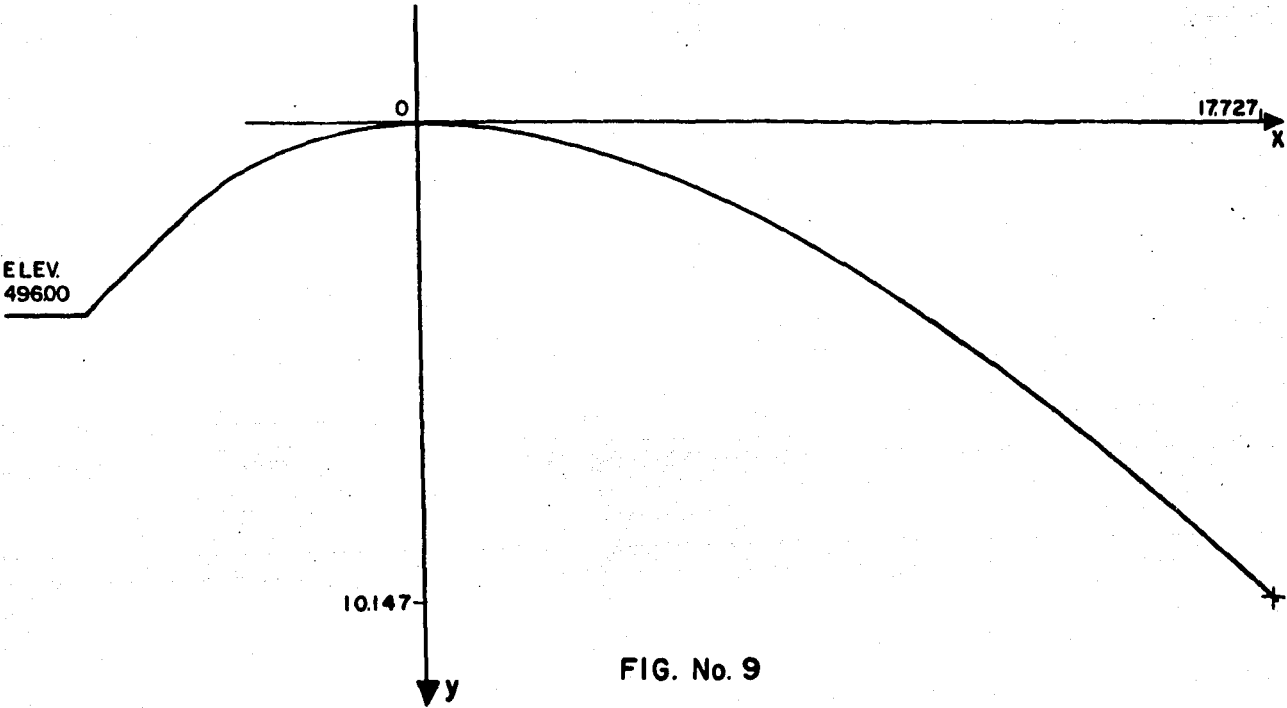


FIG. No. 9

y geológicas que presenta el lugar e igual $S = 0.020$, con un ancho de 70.00 m. y una longitud de 204.87 m., cuyas paredes tienen un talud de 0.5:1, y una altura de 10.00 m.

La base del canal estará anclada en la roca para darle mayor estabilidad. El gasto máximo que podrá desalojar este canal es de $11,333.00 \text{ m}^3/\text{seg.}$

1.d). Deflector

Debido a que la descarga puede hacerse directamente al cauce se propone una estructura terminal del tipo trampolín de donde el agua saldrá como un chorro libre, cuya trayectoria depende de la energía del flujo y del ángulo con que sale del trampolín, el cual está limitado a no ser mayor de 30° , dicho ángulo de salida está influenciado por el radio de curvatura del trampolín y la altura de la salida con relación a el fondo de este.

La estructura terminal presenta las siguientes características:

Radio de Curvatura..... 60.00 m.
Angulo ó Deflexión..... $40^\circ 18' 35''$
Subtangente..... 22.62 m.

1.e). Cálculo del Perfil del Agua sobre el

Vertedor de Servicio

Cálculo del Tirante Normal:

$b = 70.00 \text{ m.}$

$n = 0.018$

$S_0 = 0.20$

$$Q = 11\,333 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$\frac{A r^{2/3}}{b^{8/3}} = \frac{n Q}{\sqrt{S_0} b^{8/3}} = \frac{0.018 \times 11\,333}{\sqrt{0.20} (70)^{8/3}} = 0.0054808$$

$$\frac{Y_n}{b} = 0.047 \quad Y_n = 3.29$$

Y_n	A	P	r	$r^{2/3}$	V	Q
3.29	230.30	76.58	3.007	2.083	51.753	11 918.61
3.20	224.00	76.40	2.932	2.049	50.908	11 403.35
3.18	222.60	76.34	2.912	2.041	50.709	11 287.84
3.19	223.30	76.38	2.924	2.045	50.808	11 345.52
3.189	223.23	76.378	2.923	2.044	50.784	11 336.42 = 11 333

Cálculo del Perfil del Agua sobre el Cimacio

$$\frac{H}{H_d} = 1.33 \quad \begin{array}{l} H \text{ máx.} = 21 \text{ m.} \\ H_d = 15.79 \text{ m.} \end{array}$$

Punto	X	Y	Coordenadas	
			X	Y
	Hd	Hd		
Eje Cresta	0	-1.250	0.000	-19.737
2	0.2	-1.050	3.158	-16.579
3	0.4	-0.925	6.316	-14.605
4	0.6	-0.800	9.474	-12.632
5	0.8	-0.750	12.632	-11.842
6	1.0	-0.600	15.789	- 9.474
P.T.	1.123	-0.500	17.727	- 7.895

CALCULO DEL PERFIL DEL AGUA SOBRE EL CANAL DE SALIDA

$b = 70.00 \text{ m.}$
 $n = 0.018$
 $S_0 = 0.20$
 $\text{máx} = 11\,333.00 \text{ m}^3/\text{seg.}$

Y	A	P	r	$r^{2/3}$	V	$V^2/2g$	E	AE	Sf	$\bar{S}f$	$S_0 - \bar{S}f$	Ax
7.895	552.65	85.79	6.442	3.462	20.507	21.433	29.382	—	0.0113683	—	—	—
6.50	455.00	83.00	5.482	3.109	24.908	31.620	38.120	8.792	0.0207961	0.0160822	0.1839178	47.80
6.00	420.00	82.00	5.122	2.971	26.983	37.110	43.110	4.990	0.0267252	0.0237606	0.1762394	28.31
5.50	385.00	81.00	4.753	2.827	29.436	44.164	49.664	6.554	0.0351278	0.0309265	0.1690735	38.76
5.00	350.00	80.00	4.375	2.675	32.380	53.439	58.439	8.775	0.0474735	0.0413006	0.1506994	55.29
4.70	329.00	79.40	4.142	2.580	34.447	60.478	65.178	6.739	0.0577575	0.0526155	0.1473845	45.72
4.65	325.50	79.30	4.105	2.564	34.817	61.786	66.436	1.258	0.0597436	0.0587506	0.1412494	8.90
4.64	324.80	79.28	4.097	2.560	34.892	62.052	66.692	0.256	0.0601890	0.0599663	0.1400337	1.82

Cálculo del borde libre en el canal

$$B.L. (\text{metros}) = 0.60 + 0.037 \cdot V \sqrt{\frac{3}{d}}$$

$$d_m = 6.268 \text{ m.}$$

$$B.L. = 2.490 \text{ m.}$$

$$V_m = 27.70 \text{ m/seg.}$$

 ΣAx

47.804

76.118

114.882

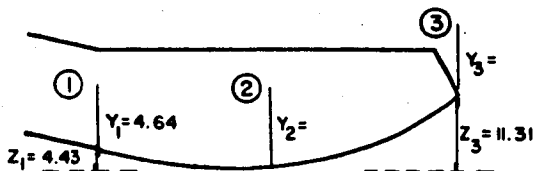
170.175

215.899

224.805

226.633

Cálculo del Perfil del agua sobre el Deflector



De 1 - 2

$$z_1 + Y_1 + \frac{v_1^2}{2g} = z_2 + Y_2 + \frac{v_2^2}{2g} + \Sigma hf$$

$$4.434 + 4.64 + 62.052 = 0 + Y_2 + \frac{v_2^2}{2g} + 0.10 \frac{v_2^2}{2g}$$

$$71.126 = Y_2 + 1.1 \frac{v_2^2}{2g}$$

$$v_2 = \sqrt{\frac{(71.126 - Y_2) 2g}{1.1}} \quad Q = 70 Y_2 v_2 = 11333 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

Para $Y_2 = 4.704 \text{ m.}$

$$v_2 = 34.420 \text{ m/seg.}$$

$$Q_2 = 11\,333.77 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

De 2 - 3

$$z_2 + Y_2 + \frac{v_2^2}{2g} = z_3 + Y_3 + \frac{v_3^2}{2g} + \Sigma hf$$

$$0 + 4.704 + 60.384 = 11.307 + Y_3 + \frac{v_3^2}{2g} + 0.1 \frac{v_3^2}{2g}$$

$$53.781 = Y_3 + 1.1 \frac{v_3^2}{2g}$$

$$v_3 = \sqrt{\frac{(53.781 - Y_3) 2g}{1.1}} \quad Q = 70 \quad Y_3 \quad v_3 = 11\,333 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

Para $Y_3 = 5.518 \text{ m.}$

$$v_3 = 29.34 \text{ m/seg.}$$

$$Q_3 = 11\,332.87 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

Cálculo del Chorro

$$Y = X \tan \theta - \frac{X^2}{K [4(d+hv) \cos^2 \theta]}$$

$$X \text{ máx} = 2K (d+hv)$$

$$\theta = 30^\circ$$

$$K = 0.90$$

$$d = 5.518 \text{ m.}$$

$$hv = 43.875 \text{ m.}$$

$$X \text{ máx} = 88.908 \text{ m.}$$

Coordenadas

X	Y
10.00	5.024
20.00	8.548
30.00	10.572
40.00	11.097
50.00	10.121
60.00	7.647
70.00	3.672
80.00	- 1.802
88.908	- 7.941

d). Vertedor de Emergencia

1. Diseño

1.a). Carga de Diseño

De acuerdo a las recomendaciones del Manual de Obras Civiles de la C.F.E. se optó por elegir un perfil de primido, para reducir los volúmenes de materiales, costos y las presiones negativas y el cual se obtiene de acuerdo a la siguiente expresión:

$$\frac{H \text{ máx}}{H d} = 1.33 \qquad H \text{ máx} = \text{Carga Máxima} \qquad (1)$$
$$H d = \text{Carga de Diseño}$$

De donde tenemos que:

$$H d = \frac{H \text{ máx}}{1.33} \qquad (2)$$

Restando de la elevación del N.A.M.E. la elevación de la cresta vertedora podemos obtener la carga máxima.

Elevación. N.A.M.E.	521.00
Elevación. Cresta Vertedora	<u>500.00</u>
	21.00

Substituyendo en (2) se tiene que:

$$H d = 15.79 \text{ m.}$$

1.b). Perfil del Cimacio

Con la siguiente ecuación se calculan las coordenadas de este perfil.

$$\frac{Y}{H d} = -K \left(\frac{X}{H d} \right)^n \qquad (1)$$

Los valores de K y n se obtienen de las gráficas de la fig. 187 del libro Design of Small Dams.

Entrando a las gráficas obtenemos:

$$K = 0.525$$

$$n = 1.747$$

Substituyendo valores en (1) y despejando se tiene

$$y = -0.06683 x^{1.747} \quad (2)$$

x	$x^{1.747}$	y
0	0.000	0.000
1	1.000	- 0.067
2	3.357	- 0.224
3	6.816	- 0.456
4	11.267	- 0.753
5	16.638	- 1.112
6	22.879	- 1.529
7	29.949	- 2.001
8	37.818	- 2.527

Las coordenadas máximas se determinan derivando la ecuación (2)

$$\frac{d y}{d x} = -0.06683 (1.747) X_{\text{máx}}^{0.747} = 0.57735$$

$$X_{\text{máx}} = \sqrt[0.747]{\frac{0.57735}{0.06683 \times 1.747}}$$

$$X_{\text{máx}} = 8.497 \text{ m.}$$

Substituyendo en (2)

PROFIL DEL CIMACIO VERTEDOR DE EMERGENCIA

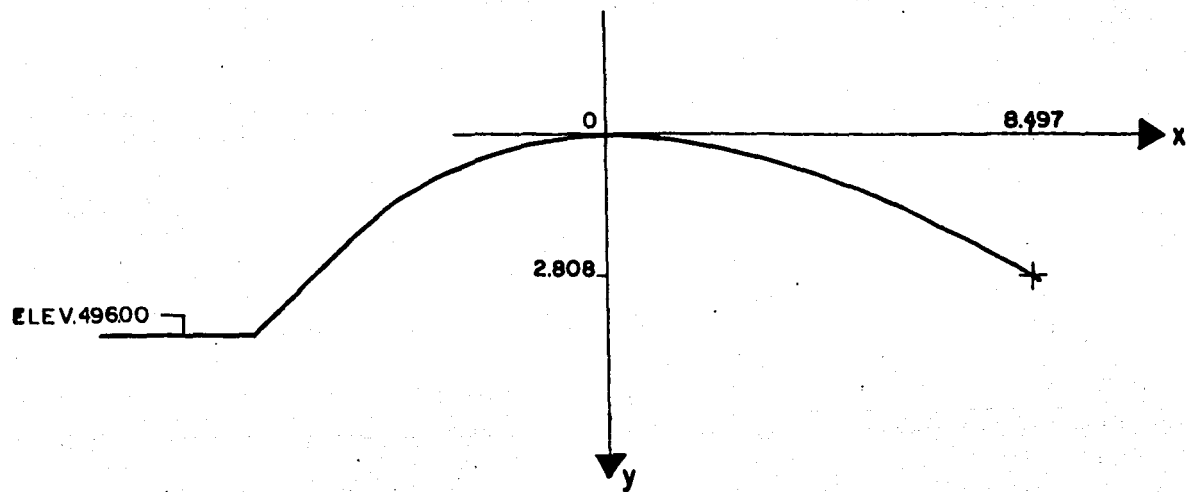


FIG. 10

$Y_{\text{máx}} = 2.808 \text{ m.}$

1.c). Canal de Descarga

Es una estructura a cielo abierto, diseñado para un régimen supercrítico el cual permanece en toda su longitud, para evitar la formación de un resalto hidráulico abajo de la estructura de control.

Las condiciones topográficas y geológicas del terreno rigen su pendiente $S = 0.57735$.

Además tiene las siguientes características:

Q máx de descarga..... 5 667 m³/seg.
Ancho..... 70.00 m.
Longitud.....104.38 m.
Talud de las paredes..... 0.5:1
Altura de las paredes..... 8.00 m.

La base del canal estará anclada para darle así una mejor estabilidad.

1.d). Deflector

Esta estructura es del tipo trampolín, y se encargará de lanzar el agua al cauce del río, el agua sale en forma de un chorro libre, formando un ángulo de 30°, los factores que influyen en el ángulo de salida son:

El radio de curvatura y la altura de salida con relación al fondo del trampolín.

Características:

a). Radio de Curvatura..... 30.00 m:

- b). Deflexión..... 60° 00'
 c). Subtangente..... 17.32 m.

1.e). Cálculo del Perfil del Agua en el Vertedor de Emergencia

Cálculo del Tirante Normal.

$n = 0.018$

$Q = 5\,667 \text{ m}^3/\text{seg.}$

$S_0 = 0.57735$

$b = 33.00 \text{ m.}$

$$\frac{A r^{2/3}}{b^{8/3}} = \frac{n Q}{\sqrt{S_0} b^{8/3}} = \frac{0.018 \times 5667}{\sqrt{0.57735} (33)^{8/3}} = 0.01198$$

$\frac{Y_n}{b} = 0.075 \quad Y_n = 2.475 \text{ m.}$

Y_n	A	P	r	$r^{2/3}$	V	$Q \text{ m}^3/\text{seg}$
2.475	81.675	37.95	2.1522	1.6669	70.376	5747.96
2.400	79.200	37.80	2.0952	1.6374	69.130	5475.10
2.450	80.850	37.90	2.1332	1.6571	69.964	5656.60
2.453	80.949	37.906	2.1355	1.6583	70.0138	5667.55 = 5 667

$Y_n = 2.453 \text{ m.}$

Perfil del Agua sobre el Cimacio

$\frac{H}{H_d} = 1.33$

$H_{\text{máx}} = 21 \text{ m.}$

$H_d = 15.79 \text{ m.}$

Punto	$\frac{H}{H_d}$	$\frac{Y}{H_d}$	Coordenadas	
			X	Y
Eje Cresta	0	-1.10	0	-17.369
2	0.1	-1.05	1.597	-16.580
3	0.2	-1.00	3.158	-15.790
4	0.3	-0.90	4.737	-14.211
5	0.4	-0.85	6.316	-13.422
6	0.5	-0.80	7.895	-12.632
P. t.	0.538	-0.75	8.497	-11.843

CALCULO DEL PERFIL DEL AGUA SOBRE EL CANAL DE SALIDA

$n = 0.018$
 $b = 33.00$
 $S_o = 0.57735$
 $máx = 5\ 667\ m^3/seg.$

Y	A	P	r	r ^{2/3}	V	V ^{2/2g}	E	AE	Sf	S̄f	So-S̄f
11.843	390.82	56.69	6.894	3.622	14.500	10.716	22.590		0.0051926		
10.00	330.00	53.00	6.226	3.384	17.173	15.031	25.031	2.4407	0.0083440	0.0067683	0.5705817
9.00	297.00	51.00	5.824	3.237	19.081	18.556	27.556	2.5254	0.0112580	0.0098101	0.5675490
8.00	264.00	49.00	5.388	3.073	21.466	23.485	31.485	3.9295	0.0158097	0.0135338	0.5638162
7.00	231.00	47.00	4.915	2.891	24.532	30.674	37.074	6.1890	0.0233300	0.0195699	0.5577802
6.00	198.00	45.00	4.400	2.685	28.621	41.752	47.752	10.0780	0.0381510	0.0300726	0.5472774
5.00	165.00	43.00	3.837	2.451	34.345	60.123	65.125	17.371	0.0636188	0.0508849	0.5264651
4.80	158.40	42.60	3.718	2.400	35.777	65.237	70.037	4.915	0.0719996	0.0678092	0.5095408
4.75	156.75	42.50	3.688	2.387	36.153	66.618	71.368	1.331	0.0732396	0.0731618	0.5041882

Cálculo del bordo libre

$$B.L. (metros) = 0.60 + 0.037 V \frac{V^3}{d}$$

$$v_m = 25.327\ m/seg.$$

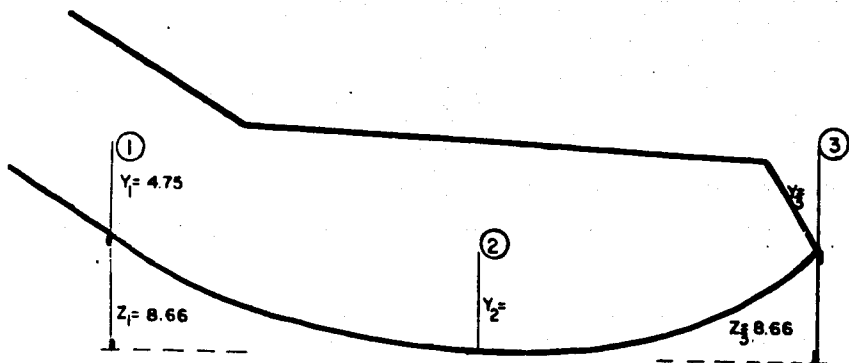
$$B.L. = 0.60 + 0.037 (25.327) \frac{V^3}{8.297}$$

$$d_m = 8.297\ m.$$

$$B.L. = 2.497\ m.$$

AX	Σ AX
----	----
4.278	4.278
4.450	8.728
6.969	15.697
11.096	26.793
18.415	45.208
32.996	78.204
9.646	87.850
2.640	90.409

Cálculo del Perfil del Agua sobre el Deflector



De 1 - 2

$$z_1 + y_1 + \frac{v_1^2}{2g} = z_2 + y_2 + \frac{v_2^2}{2g} + \Sigma h_f$$

$$8.66 + 4.75 + 66.618 = 0. + y_2 + \frac{v_2^2}{2g} + 0.10 \frac{v_2^2}{2g}$$

$$80.028 = y_2 + 1.10 \frac{v_2^2}{2g}$$

$$v_2 = \sqrt{\frac{(80.028 - y_2) 2g}{1.10}} \quad Q = 33 y_3 v_3$$

Para $y_2 = 4.685 \text{ m.}$

$$v_2 = 36.658 \text{ m/seg.}$$

$$Q = 5\,667.58 \text{ m}^3/\text{seg.} \quad \dot{=} 5\,667 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

De 2 - 3

$$z_2 + y_2 + \frac{v_2^2}{2g} = z_3 + y_3 + \frac{v_3^2}{2g} + \Sigma h_f$$

$$0 + 4.685 + \frac{(36.658)^2}{19.62} = 8.66 + y_3 + 1.10 \frac{v_3^2}{2g}$$

$$64.517 = y_3 + 1.10 \frac{v_3^2}{2g}$$

$$v_3 = \sqrt{\frac{(64.517 - y_3) 2g}{1.10}}$$

$$Q = 33 y_3 v_3 = 5\,667 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

Para $y_3 = 5.283 \text{ m.}$

$$v_3 = 32.504 \text{ m/seg.}$$

$$Q_3 = 5\,666.74 \text{ m}^3/\text{seg.} \quad \dot{=} 5\,667 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

CALCULO DEL CHORRO

$$Y = X \tan \theta - \frac{X^2}{K [4(d + h_v) \cos^2 \theta]}$$

$$X_{\text{máx}} \begin{cases} Y = 0 \\ \theta = 45^\circ \end{cases} \quad X_{\text{máx}} = 2K (d + h_v) = 106.438 \text{ m.}$$

$$\theta = 30^\circ \quad d = 5.283 \text{ m.} \quad h_v = \frac{v^2}{2g} = \frac{(32.504)^2}{19.62} = 53.849 \text{ m,}$$

$$Y = X \tan \theta - \frac{X^2}{159.656}$$

X	Y
10	5.147
20	9.042
30	11.683
40	13.072
50	13.209
60	12.093
70	9.724
80	6.102
90	1.227
100	-4.900
106.438	-9.507

c). Tránsito de la Avenida Máxima

El tránsito de la avenida máxima se realizó de acuerdo al método modificado de L. G. Puls, que se calcula al resolver la ecuación:

$$I + \frac{S_1}{T} - \frac{Q_1}{2} = \frac{S_2}{T} + \frac{Q_2}{2} \quad (1)$$

En donde:

T = Número de segundos del intervalo de tiempo

I = Gasto medio de la corriente en el intervalo

Q₁ = Gasto de descarga al iniciarse el intervalo

Q_2 = Gasto de descarga al finalizar el intervalo.

S_1 = Almacenamiento sobre la cresta del vertedor al iniciarse el intervalo.

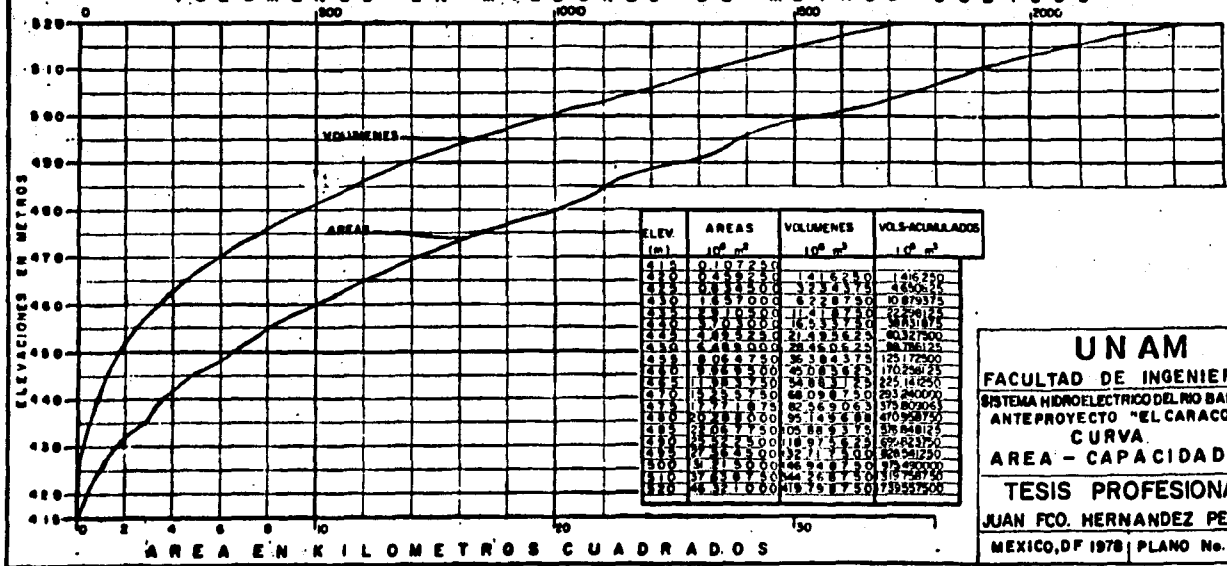
S_2 = Almacenamiento sobre la cresta del vertedor al finalizar el intervalo.

Para utilizar este método es necesario dibujar una curva que relaciona los gastos de descarga (Q) con los correspondientes almacenamientos del vaso entre el intervalo de tiempo considerado, más un medio de la descarga ($\frac{S}{T} + \frac{Q}{2}$); a esta curva Puls la designa con el nombre de "STORAGE-INDICATION", aquí se le llama "ALMACENAMIENTO INDICADO", en el cálculo de dicha curva se debe tener como datos básicos las descargas del vertedor y el almacenamiento del vaso para varias elevaciones de la superficie del agua en el vaso. Una vez determinada la curva "ALMACENAMIENTO INDICADO" el procedimiento es el siguiente:

- 1). Para valores dados, el primer intervalo, de I , Q_1 y $\frac{S_1}{T}$ calcule el valor numérico de $I - \frac{S_1}{T} - \frac{Q_1}{2}$.
- 2). Con este valor numérico, que es igual a $\frac{S_2}{T} + \frac{Q_2}{2}$, se entra en la curva "Almacenamiento indicado" y lea el correspondiente valor del gasto de salida (Q_2), este valor es el gastos de salida al finalizar el primer intervalo.
- 3). Sustrayendo Q_2 del correspondiente valor de $\frac{S_2}{T} + \frac{Q_2}{2}$, el valor es $\frac{S_2}{T} - \frac{Q_2}{2}$. El valor de $\frac{S_1}{T} - \frac{Q_1}{2}$ para el segundo in-

intervalo de tiempo es igual al valor de $\frac{S_2}{T} - \frac{Q_2}{2}$ del primer intervalo. Consecuentemente el primer miembro de la ecuación (1) puede ser calculado para el segundo intervalo de tiempo y el procedimiento puede repetirse sucesivamente.

VOLUMENES EN MILLONES DE METROS CUBICOS



ELEV. (m)	AREAS	VOLUMENES	VOLS.ACUMULADOS
	10 ⁶ m ²	10 ⁶ m ³	10 ⁶ m ³
415	0.107250		
420	0.259250	1.416250	1.416250
425	0.434500	3.234375	4.650625
430	0.637000	5.228750	10.879375
435	0.871875	7.418375	18.297750
440	1.130000	9.803375	28.101125
445	1.412250	12.383625	40.484750
450	1.718750	15.159125	55.643875
455	2.050000	18.130875	73.774750
460	2.406250	21.298875	95.073625
465	2.787500	24.664125	119.737750
470	3.193750	28.227625	147.965375
475	3.625000	31.989375	179.954750
480	4.081250	35.949375	215.904125
485	4.562500	40.107625	255.811750
490	5.068750	44.464125	299.775875
495	5.590000	49.018875	347.794750
500	6.126250	53.771875	400.066625
505	6.677500	58.723125	456.789750
510	7.243750	63.872625	517.962375
515	7.825000	69.220375	583.682750
520	8.421250	74.766375	654.049125

UNAM
 FACULTAD DE INGENIERIA
 SISTEMA HIDROELECTRICO DEL RIO BALSAC
 ANTEPROYECTO "EL CARACOL"
 CURVA
 AREA - CAPACIDADES

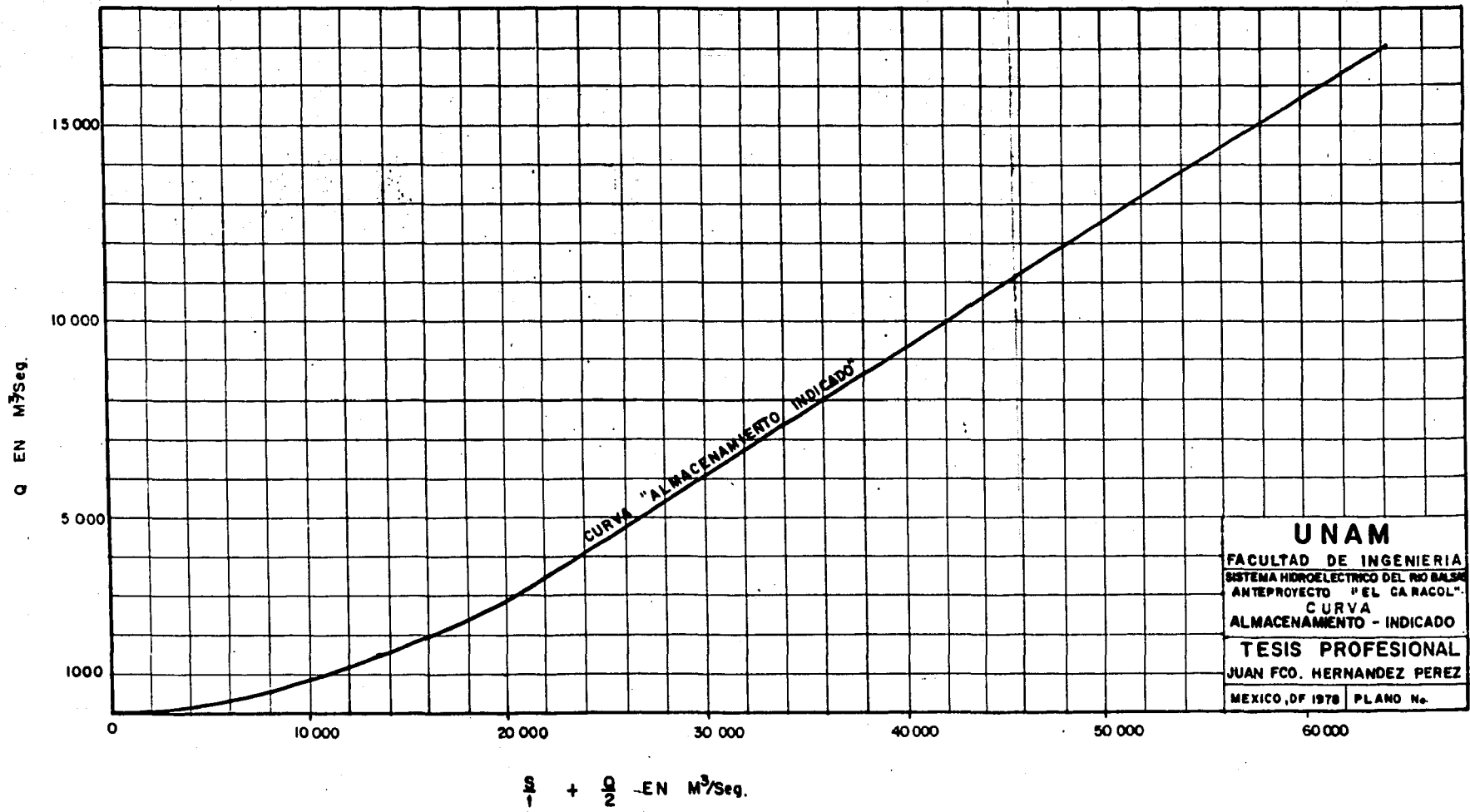
TESIS PROFESIONAL
 JUAN PCO. HERNANDEZ PEREZ
 MEXICO, DF 1978 | PLANO No.

CURVA DE DESCARGAS

COMPUERTAS TOTALMENTE ABIERTAS

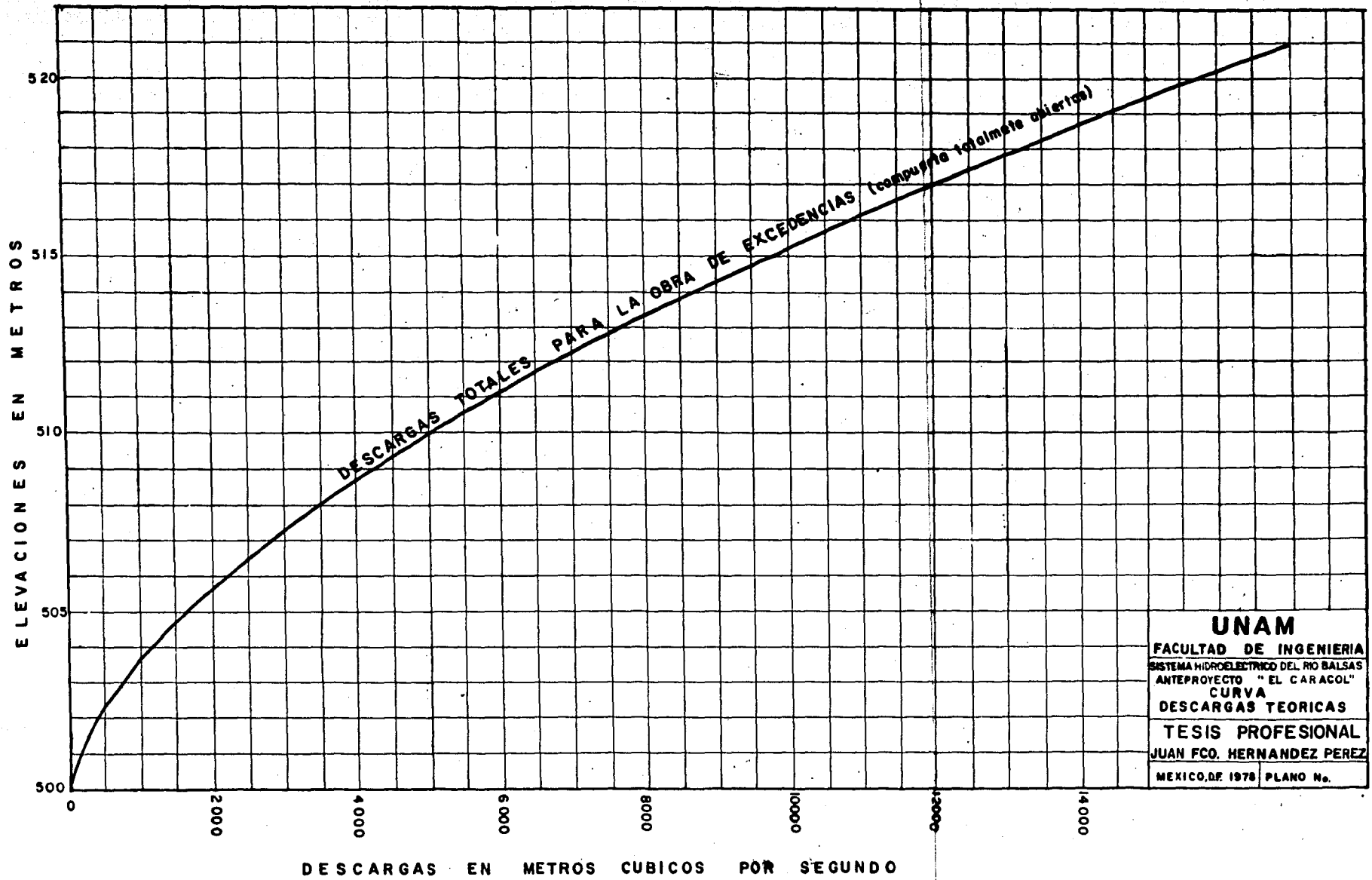
$$Q = CL_{ef} \frac{H^3}{2} \quad C_o = 1.948$$

Elevación m.s.n.m.	H m	H ³ / ₂	H/Hd	L _{ef} m	C/ _{Co}	C	Q1 Compuerta m ³ /s	Q6 Compuertas m ³ /s
500.00	0.00	0.000	0.0000	14.50	0.000	0.000	0.00	0.00
501.00	1.00	1.000	0.0633	14.50	0.808	1.574	22.82	136.92
502.00	2.00	2.828	0.1267	14.50	0.830	1.617	66.31	397.86
503.00	3.00	5.196	0.1900	14.50	0.850	1.656	124.77	748.62
504.00	4.00	8.000	0.2533	14.50	0.865	1.685	195.46	1172.76
505.00	5.00	11.180	0.3167	14.50	0.882	1.718	278.50	1671.00
506.00	6.00	14.697	0.3800	14.50	0.896	1.745	371.87	2231.22
507.00	7.00	18.520	0.4433	14.50	0.910	1.772	475.85	2855.10
508.00	8.00	22.627	0.5067	14.50	0.921	1.794	588.60	3531.60
509.00	9.00	27.000	0.5700	14.50	0.934	1.819	712.14	4272.84
510.00	10.00	31.623	0.6333	14.50	0.945	1.841	844.16	5064.96
511.00	11.00	36.483	0.6967	14.50	0.956	1.862	985.00	5910.00
512.00	12.00	41.569	0.7600	14.50	0.966	1.882	1134.38	6806.28
513.00	13.00	46.872	0.8233	14.50	0.976	1.901	1292.00	7752.00
514.00	14.00	52.383	0.8867	14.50	0.986	1.921	1459.10	8754.60
515.00	15.00	58.095	0.9500	14.50	0.994	1.936	1630.84	9785.04
516.00	16.00	64.000	1.0133	14.50	1.002	1.952	1811.46	10868.76
517.00	17.00	70.093	1.0767	14.50	1.010	1.967	1999.16	11994.96
518.00	18.00	76.368	1.1400	14.50	1.018	1.983	2195.85	13175.10
519.00	19.00	82.819	1.2033	14.50	1.026	1.999	2400.55	14403.30
520.00	20.00	89.443	1.2667	14.50	1.034	2.014	2612.00	15672.00
521.00	21.00	96.234	1.3300	14.50	1.042	2.030	2832.65	17000.00



CURVA ALMACENAMIENTO INDICADO

Elevación m.s.n.m.	H m.	$H^{3/2}$	$\frac{Q}{m^3/seg.}$	$\frac{Q}{2}$	Vol. Vaso $\times 10^6 m^3$	S $\times 10^6 m^3$	$\frac{S}{t}$	$\frac{S}{t} + \frac{Q}{2}$
500.00	0.00	0.000	0.0	0.0	975.5	0.0	0.0	0.0
501.00	1.00	1.000	136.9	68.5	1025.0	49.5	3437.5	3506.0
502.00	2.00	2.828	397.9	199.0	1065.0	89.5	6215.3	6414.3
503.00	3.00	5.196	748.6	374.3	1100.0	124.5	8645.8	9020.1
504.00	4.00	8.000	1172.8	586.4	1140.0	164.5	11423.6	12010.0
505.00	5.00	11.180	1671.0	835.5	1170.0	194.5	13506.9	14342.4
506.00	6.00	14.696	2231.2	1115.6	1210.0	234.5	16248.7	17400.3
507.00	7.00	18.520	2855.1	1427.6	1240.0	264.5	18368.1	19795.7
508.00	8.00	22.627	3531.6	1765.8	1272.5	297.0	20625.0	22390.8
509.00	9.00	27.000	4272.8	2136.4	1300.0	324.5	22534.7	24671.1
510.00	10.00	31.623	5065.0	2532.5	1319.0	343.5	23854.2	26386.7
511.00	11.00	36.483	5910.0	2955.0	1360.0	384.5	26701.4	29656.4
512.00	12.00	41.569	6808.3	3403.2	1390.0	414.5	28784.7	32187.9
513.00	13.00	46.872	7752.0	3876.0	1430.0	454.5	31562.5	35438.5
514.00	14.00	52.383	8754.5	4377.3	1465.0	489.5	33993.1	38370.4
515.00	15.00	58.095	9785.0	4892.5	1500.0	524.5	36423.6	41316.1
516.00	16.00	64.000	10868.8	5434.4	1545.0	569.5	39548.6	44983.0
517.00	17.00	70.093	11995.0	5997.5	1585.0	609.5	42326.4	48323.9
518.00	18.00	76.368	13175.1	6587.6	1617.5	624.0	44583.3	51170.9
519.00	19.00	82.819	14403.3	7201.7	1665.0	689.5	47881.9	55083.6
520.00	20.00	89.443	15672.0	7836.0	1739.0	763.5	53020.8	60856.8
521.00	21.00	96.234	17000.0	8500.0	1780.0	804.5	55868.1	64368.1



UNAM
FACULTAD DE INGENIERIA
 SISTEMA HIDROELECTRICO DEL RIO BALSAS
 ANTEPROYECTO "EL CARACOL"
 CURVA
 DESCARGAS TEORICAS
 TESIS PROFESIONAL
 JUAN FCO. HERNANDEZ PEREZ
 MEXICO, D.F. 1978 PLANO No.

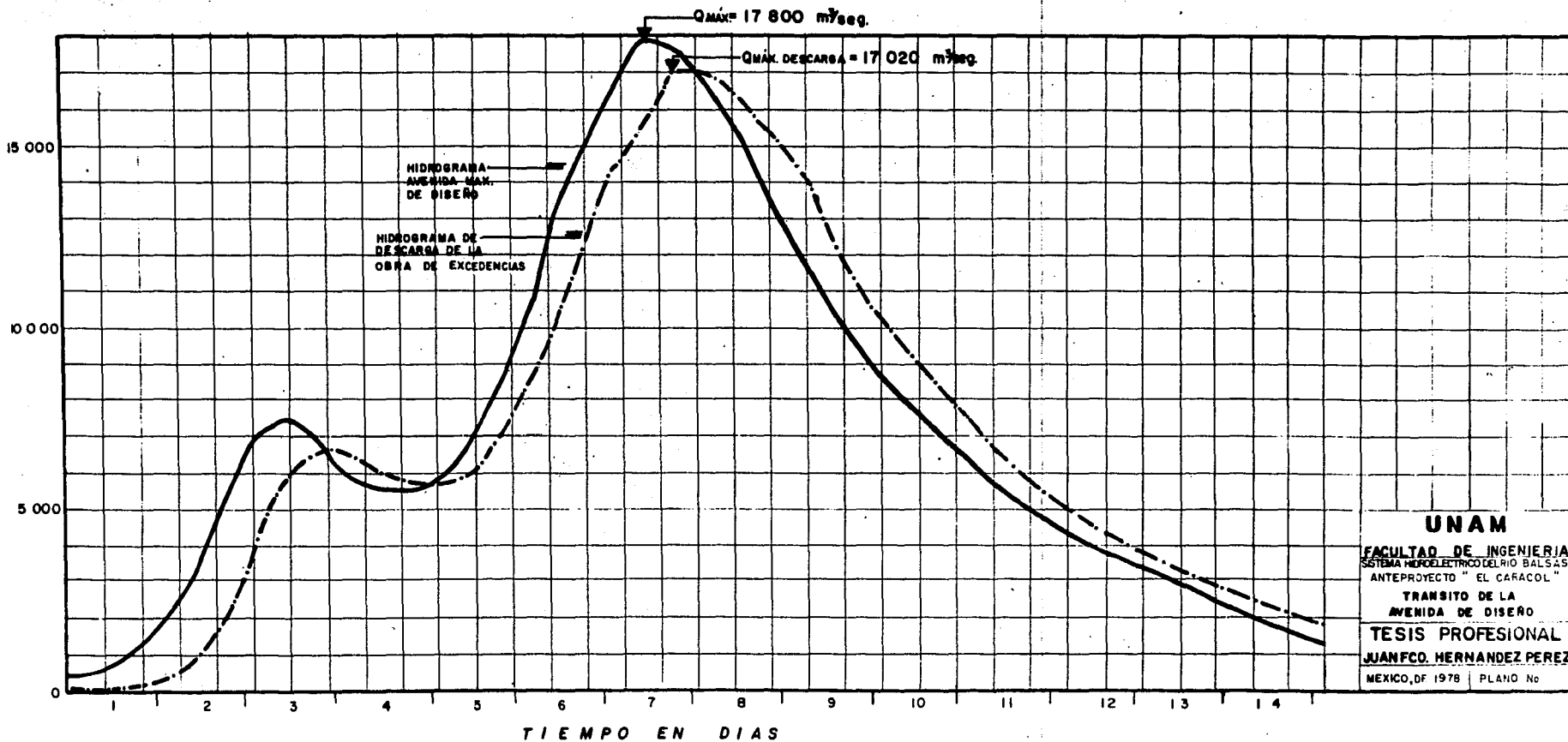
**TRANSITO DE LA AVENIDA MAXIMA
POR LA OBRA DE EXCEDENCIAS
(Compuertas totalmente abiertas)**

TIEMPO día hora	Q m ³ /seg	I m ³ /seg	$\frac{Q}{t} + \frac{q}{2}$	Q salida	Elevaciones en el vaso m.s.n.m.	
1	0	400	400	400	15	500.10
	4	400	400	785	25	500.25
	8	500	450	1 206	46	500.40
	12	700	600	1 760	67	500.50
	16	900	800	2 493	96	500.75
	20	1 100	1 000	3 397	131	500.90
	24	1 500	1 300	4 566	225	501.30
2	4	2 000	1 750	6 091	360	501.80
	8	2 700	2 350	8 081	620	502.65
	12	3 500	3 100	10 561	965	503.50
	16	4 500	4 000	13 596	1 510	504.65
	20	5 400	4 950	17 036	2 170	505.80
	24	6 200	5 800	20 666	3 080	507.25
3	4	6 900	6 550	24 136	4 095	508.75
	8	7 300	7 100	27 141	5 240	510.08
	12	7 450	7 375	29 276	5 800	510.85
	16	7 200	7 325	30 801	6 310	511.45
	20	6 850	7 025	31 516	6 560	511.70
	24	6 400	6 625	31 581	6 590	511.75
4	4	6 050	6 225	31 216	6 460	511.60
	8	5 700	5 875	30 631	6 250	511.35
	12	5 500	5 600	29 981	6 020	511.10
	16	5 450	5 475	29 436	5 840	510.90
	20	5 400	5 425	29 021	5 740	510.75
	24	5 400	5 400	28 681	5 640	510.65
5	4	5 650	5 525	28 566	5 615	510.60
	8	6 000	5 825	28 776	5 670	510.70
	12	6 600	6 300	29 406	5 840	510.90
	16	7 350	6 975	30 541	6 220	511.34
	20	8 000	7 675	31 996	6 700	511.87
	24	8 700	8 350	33 646	7 230	512.45

6	4	9 800	9 250	35 666	7 840	513.05
	8	11 200	10 500	38 326	8 740	513.95
	12	12 900	12 050	41 636	9 880	515.05
	16	13 750	13 325	45 081	10 910	516.00
	20	14 600	14 175	48 346	12 000	517.00
	24	15 500	15 050	51 396	13 240	518.02
7	4	16 200	15 850	54 006	14 070	518.70
	8	17 000	16 600	56 536	14 725	519.25
	12	17 750	17 375	59 186	15 310	519.75
	16	17 800	17 775	61 651	15 960	520.20
	20	17 600	17 700	63 391	16 925	520.72
	24	17 400	17 500	64 266	16 960	521.00
8	4	16 850	17 125	64 431	17 020	521.02
	8	16 250	16 550	63 961	16 850	520.90
	12	15 900	16 075	63 186	16 545	520.67
	16	15 050	15 475	62 116	16 140	520.35
	20	14 300	14 675	60 651	15 630	519.95
	24	13 400	13 850	58 871	15 240	519.68
9	4	12 650	13 025	56 656	14 760	519.30
	8	11 850	12 250	54 146	14 115	518.75
	12	11 000	11 425	51 456	13 260	518.04
	16	10 400	10 700	48 896	12 225	517.15
	20	9 800	10 100	46 771	11 475	516.50
	24	9 200	9 500	44 796	10 820	515.90
10	4	8 700	8 950	42 926	10 260	515.40
	8	8 250	8 475	41 141	9 720	514.90
	12	7 900	8 075	39 496	9 140	514.35
	16	7 500	7 700	38 056	8 650	513.85
	20	7 100	7 300	36 706	8 190	513.40
	24	6 700	6 900	35 416	7 740	512.95
11	4	6 300	6 500	34 176	7 390	512.60
	8	5 900	6 100	32 886	7 005	512.20
	12	5 400	5 650	31 531	6 560	511.70
	16	5 100	5 250	30 221	6 140	511.25
	20	4 900	5 000	29 081	5 780	510.80
	24	4 600	4 750	28 051	5 510	510.50

12	4	4 400	4 500	27 041	5 245	510.20
	8	4 200	4 300	26 096	4 950	509.85
	12	3 900	4 050	25 196	4 550	509.35
	16	3 700	3 800	24 446	4 230	508.95
	20	3 550	3 625	23 841	4 030	508.65
	24	3 400	3 475	23 286	3 850	508.40
13	4	3 250	3 325	22 761	3 685	508.15
	8	3 100	3 175	22 251	3 520	507.90
	12	2 900	3 000	21 731	3 380	507.70
	16	2 750	2 825	21 176	3 240	507.50
	20	2 600	2 675	20 611	3 090	507.25
	24	2 400	2 500	20 021	2 940	507.05
14	4	2 200	2 300	19 381	2 775	506.80
	8	2 000	2 100	18 706	2 600	506.50
	12	1 800	1 900	18 006	2 420	506.20
	16	1 700	1 750	17 336	2 240	505.95
	20	1 500	1 600	16 696	2 120	505.70
	24	1 400	1 450	16 026	2 010	505.55
15	4	1 300	1 350	15 366	1 880	505.30
	8	1 100	1 200	14 686	1 750	505.10
	12	1 000	1 050	13 986	1 610	504.80
	16	900	950	13 326	1 480	504.60
	20	800	850	12 696	1 340	504.30
	24	750	775	12 131	1 220	504.05
16	4	700	725	11 636	1 130	503.90
	8	650	675	11 181	1 065	503.70
	12	600	625	10 741	1 000	503.60
	16	600	600	10 341	945	503.45
	20	500	550	9 946	890	503.35
	24	500	500	9 556	835	503.20

GASTO EN METROS CUBICOS POR SEG.



TRANSITO DE LA AVENIDA DE DISEÑO

UNAM

FACULTAD DE INGENIERIA

SISTEMA HIDROELECTRICO DEL RIO BALSAS

ANTEPROYECTO " EL CARACOL "

TRANSITO DE LA

AVENIDA DE DISEÑO

TESIS PROFESIONAL

JUANFCO. HERNANDEZ PEREZ

MEXICO, D.F. 1978 | PLANO No

VII. OBRA DE TOMA Y TUBERIA A PRESION

a). Generalidades

La función de la obra de toma consiste en permitir y controlar la extracción del agua de una presa libre de troncos, cuerpos flotantes, y sólidos de arrastre que puedan dañar las unidades de la casa de máquinas en las cantidades y tiempos que se requieran para su conducción a las turbinas.

La obra de toma de este anteproyecto tiene las siguientes características: se localiza sobre el espinazo Este, en la margen izquierda del río, consta de tres boca-tomas, una para cada unidad alojadas en rampa, cuya plantilla de entrada está en la elevación 471.50 m.s.n.m. y una distancia aproximadamente de 500.00 m. aguas arriba del eje de la cortina.

En cada una de las boca-tomas se han previsto las estructuras necesarias para colocación de rejillas, compuertas, mecanismos elevadores, etc. para una capacidad de 253.00 m³/seg.

b). Obra de Toma y Estructuras que la Constituyen

La entrada a la obra de toma tiene una transición de rectangular a circular con un diámetro interior igual a 8.00 m. siguiendo hasta la zona de compuertas donde existe una transición de circular a cuadrangular, un tramo cuadrangular de 8.00 x 8.00 m. y la transición de rectangular a

circular, la pendiente desde la entrada a la primera curva es de 0.08.

Las estructuras componentes de la obra de toma son las siguientes:

Rejillas, colocadas a la entrada para impedir el paso de cuerpos flotantes y sólidos de arrastre que puedan dañar las unidades, estas tienen una inclinación de 60° respecto a la horizontal.

La admisión a cada boca-toma se controlará mediante 2 compuertas rodantes de servicio con dimensiones 3.10 x 8.00 m., además, habrá 2 compuertas rodantes de emergencia de las mismas dimensiones y estarán alojadas a una distancia de 60.65 y 58.55 m. respectivamente, dentro del túnel.

Las compuertas se encuentran divididas por una pila de concreto, la que permitirá su funcionamiento en el túnel y tiene las siguientes dimensiones: 1.80 m. de ancho, 15.00 m. de largo por 8.00 m. de altura.

Otra estructura auxiliar es la lumbrera de compuertas para cada una de las boca-tomas, que permitirá alojar las guías de compuertas y el tubo de ventilación. Dicha estructura llega a la superficie sobre la elevación 526.00 m. s.n.m. a una rampa en la ladera, donde se instalarán los mecanismos para servicio y mantenimiento de las compuertas y que son: una grúa portal, tres servomotores y el panel de herramienta.

c). Tubería a Presión

La conducción a presión tiene como finalidad, transportar el agua de tal manera que se aproveche al máximo la carga que proporciona el desnivel entre el embalse y la salida del desfogue.

Cada unidad será alimentada por un conducto a presión, la forma de entrada a estos ha sido calculada de manera que la vena líquida quede limitada por las paredes del conducto, evitando las corrientes de aire.

Después de la última transición en la zona de compuertas, se tiene una curva vertical convexa de $R = 23.35$ m y $A = 65^{\circ} 25' 30''$, seguida por la reducción en el diámetro interior de 8.00 a 7.50 m., donde comienza la tubería de acero con recubrimiento de concreto manteniendo esta última sección hasta la casa de máquinas. Pasando por una curva vertical cóncava de $R = 21.42$ m. y $A = 70^{\circ} 00' 00''$.

El recubrimiento de concreto tiene el espesor suficiente para resistir la carga total exterior.

Para el cálculo del espesor de la tubería se tomaron únicamente los esfuerzos circunferenciales, es decir, no se consideran los esfuerzos que absorben el concreto y la roca. Y se determina con la siguiente expresión:

$$e = \frac{P D}{2f_s n}$$

donde:

e = Espesor de la tubería

P = Presión interior

D = Diámetro de la tubería

f_s = Esfuerzo de trabajo del acero

n = Eficiencia de las juntas soldadas

Así tenemos que:

El. N.A.M.E. 521.00

El. eje del distribuidor..... 416.00
105.00

Sobrepresión por golpe de ariete..... 26.00
+
H = 131.00 m.

$$P = 13.1 \text{ kg/cm}^2$$

$$D = 7.50 \text{ m.}$$

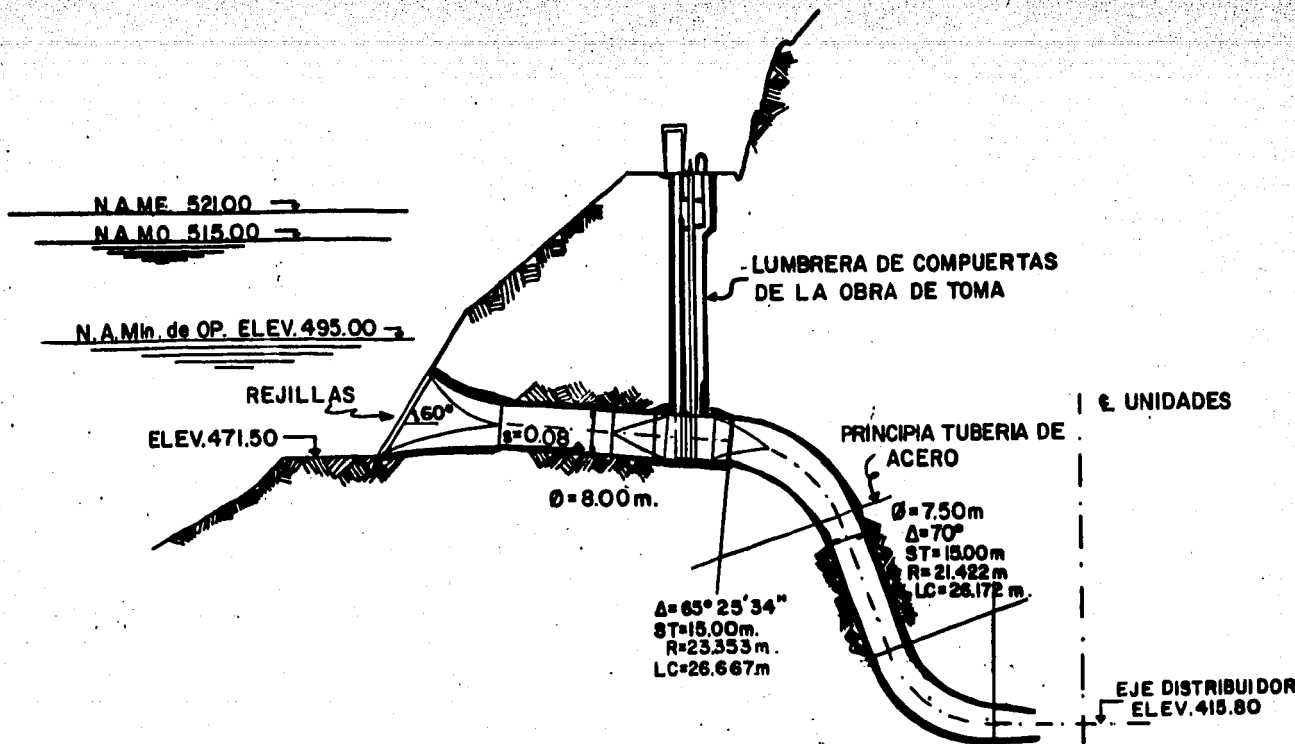
$$f_s = 2000 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = 1$$

Substituyendo en la ecuación tenemos:

$$e = \frac{13.1 \times 7.50}{2 \times 2000 \times 1} = 2.46 \text{ cm.}$$

$$e = 1''$$



OBRA DE TOMA Y TUBERIA A PRESION

FIG. No.11

VIII. CASA DE MAQUINAS

a). Generalidades

Se denomina casa de máquinas, el local destinado a alojar los mecanismos electromecánicos (Las turbinas, alternadores, aparatos de protección y medida, maquinaria y elementos auxiliares y en algunos casos los transformadores que elevan la tensión para poder transportar la energía a distancia) para la transformación y conducción de energía.

Tipos de casa de máquinas de acuerdo con las características físicas de las estructuras.

- a). Interior.- El equipo en su totalidad está protegido por una construcción lo suficientemente amplia para permitir un buen funcionamiento.
- b). Semi-Interior.- Parte del equipo (Grúas) se encuentra al exterior, y resto en el interior.
- c). Exterior.- Todo el equipo está en el exterior, por lo que los generadores deben estar protegidos por una coraza metálica.
- d). Subterráneas.- Todo el equipo se encuentra alojado bajo la superficie terrestre.

Para el caso en estudio se eligió, el tipo de casa de máquinas subterránea, ya que las investigaciones geológicas admiten esta posibilidad y se localiza en la margen derecha con las dimensiones necesarias para alo-

jar 3 unidades.

El número de unidades está dado principalmente por economía y seguridad.

Las dimensiones de la casa de máquinas, están en función del tamaño de las unidades y del equipo necesario para su instalación y funcionamiento (turbinas, generadores, grúas, y equipo auxiliar), que de acuerdo al tipo, tamaño y características de las unidades como se describen en los siguientes incisos.

El acceso a la casa de máquinas se ha previsto por un túnel de forma circular, con un diámetro de 8.00 m., y 225.70 m., de longitud.

Los transformadores de potencia, se instalarán en una galería cercana y paralela a la caverna principal de la casa de máquinas, las que se comunican por las galerías de barras que tienen una longitud de 17.00 m. y 5.00 m. de diámetro. Se construirán lumbreras, para la salida de cables de control, alto voltaje y elevador, que conectan a los transformadores con la subestación elevadora, en la elevación 565.00 m.s.n.m.

b). Capacidad Instalada, Número y Tipo de Unidades

En la elección del tipo de turbina, el rango de carga y la velocidad específica, son los factores más importantes que se deben considerar. Existen 3 tipos de turbinas y son:

Tipo Peltón ó Rueda de Impulso

Tipo Francis ó Rueda de Reacción

Tipo Hélice y su variante La Kaplan

Cálculo de la Carga de Diseño

Si a la carga de diseño bruta le descontamos todas las pérdidas, desde la obra de toma hasta la casa de máquinas, obtenemos la carga neta disponible ó carga de diseño, para proyecto de las unidades.

Partiendo de que si se establece la carga nominal (carga neta mínima para desarrollar la potencia nominal del generador con abertura total de álabes), y que corresponde al N.A.mín. de Op. normal (El. 495.00), la potencia de 190 MW por unidad estará garantizada. Y si el nivel de desfogue es constante e igual que el nivel de descarga de una unidad (El. 417.65), después del pozo de oscilación tenemos:

N.A.M.E. El.....	521.00
N.A.M.O. El.....	515.00
N.A. mín. Op. El.....	495.00
Carga nominal bruta (495.00 - 417.65).....	77.35 m
Carga máxima bruta vertiendo (521.00 - 417.65).	103.35 m
Carga máxima bruta sin vertir (515.00 - 417.65)	97.35 m
$\frac{2}{3} h = (97.35 - 77.35) 0.67$	13.65 m
Carga de diseño bruta (77.35 + 13.65).....	91.00 m

Suponiendo 2 m. de pérdidas se tiene:

Carga de diseño neta.....	89.00 m
Carga mínima neta.....	75.35 m
Eficiencia del generador.....	0.97
Eficiencia de la turbina.....	0.90

$$P = \frac{190000 \times 1.3597}{0.97} = 266\ 000 \text{ c.v.}$$

$$P = \frac{W Q H}{75} \eta$$

P = Potencia de la turbina

W = Peso específico del agua

Q = Gasto a nivel de diseño

H = Carga de diseño

η = Eficiencia de la turbina

$$Q_{\text{diseño}} = \frac{\text{Pot. Turb.} \times 75}{W H \eta}$$

$$Q_{\text{diseño}} = \frac{226\ 000 \times 75}{1000 \times 89.00 \times 0.9} = 249 \text{ m}^3/\text{seg. Por unidad}$$

Cálculo de Pérdidas

Pérdida por obra de toma (incluye rejillas, entrada, pila, ranura para agujas, compuerta y transición de 0 a \square fricción, cambio de dirección etc).

$$A_h = 0.25 \frac{v^2}{2g}$$

$$A = 50.27 \text{ m}^2$$

$$v = 4.95 \text{ m/seg.}$$

$$Ah = 0.312 \text{ m.}$$

Pérdida por codo

$$Ah = Kn \frac{v^2}{2g}$$

$$K = 0.28$$

$$n = 0.86$$

$$A = 50.27 \text{ m}^2$$

$$v = 4.95 \text{ m/seg.}$$

$$Ah = 0.301 \text{ m.}$$

Pérdida por reducción

$$D_1 = 8.00 \text{ m. a } D_2 = 7.50 \text{ m.}$$

$$A_1 = 50.27 \text{ m}^2$$

$$A_2 = 44.18 \text{ m}^2$$

$$v_1 = 4.95 \text{ m/seg.}$$

$$v_2 = 5.64 \text{ m/seg.}$$

$$Ah = K \frac{v^2}{2g}$$

$$v = \frac{v_1 + v_2}{2} = 5.30 \text{ m/seg.}$$

$$K = 0.34$$

$$Ah = 0.487 \text{ m.}$$

Pérdida por codo

$$A_h = K_n \frac{v^2}{2g}$$

$$A = 44.18 \text{ m}^2$$

$$V = 5.64 \text{ m/seg.}$$

$$K = 0.30$$

$$n = 0.89$$

$$A_h = 0.433 \text{ m.}$$

Pérdida por fricción

$$h_f = \left(\frac{v n}{r^{2/3}} \right)^2 L$$

$$n = 0.011 \text{ concreto}$$

$$n = 0.013 \text{ acero}$$

$$D_1 = 8.00 \text{ m}$$

$$D_2 = 7.50$$

$$A_1 = 50.27 \text{ m}^2$$

$$A_2 = 44.18 \text{ m}^2$$

$$V_1 = 4.95 \text{ m/seg.}$$

$$V_2 = 5.64 \text{ m/seg.}$$

$$L_1 = 96.17 \text{ m.}$$

$$L_2 = 67.67 \text{ m.}$$

$$r_1^{2/3} = 1.588 \text{ m.}$$

$$r_2^{2/3} = 1.521 \text{ m.}$$

$$h_{f_1} = 0.113 \text{ m.}$$

$$h_{f_2} = 0.157 \text{ m.}$$

Resumen de Pérdidas

Por obra de toma.....	0.312
Por codo.....	0.301
Por reducción.....	0.487
Por codo.....	0.433
Por fricción.....	0.113
Por fricción.....	<u>0.157</u>
	1.803 m.

Tomando 2 m., de pérdidas

$$H_d = 91.00 - 2.00 = 89.00 \text{ m.}$$

Por la carga de diseño con que se dispone, la tur
bina Francis de eje vertical, es la más apropiada, ya que
estas operan eficientemente para cargas comprendidas en-
tre los 15 y 200 m. Teniendo en cuenta que esta planta
trabaja con variaciones de carga (Picos), y que las
plantas de varias unidades pueden responder eficientemen-
te a las grandes variaciones de carga alternando el nú-
mero de unidades en operación, por razones de mantenimien-
to o reparación, y para asegurar su operación con un alto
rango de eficiencia, se utilizará tres turbinas Francis.

Capacidad Total Instalada

Datos:

Carga de diseño..... $H_d = 89.00 \text{ m.}$

$Q_{\text{máx.}}$ por unidad..... $249.00 \text{ m}^3/\text{s}$

$$P = \frac{W Q H \eta}{75} \dots\dots\dots (\text{c.v.})$$

$$P = \frac{1\ 000 \times 249 \times 89}{75} \times 0.90 = 266\ 000 \text{ c.v.}$$

$$P = \frac{266\ 000 \times 0.97}{1.3597} = 190\ 000 \text{ KW}$$

Adoptando generadores con $P = 190\ 000 \text{ KW}$, la potencia total instalada será:

$$P = 570\ 000 \text{ KW en 3 unidades.}$$

c). Dimensionamiento de Turbinas

Las dimensiones de las turbinas serán de acuerdo a las especificaciones dadas por el Manual de Diseño de Obras Civiles de la C.F.E.

Datos:

Potencia en el generador.....	190 000 Kw.
Carga de diseño neta.....	89.00 m.
Carga mínima neta.....	75.35 m.
Eficiencia del generador.....	0.97
Eficiencia de la turbina.....	0.90

Cálculo de la Potencia Máxima a Nivel de Diseño.

$$P = \frac{190\ 000 \times 1.3597}{0.97} = 266\ 000 \text{ c.v.}$$

$$Q = \frac{75 P}{W H \eta}$$

$$Q_{\text{máx}} = \frac{266\ 000 \times 75}{1000 \times 75.35 \times 0.9} = 294 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

Gasto Máximo a Nivel de Diseño.

$$\left(\frac{H_1}{H_2} \right)^{1/2} = \frac{Q_1}{Q_2}$$

Donde:

H_1 = Carga de diseño neta.

H_2 = Carga mínima neta.

Q_1 = Gasto máximo a nivel de diseño.

Q_2 = Gasto máximo.

$$Q_1 = \left(\frac{H_1}{H_2} \right)^{1/2} Q_2$$

$$Q_1 = \left(\frac{89}{75.35} \right)^{1/2} 294 = 319.5 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$\begin{aligned} \text{Pot. Máxima a Nivel de Diseño} &= \frac{1000 \times 319.5 \times 89}{75} \times 0.90 \\ &= 341\,226 \text{ C.V.} \end{aligned}$$

Cálculo de la Velocidad Específica.

De acuerdo a los resultados obtenidos por diferentes criterios consideramos $N_s = 200$ r.p.m.

$$N_s = n \frac{\sqrt{\frac{P_{c.v.}}{H^{5/4}}}}$$

N_s = Velocidad específica, en r.p.m.

n = Velocidad angular síncrona del generador, en r.p.m.

P = Potencia al freno, en C.V.

$$n = \frac{N_s H^{5/4}}{\sqrt{P}} = \frac{200 \times 89^{5/4}}{\sqrt{341\,226}} = 93.59 \text{ r.p.m.}$$

$$n = \frac{60 f}{p}$$

n = Velocidad síncrona del generador, en r.p.m.

f = Frecuencia, en ciclos por seg.

p = No. de pares de polos del generador.

$$p = \frac{60 f}{n} = \frac{60 \times 60}{93.59} = 38.46$$

Tomando 36 pares de polos que son divisibles entre 4 tenemos:

$$n = \frac{60 f}{p} = \frac{60 \times 60}{36} = 100 \text{ r.p.m.}$$

$$N_s = \frac{100 \sqrt{341 \ 226}}{(89)^{5/4}} = 213 \text{ r.p.m.}$$

Como puede observarse, N_s cae dentro del rango 200 a 300 que corresponde al tipo de turbina Francis rápidas.

Usando el criterio de Zanobetti tenemos:

β_1 Coeficiente Perimetral.

$$\beta_1 = \frac{0.68 + N_s}{2 \ 500} = \frac{0.68 + 213}{2 \ 500} = 0.7652$$

Diámetro de entrada D_1

$$D_1 = 84.6 \beta_1 \sqrt{\frac{H_n}{n}} = 84.6 \times 0.7652 \sqrt{\frac{89}{100}}$$

$$D_1 = 6.1072 \text{ m.}$$

Diámetro de descarga D_2

$$D_2 = \left(0.500 + \frac{N_s}{400} \right) D_1$$

$$D_2 = \left(0.500 + \frac{213}{400} \right) 6.1072$$

$$D_2 = 6.31 \text{ m.}$$

Espirales ó Volutas de Alimentación.

Como la carga de presión es mayor de 60 m., se usarán espirales de placas de acero remachadas ó soldadas, ahogadas en el concreto de la cimentación de la casa de máquinas.

$$V_{\text{perm.}} = 0.20 \sqrt{2gH} = 0.20 \times 4.429 \sqrt{89}$$

$$V_{\text{perm.}} = 8.356 \text{ m/seg.}$$

Area de la espiral

$$A = \frac{Q_u}{V_{\text{perm.}}}$$

A = Area de la espiral.

$$Q_u = \text{Gasto de 1 unidad} = 249 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$A = \frac{249}{8.356} = 29.799 \text{ m}^2$$

Diámetro de la tubería de alimentación

$$D_{\text{esp}} = \sqrt{\frac{4 A}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \times 29.799}{\pi}} = 6.16$$

Diámetro interno de la circunferencia de alimentación de la espiral.

$$D_{\text{int.}} = 1.6 D_2 = 1.6 \times 6.31$$

$$D_{\text{int.}} = 10.096 \text{ m.}$$

Diámetros externos principales de la espiral

$$R_{0^\circ} = 2.15 D_1 = 2.15 \times 6.1072 = 13.13 \text{ m.}$$

$$R_{90^\circ} = 2.00 D_1 = 2.00 \times 6.1072 = 12.21 \text{ m.}$$

$$R_{180^\circ} = 1.70 D_1 = 1.70 \times 6.1072 = 10.38 \text{ m.}$$

$$R_{270^\circ} = 1.30 D_1 = 1.30 \times 6.1072 = 7.94 \text{ m.}$$

Espacimientto entre las unidades

$$\frac{E}{D_2} = 5.5 - \frac{N_s}{200}$$

$$E = \left(5.5 - \frac{213}{200} \right) 6.31 = 27.895 \text{ m.}$$

Se tomará: $E = 28.00 \text{ m.}$

DIAMETROS EXTERNOS PRINCIPALES DE LA ESPIRAL

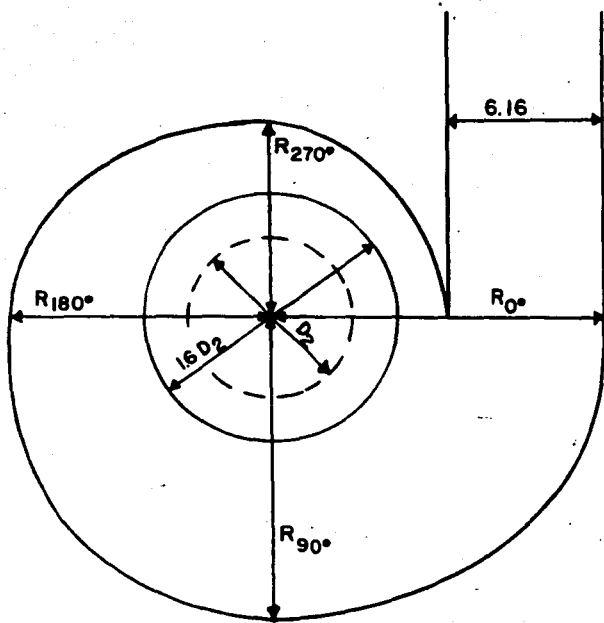


FIG. No. 12

Altura de succión.

$$h_s \leq B - f H$$

h_s = Altura de succión, en m.

B = Columna barométrica, en metros de columna de agua.

f = Coeficiente de Thoma.

H = Carga de diseño

B = $0.95 (10.3 - 0.11 E)$

E = El. sobre el nivel del mar, en 100 metros.

B = $0.95 (10.3 - 0.11 \times 3.685) = 9.3999$

$$f = 0.0318 \left(\frac{N_s}{100} \right)^2$$

$$f = 0.0318 \left(\frac{213}{100} \right)^2 = 0.1443$$

$$H_s \leq 9.3999 - 0.1443 \times 89 = - 3.44 \text{ m.}$$

Dimensiones del tubo de succión.

Profundidad del tubo de succión.

$$\frac{A}{D_2} = 3.40 - \frac{N_s}{400}$$

A = Altura tubo de succión.

$$A = \left(3.40 - \frac{213}{400} \right) 6.31$$

A = 15.58 m.

Longitud de la rama horizontal del tubo. (L*)

$$\frac{L^*}{D_2} = 5.0 - \frac{N_s}{200}$$

$$L^* = (5.0 - \frac{213}{200}) 6.31$$

$$L^* = 24.83 \text{ m.}$$

Cálculo de la elevación del eje del distribuidor.

$$H_s = - 3.44 \text{ m.}$$

$$Q_1 \text{ unidad} = 319.5 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$\text{Elevación desfogue} = 417.65 \text{ m.}$$

$$b_0 = 0.25 D_2$$

$$b_0 = \text{Distancia del } \xi \text{ distribuidor al diámetro de descarga}$$

$$b_0 = 0.25 \times 6.31 = 1.58 \text{ m.}$$

$$b_0 = 1.58 \text{ m.}$$

$$\begin{array}{r} 417.65 \\ - \quad 3.44 \\ \hline 414.21 \\ + \quad 1.58 \\ \hline 415.79 \end{array}$$

Elevación del eje distribuidor

Funcionamiento de la turbina

La eficiencia de las unidades hidroeléctricas y su habilidad para absorber cambios rápidos de carga, no depende únicamente del diseño de los conductos de agua desde la cámara de presión hasta el canal de descarga.

La regulación de la velocidad es un índice de habilidad de las unidades para absorber cambios rápidos de carga sin serias perturbaciones en el sistema, debido a oscilaciones y cambios de voltaje.

Esta regulación se ve afectada por la sensibilidad del gobernador, la estabilidad de la unidad y la capacidad en la tubería a presión, para responder a cambios requeridos de flujo sin excesivas fluctuaciones de presión.

Una mala regulación limita la utilidad de la unidad, y necesita la atención constante del operador, con el fin de evitar perturbaciones en el sistema.

La estabilidad y regulación de la velocidad en una unidad está indicada por la constante de regulación y su relación a los cambios de potencia, con el factor característico de la tubería de presión y el aumento de velocidad.

Incrementando el momento volante (WR^2) de un generador, y aumentándole peso en el motor de manera que la constante de regulación sea mayor que la normal,

equivaldría a elevar el costo de la unidad. Por lo tanto siempre se deberá elegir el generador más ligero que trabaje satisfactoriamente.

Constante de Regulación

Es una función de la relación de la potencia en la unidad, considerada como un momento volante resistente al cambio de velocidad, debido a la potencia desarrollada por el agua.

La constante de regulación máxima para una unidad estable equivale a:

$$K_{d\text{máx}} = 5\,400\,000 \left(\frac{KVA}{n^{3/2}} \right)^{1/4}$$

Donde:

KVA = Capacidad normal del generador, en kilovolt-ampères.

n = Velocidad de la unidad, en r.p.m.

$K_{d\text{máx}}$ = Constante de regulación

Datos:

Pot. Turbina = 266 00 C.V. X 0.986 = 262 276 H.P.

Pot. Generador = 190 000 KW = 254 600 H.P.
= 211 111 K.V.A.

Factor de potencia = 0.9

n = 100 r.p.m.

Substituyendo:

$$K_{d\text{máx}} = 5\,400\,000 \left(\frac{211\,111}{(100)^{3/2}} \right)^{1/4} = 20.58 \times 10^6$$

Para un generador normal se tiene un momento.

Momento volante ($W R^2$) de:

$$W R^2 = 379\ 000 \left(\frac{K V A}{n^{3/2}} \right)^{5/4}$$

$$W R^2 = 379\ 000 \left(\frac{211\ 111}{(100)^{3/2}} \right)^{5/4} = 305 \times 10^6$$

$$W R^2 = 305 \times 10^6 \text{ lb} - \text{ft}^2$$

Momento Volante de la Turbina.

$$W R^2 = 23\ 800 \cdot \left(\frac{H.P.}{n^{3/2}} \right)^{5/4}$$

H.P. = Caballaje de diseño de la turbina.

$$W R^2 = 23\ 800 \left(\frac{262\ 276}{(100)^{3/2}} \right)^{5/4}$$

$$W R^2 = 25 \times 10^6 \text{ lb} - \text{ft}^2$$

Sumando los momentos volantes normales del generador y la turbina, se tiene el momento volante normal de la undad.

$$W R^2_{\text{total}} = (305 + 25.00) \times 10^6 = 330.00 \times 10^6 \text{ lb} - \text{ft}^2$$

Por lo tanto la constante de regulación mínima aplicable a una unidad normal está dada por:

$$K_{d_{\text{min.}}} = \frac{W R^2_{\text{total}} n^2}{H.P.} = \frac{330 \times 10^6 \times 100^2}{262\ 276} = 12.58 \times 10^6$$

Factor Característico de la Tubería.

El diámetro económico de la tubería de presión se determina equilibrando el valor de la potencia perdida a través de la fricción contra el costo de tubería.

Esto se modifica al considerar: La velocidad recomendable de acuerdo con la carga que se tiene, las pérdidas de carga, el aumento ó reducción de presión y el factor característico de la tubería a presión.

Para una buena regulación, se ha encontrado según la experiencia, que el factor característico de tubería forza da $\frac{L V}{H}$ no exceda:

$$\frac{L_R V_R}{h_r} \leq \frac{K_d}{100,000}$$

Donde:

K_d = Constante de regulación seleccionada.

L_R = Longitud de la tubería de presión de sección transversal constante.

V_R = Velocidad del agua en la sección.

h_r = Carga hidráulica de la turbina

$$L_R V_R = L_1 V_1 + L_2 V_2 + \dots + L_D V_D$$

L_D Es la longitud desarrollada del tubo de succión y

V_D La velocidad promedio del mismo que se consideró igual a 12 ft/seg.

Entonces tenemos que:

$$\frac{L_R V_R}{h_r} = \frac{12.58 \times 10^6}{100\ 000} = 125.8 \text{ ft/seg. (m\u00e1ximo permisible)}$$

El factor caracter\u00edstico real lo calculamos para el tramo de la unidad No. 2.

D	Q	A	V	L	L V
8.00	249.00	50.27	4.95	39.37	184.98
7.50	249.00	44.18	5.64	66.97	377.71
Tubo de aspiraci\u00f3n			3.66	24.83	$\frac{90.88}{653.57}$

$$\frac{L V}{h_r} = \frac{653.57}{89} = 7.34 \text{ m/seg.} = 24.08 \text{ ft/seg.} < 125.8 \text{ ft/seg.}$$

C\u00e1lculo de la sobre-velocidad

Se llama sobre-velocidad, la velocidad que alcanza una unidad cuando est\u00e1 trabajando a potencia m\u00e1xima, durante el tiempo de cierre del gobernador. Puesto que la turbina y el gobernador son dise\u00f1ados para resistir la velocidad de desboque, pero para velocidades excesivas pueden presentarse vibraciones severas, que botan los eslabones de seguridad del mecanismo de los \u00e1labes m\u00f3viles. Por lo tanto, para reducir la vibraci\u00f3n al m\u00ednimo, el aumento de velocidad no debe exceder del 60%, sin omitir que para obtener una regulaci\u00f3n satisfactoria de una unidad operada independientemente, los l\u00edmites son entre 35 y 40 por ciento. Utilizando las gr\u00e1ficas de PFAU, tenemos:

Datos:

$$\frac{L V}{h_r} = 24.08 \text{ ft/seg.}$$

$$t_c = 5 \text{ seg.}$$

$$\frac{C}{t} = \frac{WR^2 (\text{r.p.m.})^2}{H. P. \times t}$$

WR^2 = Momento volante del generador

r.p.m. = velocidad

H. P. = Caballete del generador

t = Tiempo de cierre

$$\frac{c}{t} = \frac{305 \times 10^6 (100)^2}{254 600 \times 5} = 2.4 \times 10^6$$

Entrando a las gráficas tenemos:

38% de sobre-velocidad

Velocidad de desboque

Es la velocidad alcanzada por una unidad con la carga hidráulica máxima y compuerta totalmente abierta, cuando el generador está desconectado del sistema y el regulador es inoperante. Pruebas de campo indican que la velocidad de desboque es considerablemente menor de lo que normalmente se predice.

$$N_{\text{máx}} = K_n n \left(\frac{H_{\text{máx}}}{H_d} \right)^{1/2}$$

$$K_n = 0.65 N_s + 145$$

$N_{\text{máx}}$ = Velocidad de desboque

n = Velocidad sincrónica en r.p.m.

N_s = Velocidad específica $\frac{213}{4.45}$ (S.M.)

$H_{\text{máx}}$ = Carga hidráulica máxima

H_d = Carga hidráulica de diseño

K_n = Velocidad de desboque como un porcentaje de H_d

$$K_n = 0.65 \frac{213}{4.45} + 145 = 176.11$$

$$N_{\text{máx}} = 1.76 \times 100 \left(\frac{95.35}{89} \right)^{1/2} = 182 \text{ r.p.m.}$$

$$N_{\text{máx}} = 182 \text{ r.p.m.}$$

Golpe de Ariete

Se produce al cerrar la válvula de admisión a la turbina, lo que provoca una sobre-presión, debido al cambio de velocidad del agua. Este cambio se considera para cierre instantáneo de la válvula.

Cálculo por el Método de Allievi

Datos:

$$L = 106.34 \text{ m.}$$

$$H_0 = 105.00 \text{ m.}$$

$$V_0 = 5.30 \text{ m/seg.}$$

$$a = 1000 \text{ m/seg.}$$

$$g = 9.81 \text{ m/seg}^2$$

$$t_c = 5. \text{ seg.}$$

$$T = \frac{2L}{a}$$

$$\xi = \frac{a V_0}{2g H_0}$$

$$\theta = \frac{t_c}{T}$$

T = Período ó intervalo de tiempo necesario para que la onda de presión efectúe un viaje de ida y vuelta, de la válvula al recipiente ó viceversa, en segundos.

L = Longitud de la tubería en m.

- a = Celeridad de las ondas de presión, en m/seg.
 ξ y θ = Parámetros para entrar a las gráficas de Allievi.
 g = Aceleración de la gravedad, en m/seg².
 V_0 = Velocidad en el conducto, en m/seg.
 H_0 = Carga de presión en el conducto, en m.
 AH = Sobre-presión por golpe de ariete, en m.

Substituyendo valores tenemos:

a). Ley lineal de cierre lento

$$T = \frac{2 \times 106.34}{1000} = 0.212 \text{ seg.}$$

$$\xi = \frac{1000 \times 5.30}{2 \times 9.81 \times 105} = 2.57$$

$$\theta = \frac{5}{0.212} = 23.58$$

Entrando a las gráficas tenemos:

$$\gamma^2_{\text{máx.}} = 1.12$$

$$\gamma^2_{\text{max}} - 1 = \frac{AH_{\text{máx.}}}{H_0}$$

$$AH_{\text{máx}} = 0.12 \times 105 = 12.60 \text{ m.}$$

$$AH_{\text{máx}} = 12.60 \text{ m.}$$

b). Ley lineal de apertura lenta

$$\gamma^2_{\text{mín.}} = 0.8$$

$$\frac{AH_{\text{mín.}}}{H_0} = -0.20$$

$$AH_{\text{mín}} = -21.00$$

Dimensiones del Generador

Los generadores son de tipo vertical, acoplados directamente a la turbina, la capacidad máxima del generador será 190 000 KW, operarán con una frecuencia de 60 c.p.s., velocidad sincrónica de 100 r.p.m. y 36 pares de polos.

Diámetro del Rotor

$$D = \frac{60 U_{\text{máx.}}}{\pi N_{\text{máx.}}}$$

D = Diámetro del rotor, en m.

$U_{\text{máx.}}$ = Velocidad periférica máxima, en m/seg.

$N_{\text{máx.}}^*$ = Velocidad de desboque de las turbinas, en r.p.m.

$U_{\text{máx.}}$ = 160 m/seg. (máxima permisible).

$N_{\text{máx.}}^*$ = 182 r.p.m.

$$D = \frac{60 \times 160}{3.1416 \times 182} = 16.80 \text{ m.}$$

Diámetro Exterior = 1.10 X 16.80 = 18.50 m.

Longitud del Rotor

$$L = \frac{N}{5 D^2 n}$$

L = Longitud del rotor en, m.

N = Potencia en, K V A

D = Diámetro del rotor en, m.

n = Velocidad angular sincrona del generador en, r.p.m.

$$L = \frac{211 \ 111}{5 (16.80)^2 \ 100} = 1.50 \text{ m.}$$

L = 1.50 m.

Peso aproximado del generador

$$G = K \sqrt{\frac{N_n}{n}} - 85$$

- G = Peso aproximado en, ton.
 K = Coeficiente que varía entre 25 y 32
 N_n = Potencia del generador en, K V A
 n = Velocidad síncrona en, r.p.m.

$$G = 32 \sqrt{\frac{211\ 111}{100}} - 85$$

$$G = 1\ 385.00 \text{ ton.}$$

d). Desfogue

El desfogue es la estructura que sirve para conducir el caudal arrojado por las turbinas hacia el cauce del río.

Esta obra se compone por un túnel de sección portal que tiene las siguientes características: 13.00 m. de base, 11.20 m. de altura y 6.50 m. de radio. La parte final del túnel de desvío No. 2 será el último tramo del desfogue, la pendiente de este es de 0.00065. La longitud de cada uno de los desfogues son: 246.29 m., 232.28 m. y 215.28 m.

De acuerdo a los estudios realizados por golpe de ariete es necesario colocar una cámara de oscilación inmediatamente aguas abajo de cada una de las turbinas.

Golpe de Ariete (sin pozo de oscilación)
 Cálculo por el método de Allievi

Datos:

$$L = 246.29 \text{ m.}$$

$$V_0 = 3.58 \text{ m/seg.}$$

$$a = 1000.00 \text{ m/seg}^2$$

$$t_c = 5 \text{ seg.}$$

$$H_0 = 22.45 \text{ m.}$$

a). Ley Lineal de Cierre Lento

$$T = \frac{2L}{a} = \frac{2 \times 246.29}{1000} = 0.493 \text{ seg.}$$

$$\xi = \frac{a V_0}{2g H_0} = \frac{1000 \times 3.58}{2 \times 9.81 \times 22.45} = 8.13$$

$$\theta = \frac{t_c}{T} = \frac{5}{0.493} = 10.14$$

Entrando a las gráficas de Allievi con ξ y θ tenemos:

$$\xi_{\text{máx}}^2 = 2.20$$

$$\xi_{\text{máx}}^2 - 1 = \frac{\Delta H_{\text{máx}}}{H_0}$$

$$1.20 = \frac{\Delta H_{\text{máx}}}{H_0}$$

$$\Delta H_{\text{máx}} = 26.94 \text{ m.}$$

b). Ley Lineal de Apertura Lenta

Entrando a las Gráficas de Allievi con ξ y θ tenemos:

$$\xi_{\text{mín}}^2 = 0.22$$

$$\xi_{\text{mín}}^2 - 1 = \frac{\Delta H_{\text{mín}}}{H_0}$$

$$-0.78 = \frac{\Delta H_{\text{mín}}}{H_0}$$

$$\Delta H_{\text{mín}} = -17.51 \text{ m.}$$

Pozo de Oscilación

La función que cumple la cámara de oscilación es

disminuir los efectos de golpe de ariete. Según Kisiliev establece que para instalar una cámara de oscilación debe cumplir:

$$L V_0 > 15 H_0$$

Datos:

$$L = 246.29 \text{ m.}$$

$$V_0 = 3.58 \text{ m/seg.}$$

$$H_0 = 22.45 \text{ m.}$$

Resolviendo la desigualdad

$$881.72 > 336.75$$

Por lo tanto es necesario el pozo de oscilación

Cálculo del área mínima de la cámara de oscilación por el método de Calame y Gaden.

Datos:

$$Q = 759.00 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$V = 3.58 \text{ m/seg.}$$

$$f = 211.97 \text{ m}^2$$

$$L = 253.28 \text{ m.}$$

Pozo con Orificio Restringido

D	F _i	F _T	V	Z*	P _o	R _o	r _o	z _m	Z
13.00	132.73	398.19	3.58	13.27	0.03768	2.37	0.1786	+0.87 -0.90	+11.54 -11.94

Donde:

Q = Gasto establecido antes de un cierre ó después de una apertura en m³/seg.

f = Area del conducto de descarga, en m^2 .

L = Longitud de la conducción, en m.

D = Diámetro de la cámara de oscilación, en m.

F_i = Area de la cámara de oscilación en m^2

F_T = Area total de la cámara de oscilación, en m^2 .

V = Velocidad establecida en la conducción antes de un cierre ó después de una apertura, en m/seg.

g = Aceleración de la gravedad, en m/seg^2 .

$$Z_* = V \sqrt{\frac{L f}{g F}}$$

P_O = Pérdidas en la conducción, en m.

$$P_O = \frac{P_O}{Z_*}$$

$$R_O = \frac{1}{2 g} \left(\frac{P_O}{C A} \right)^2$$

C = Coeficiente de concentración

A = Area del orificio, se consideró el 25% del área de la conducción, en m^2 .

$$r_O = \frac{R_O}{Z_*}$$

z_m = Factor que se obtiene de las gráficas de Calame y Gaden:

$$Z = z_m Z_*$$

IX. ANTEPRESUPUESTO**a). Antepresupuesto**

Importe del Antepresupuesto en pesos M.N.

RESUMEN DEL ANTEPRESUPUESTO

OBRA CIVIL	COSTO EN PESOS M.N.
A. Obra de desvío	281'765,425.00
B. Cortina	757'648,100.00
C. Obra de excedencias	818'300,350.00
D. Obra de toma	82'329,360.00
E. Conducción a presión	69'902,500.00
F. Casa de máquinas	135'039,090.00
G. Galería de transformadores	8'116,400.00
H. Galería de Barras	513,050.00
I. Desfogue	45'106,500.00
J. Subestación elevadora	80'000,000.00
K. Conceptos varios	<u>270'800,000.00</u>
Suma	2549'520,775.00
Imprevistos 15%	<u>382'428,116.00</u>
Suma	2931'948,891.00
Superv. téc. y admva. 15%	<u>439'792,334.00</u>
Suma	<u>3371'741,225.00</u>
EQUIPO ELECTROMECHANICO	
L. Casa de máquinas	976'400,000.00
M. Subestación elevadora	<u>102'605,500.00</u>
Suma	1079'005,500.00
Imprevistos 15%	<u>161'850,825.00</u>
Suma	1240'856,325.00
Superv. téc. y admva. 15%	<u>186'128,449.00</u>
Suma	<u>1426'984,774.00</u>

COSTO TOTAL

Obra civil	3371'741,225.00
Equipo electromecánico	<u>1426'984,774.00</u>
Suma	4798'725,999.00

Costo de KW instalado $\frac{4798'725,999.00}{570\ 000} = 8,418.82 \text{ \$/KW}$

A. Obra de Desvío

Concepto	U	Cant.	P.U.	Importe
A.1. Atagüa Aguas Arriba				
A.1.1. Preatagüa de enrocamiento de gran tamaño para cierre del río	m ³	89 923	130.00	11 689,990.00
A.1.2. Atagüa de respaldo, de material de rezaga de los túneles	m ³	32 280	60.00	1 936,800.00
A.1.3. Terraplén de gravas y arenas del río para la construcción de la pantalla impermeable tipo "ICOS"	m ³	44 577	60.00	2 674,620.00
A.1.4. Material semi-impermeable entre pre-atagüa y atagüa de respaldo	m ³	40 000	120.00	4 800,000.00
A.1.5. Pantalla impermeable tipo "ICOS"	m ²	1 938	4000.00	7 752,000.00
A.1.6. Cemento para pantalla tipo "ICOS"	Ton.	388	800.00	310,400.00
A.1.7. Inyecciones de fondo y de pared en pantallas	Lote	1		3 600,000.00
A.1.8. Atagüa principal considerando material impermeable, filtros,				

material de gravas y
arenas bien graduadas
del cauce, enrocamiento
to de arenisca y lutita

m ³	564 870	110.00	<u>62 135,700.00</u>
	Suma Parcial		94 899,510.00

A.2. Atagüa aguas abajo

A.2.1. Preatagüa, construida con material de rezaga de los túneles

m ³	7 532	130.00	979,160.00
----------------	-------	--------	------------

A.2.2. Atagüa de respaldo construida con gravas y arenas del cauce

m ³	7 052	60.00	423,120.00
----------------	-------	-------	------------

A.2.3. Material semi-impermeable entre la preatagüa y la atagüa de respaldo

m ³	14 584	120.00	1 750,080.00
----------------	--------	--------	--------------

A.2.4. Pantalla impermeable tipo "ICOS"

m ²	1 733	4000.00	6 932,000.00
----------------	-------	---------	--------------

A.2.5. Cemento para pantalla tipo "ICOS"

Ton	346	800.00	276,800.00
-----	-----	--------	------------

A.2.6. Inyecciones de fondo y de pared en pantallas

Lote	1		3 000,000.00
------	---	--	--------------

A.2.7. Atagüa principal considerando material impermeable filtros, material de grava y arenas bien graduadas del cauce, enrocamiento de arenisca y lutita

m ³	19 862	110.00	<u>2 184,820.00</u>
	Suma parcial		15 545,980.00

A.3. Túnel No. 1

A.3.1. Excavación a cielo abierto en roca, en los portales de entrada y salida del túnel

m ³	23 250	70.00	1 627,500.00
----------------	--------	-------	--------------

A.3.2. Excavación en túnel, sección herradura

m ³	66 856	500.00	33 428,000.00
----------------	--------	--------	---------------

A.3.3. Concreto reforzado $f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$ en el recubrimiento del túnel a la entrada y salida	m ³	4 171	1 100.00	4 588,100.00
A.3.4. Acero de refuerzo en recubrimiento del túnel a la entrada y salida	ton	209	13 000.00	2 717,000.00
A.3.5. Marcos de acero estructural para ademe en el túnel, incluyendo, los tensores de varilla de acero y los separadores de madera necesarios para su colocación así como el retaque de madera	ton	221	24 000.00	5 304,000.00
A.3.6. Anclas de 6 m de longitud de barras de acero de 25.4 mm (1") de diámetro, con expansor	Pza	605	2 000.00	1 210,000.00
A.3.7. Malla de acero y aplicación de shot-crete en zonas de fracturas y debilidad de la roca	m ²	5 043	250.00	1 260,750.00
A.3.8. Drenes en zanja de 50 x 50 cm, rellenos de grava bien graduada	ml	410	200.00	82,000.00
A.3.9. Perforación $\phi 2 \frac{1}{4}$ " en roca de 10 metros de profundidad para drenaje	ml	1 350	1 070.00	1 444,500.00
A.3.10. Perforación $\phi 2 \frac{1}{4}$ " en roca de 10 metros de profundidad para inyecciones de contacto concreto roca y para consolidación	ml	2 250	1 070.00	2 407,500.00
A.3.11. Inyección de contacto concreto, roca, y de consolidación, a base de mezclas de cemento				

a presión	m ³	360	775.00	<u>279,000.00</u>
		Suma parcial		54 348,350.00
A.4. Estructura de cierre final del túnel No.1				
A.4.1. Sobre excavación en túnel	m ³	4 151	200.00	830,200.00
A.4.2 Concreto reforzado $f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$ en recubrimiento del túnel en zona del tapón y estructura de cierre	m ³	2 485	1 200.00	2 982,000.00
A.4.3. Acero de refuerzo en recubrimiento de túnel en zona del tapón y estructura de cierre	ton	125	13 000.00	1 625,000.00
A.4.4. Concreto reforzado en tapón de cierre definitivo	m ³	1 268	1 200.00	1 521,500.00
A.4.5. Acero de refuerzo en tapón de cierre definitivo	ton	64	13 000.00	832,000.00
A.4.6. Excavación en lumbrera para alojar la estructura de cierre	m ³	4 856	1 100.00	5 341,600.00
A.4.7. Concreto reforzado $f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$ en lumbrera	m ³	2 231	1 500.00	3 346,500.00
A.4.8. Acero de refuerzo en lumbrera	ton	112	13 000.00	1 456,000.00
A.4.9. Excavación a cielo abierto en plataforma	m ³	3 510	70.00	245,700.00
A.4.10. Perforación D=2 1/4" en roca, de 6 metros de profundidad para drenaje	ml	270	1 070.00	288,900.00
A.4.11. Perforación D=2 1/4"				

en roca de 10 metros
de profundidad para
inyecciones de contac
to y para consolida
ción

ml 450 1 070.00 481,500.00

A.4.12. Inyección de contacto
concreto roca, y con
solidación, a base de
mezclas de cemento a
presión

m³ 75 775.00 58,125.00

A.4.13. Anclas de 6 metros de
longitud de barras de
acero de 25.4 mm (1")
de diámetro, con ex
pansor

pza. 120 2 000.00 240,000.00
Suma parcial 19 249,125.00

A.5. Túnel No. 2

A.5.1. Excavación a cielo
abierto en roca, en
los portales de entra
da y salida del túnel

m³ 28 163 70.00 1 971,410.00

A.5.2. Excavación en túnel,
sección herradura

m³ 86 674 500.00 43 337,000.00

A.5.3. Concreto reforzado f'_c
= 200 kg/cm² en recu
brimiento del túnel en
la entrada y salida

m³ 14 350 1 100.00 15 785,000.00

A.5.4. Acero de refuerzo en
recubrimiento del tú
nel a la entrada y
salida

ton 717 13 000.00 9 321,000.00

A.5.5. Marcos de acero estruc
tural para ademe en el
túnel incluyendo los
tensores de varilla de
acero y los separado
res de madera neces
arios para su coloca
ción así como el reta
que de madera

ton 248 24 000.00 5 952,000.00

A.5.6. Anclas de 6 metros de longitud de barras de acero de 25.4 mm (1") de diámetro con expansor, en zona no recubierta y tramo final recubierto para tomar sub-presiones	Pza	1 260	2 000.00	2 520,000.00
A.5.7. Malla de acero y aplicación de shot-crete en zonas de fractura y debilidad de la roca	m ²	2 440	250.00	610,000.00
A.5.8. Excavación en lumbrera para alojar la estructura de cierre	m ³	1 155	1 100.00	1 270,500.00
A.5.9. Concreto reforzado f' _c = 200 kg/cm ² , en lumbrera	m ³	380	1 500.00	570,000.00
A.5.10. Acero de refuerzo en lumbrera	ton	19 13	000.00	247,000.00
A.5.11. Perforación ø 2 1/4" en roca, de 6 metros de profundidad, para drenaje	ml	2 980	1 070.00	3 188,600.00
A.5.12. Perforación ø 2 1/4" en roca de 10 metros de profundidad, para inyecciones de contacto y consolidación	ml	4 970	1 070.00	5 317,900.00
A.5.13. Inyecciones de contacto concreto roca, y de consolidación, a base de mezclas de cemento a presión	m ³	795	775.00	616,125.00
A.5.14. Drenes en zanja de 50 X 50, rellenos de grava bien graduada	ml	837	200.00	<u>167,400.00</u>
		Suma parcial		90 837,935.00
A.6. Canal de salida de defogues túnel No. 2				

A.6.1. Concreto reforzado f'_c = 200 kg/cm ² en plan- tilla y muros	m ³	680	1 100.00	748,000.00
A.6.2. Acero de refuerzo en canal	ton	35	13 000.00	<u>455,000.00</u>
		Suma parcial		1 203,000.00
A.7. Tapón de cierre de túnel No. 2				
A.7.1. Sobre excavación en túnel	m ³	3 640	200.00	728,000.00
A.7.2. Concreto reforzado f'_c = 200 kg/cm ² en tapón	m ³	2 100	1 200.00	2 520,000.00
A.7.3. Acero de refuerzo en tapón	ton	105	13 000.00	1 365,000.00
A.7.4. Perforación D = 2 1/4" en roca, de 10 metros de profundidad, para inyecciones de contac- to y para consolida- ción	ml	450	1 070.00	481,500.00
A.7.5. Perforación D = 2 1/4" en roca, de 6 metros de profundidad para drenaje	ml	270	1 070.00	288,900.00
A.7.6. Inyección de contacto concreto roca y conso- lidación a base de mezclas de cemento a presión	m ³	75	775.00	58,125.00
A.7.7. Anclas de 6 m de lon- gitud de barras de acero de 25.4 mm (1") de diámetro con expan- sor	pza	120	2 000.00	<u>240,000.00</u>
		Suma parcial		5 681,525.00
A. Suma total obra de desvío				281 765,425.00

B. Cortina		U	Cant.	P.U.	Importe
B.1.	Despalme	Lote	1		6 000,000.00
B.2.	Excavación en lecho del río	m ³	322 000	120.00	38 640,000.00
B.3.	Excavación en ladera	m ³	270 000	180.00	48 600,000.00
B.4.	Material impermeable (arcilla) para el <u>co</u> razón de la cortina	m ³	739 110	110.00	81 302,100.00
B.5.	Material para filtros (gravas, y arenas bien graduadas)	m ³	133 970	110.00	14 736,700.00
B.6.	Material de grava y arenas	m ³	2 269 415	110.00	249 635,650.00
B.7.	Enrocamiento de arenis ca y lutita	m ³	1 270 000	110.00	139 700,000.00
B.8.	Material de lutitas al teradas para la plata-forma	m ³	606 025	110.00	66 662,750.00
B.9.	Material de enrocamien to acomodado	m ³	325 930	130.00	42 370,900.00
B.10.	Pantalla impermeable, galerías y cimentación	Lote	1		<u>70 000,000.00</u>
B. Suma total Cortina					757 648,100.00

C. Obra de excedencias

C.1. Canal de acceso

C.1.1.	Excavación a cielo abierto en cualquier clase de material <u>in</u> cluye carga, transporte, (acarreo libre de un km) y descarga, cubicación en banco	m ³	742 210	70.00	51 954,700.00
--------	---	----------------	---------	-------	---------------

C.1.2. Recubrimiento de talu

des en la margen derecha contra intemperiamiento a base de concreto lanzado

m ²	2 690	90.00	<u>242,100.00</u>
	Suma parcial		52 196,800.00

C.2. Vertedor de Servicios

C.2.1. Excavación a cielo abierto en cualquier clase de material, incluyendo excavación del desplante de la estructura de control, canal de descarga y estructura deflectora, incluye: carga, transporte (acarreo libre de un Km) y descarga de material, cubicación en banco

m ³	2 850 000	70.00	199 500,000.00
----------------	-----------	-------	----------------

C.2.2. Concreto reforzado f'_C = 200 kg/cm², en revestimiento de muros y plantilla del canal de acceso y de descarga

m ³	17 200 1 320.00		22 704,000.00
----------------	-----------------	--	---------------

C.2.3. Concreto reforzado f'_C = 200 kg/cm² en estructura de control

m ³	29 250 1 320.00		38 610,000.00
----------------	-----------------	--	---------------

C.2.4. Concreto reforzado f'_C = 200 kg/cm², en pilas y muros laterales en la zona de estructura de control

m ³	13 450 1 320.00		17 754,000.00
----------------	-----------------	--	---------------

C.2.5. Concreto reforzado f'_C = 200 kg/cm², en puente de maniobras

m ³	1 025 1 400.00		1 435,000.00
----------------	----------------	--	--------------

C.2.6. Concreto reforzado f'_C = 200 kg/cm² en estructura deflectora

m ³	40 050 1 320.00		52 866,000.00
----------------	-----------------	--	---------------

C.2.7. Habilitación y colocación de acero de refuerzo, de cualquier

diámetro correspondiente a los conceptos 2, 3, 4, 5 y 6	ton.	4 530	13 000.00	58 890,000.00
C.2.8. Suministro y colocación de anclas, 1" de diámetro $f_y = 4000$ kg/cm ² de 10 m. de longitud incluyendo barra nación y relleno de mortero	pza.	980	3 630.00	3 557,400.00
C.2.9. Suministro y colocación de tubería de cemento 8" de diámetro para sistema de drenaje	ml.	4 655	150.00	698,250.00
C.2.10. Galería para dren 1.00 X 2.50 m.	ml.	450	7 000.00	3 150,000.00
C.2.11. Compuertas radiales de 14.50 X 22.00 m. y R = 25.00 m. y mecanismos y elevadores	pza.	4	13,000,000.00	52 000,000.00
C.2.12. Obturadores para aislamiento de la estructura de control de 15.70 m. de claro, por 1.85 m. de altura, incluyendo grua de 40 ton. de capacidad	pza.	11	880,000.00	<u>9 680,000.00</u>
			Suma parcial	460 844,650.00
C.3. Vertedor de Emergencia				
C.3.1. Excavación a cielo abierto en cualquier clase de material, incluyendo la excavación del desplante de la estructura de control, canal de descarga y estructura defleitora incluye: carga, transporte (acarreo libre un km), y descarga de material, cubicación en banco	m ³	416 900	70.00	29 183,000.00

C.3.2. Concreto reforzado f'_c = 200 kg/cm ² , en re- vestimiento de muros y plantilla del canal de acceso y descarga	m ³	2 980	1 320.00	3 933,600.00
C.3.3. Concreto reforzado f'_c = 200 kg/cm ² , en la estructura de control	m ³	5 940	1 320.00	7 840,800.00
C.3.4. Concreto reforzado f'_c = 200 kg/cm ² , en pilas y muros laterales, en la zona de estructura de control	m ³	5 545	1 320.00	7 319,400.00
C.3.5. Concreto reforzado f'_c = 250 kg/cm ² , en puen- te de maniobras	m ³	525	1 400.00	735,000.00
C.3.6. Concreto reforzado f'_c = 200 kg/cm ² , en es- tructura deflectora	m ³	12 040	1 320.00	15 892,800.00
C.3.7. Habilitación y coloca- ción de acero de re- fuerzo de cualquier diámetro correspondien- te a los conceptos: 2, 3, 4, 5 y 6	ton	1 240	13 000.00	16 120,000.00
C.3.8. Suministro y coloca- ción de anclas 1" de diámetro, f'_c = 4000 kg/cm ² de 10 m. de longitud incluyendo perforación e inyec- tado	pza	270	3 630.00	980,100.00
C.3.9. Suministro y coloca- ción de tubería de cemento, 20 cm. de diámetro para siste- ma de drenaje, in- cluyendo zanja	ml.	1 160	150.00	174,000.00
C.3.10. Galería para descar- ga del sistema de drenaje de 1.00 X 250 m.	ml.	255	7 000.00	1 785,000.00

C.3.11. Compuertas radiales			
de 14.50 X 22.00 m.			
y R = 25.00 m. incluyendo mecanismos			
elevadores			
pza	2	13.000,000.00	26 000,000.00
C.3.12. Recubrimiento de taludes del canal, para proteger contra intemperismo, a base de concreto lanzado			
m ²	300	90.00	<u>27,000.00</u>
	Suma parcial		109 990,700.00
C.4. Muro-Pila entre la Cortina y el Vertedor de Servicios			
C.4.1. Concreto masivo f'_c = 200 kg/cm² en muro tipo gravedad			
m ³	35 700	1 200.00	42 840,000.00
C.4.2. Concreto reforzado f'_c = 200 kg/cm², en muros estructurales			
m ³	34 500	1 320.00	45 540,000.00
C.4.3. Habilitación y colocación de acero y refuerzo de cualquier diámetro correspondiente a los incisos 1 y 2			
ton	1 480	13 000.00	19 240,000.00
C.4.4. Relleno y volteo			
m ³	58 860	40.00	<u>2 354,400.00</u>
	Suma parcial		109 974,400.00
C.5. Pila entre los dos vertedores			
C.5.1. Concreto reforzado f'_c = 200 kg/cm² en muros			
m ³	45 300	1 320.00	59 796,000.00
C.5.2. Habilitación y colocación de acero de refuerzo de cualquier diámetro			
ton	1 810	13 000.00	23 530,000.00
C.5.3. Relleno de volteo			
m ³	49 200	40.00	<u>1 968,000.00</u>
	Suma parcial		85 294,000.00

C. Suma total obra de Excedencias

818 300,550.00

D. Obra de Toma

D.1.	Excavación a cielo abierto, en cualquier clase de material, para el canal de llamada, incluyendo carga, des carga y acarreo libre de (1 km) cubricación en banco	m ³	41 410	70.00	2 898,700.00
D.2.	Excavación a cielo abierto, en cualquier clase de material para alojar la estructura de compuertas y las casetas de control de obra de toma, incluyendo carga, descarga y acarreo libre de (1 km) cubricación en banco	m ³	45 410	70.00	3 178,700.00
D.3.	Excavación en lumbrera de compuertas obra de toma incluyendo: carga, acarreo libre de (1 km) cubricación en banco	m ³	9 136	1 100.00	10 115,600.00
D.4.	Excavación en las transiciones del túnel	m ³	14 730	500.00	7 365,000.00
D.5.	Excavación en las secciones circulares y rectangulares	m ³	7 950	500.00	3 975,000.00
D.6.	Concreto reforzado $f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$ en la estructura de rejillas de la obra de toma	m ³	1 093	1 700.00	1 858,100.00
D.7.	Concreto reforzado $f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$ en				

	las estructuras de la plataforma de compuertas	m ³	194	1 500.00	291,000.00
D.8.	Concreto reforzado f'_c = 200 kg/cm ² para los revestimientos, para los pisos y muros di- visorios de las lum- breras de compuertas obra de toma	m ³	3 810	1 500.00	5 715,000.00
D.9.	Habilitación y coloca- ción del acero de re- fuerzo de cualquier diámetro, para los concretos referidos en los incisos 6, 7 y 8	ton	336	13 000.00	4 368,000.00
D.10.	Concreto reforzado f'_c = 250 kg/cm ² , en las transiciones de los túneles	m ³	4 100	1 100.00	4 510,000.00
D.11.	Concreto reforzado f'_c = 200 kg/cm ² , en las secciones circulares y rectangulares	m ³	2 715	950.00	2 579,250.00
D.12.	Concreto reforzado f'_c = 200 kg/cm ² en pilas para compuertas de la obra de toma	m ³	648	1 320.00	855,360.00
D.13.	Habilitación y coloca- ción de acero de re- fuerzo para los inci- sos: 10, 11 y 12	ton	757	13 000.00	9 841,000.00
D.14.	Revestimiento de gu- nite con una capa de 3 cm. de espesor en las paredes de roca del canal de llamada	m ²	5 191	150.00	778, 650.00
D.15.	Rejillas	ton	160		
D.16.	Compuertas de servi- cio de: 8.00 X 3.10 m. pza		6	3.000,000.00	18 000,000.00

D.17.	Compuertas de emergen					
	cia de 8.00 X 3.10 m.	pza	2	3 000,000.00	<u>6 000,000.00</u>	
		D. Suma total Obra de Toma			82 329,360.00	

E. Conducción a Presión

E.1.	Excavación en túnel de las transiciones de los túneles de presión, in					
	cluyendo carga, acarreo dentro del túnel, acarreo libre de (1 km) a partir de la entrada y descarga, cubicación en banco	m ³	6 690	500.00	3 334,000.00	
E.2.	Excavación en túnel de las secciones circulares de 9.4, 8.55 m. de diámetro de la conducción a presión, incluyendo carga, acarreo necesario dentro del túnel y acarreo libre de (1 km) a partir del portal, por el que se extraiga el material al exterior y descarga. Cubicación en banco	m ³	10 700	500.00	5 350,000.00	
E.3.	Marcos de acero estructural para adame del túnel, incluyendo los tensores de varilla de acero y los separadores de madera necesarios para su colocación así como el retaque de madera	ton	207	24 000.00	4 968,000.00	
E.4.	Concreto reforzado f' _c = 250 kg/cm ² en las transiciones de los túneles de presión	m ³	2 240	1 100.00	2 464,000.00	
E.5.	Concreto reforzado f' _c = 200 kg/cm ² en					

	las secciones circulares	m ³	1 855	1 950.00	3 617,250.00
E.6.	Habilitación y colocación de fierro de refuerzo, de cualquier diámetro especificado en los puntos 4 y 5	ton	391	13 000.00	5 083,000.00
E.7.	Barrenación de 2' de diámetro para anclaje	ml.	816	1 070.00	873,120.00
E.8.	Anclas de tensión de 1" de diámetro y 6 m. de longitud inyectadas con mortero de cemento, incluyendo expansor	pza	136	2 000.00	272,000.00
E.9.	Perforaciones de 2 1/4" de diámetro, para inyecciones de contacto concreto roca	ml.	123	725.00	89,175.00
E.10.	Inyecciones de contacto roca-concreto, a base de mezclas de cemento a presión	m ³	20	775.00	15,500.00
E.11.	Perforaciones de 1/2" de diámetro en la camisa de acero, para contacto camisa concreto	Barreno	153	51.00	7,805.00
E.12.	Inyección con lechadas de cemento a presión entre el encamisado y concreto	m ³	15.5	8 300.00	128,650.00
E.13.	Camisa de acero	ton	900	48 000.00	43 200,000.00
E.14.	Esmaltado interior	lote	1		<u>500,000.00</u>
	E. Suma total Conducción a Presión				69 902,500.00
F.1.	Casa de Máquinas (Obra Civil)				
F.1.1.	Excavación en caverna, en la bóveda de la casa de máquinas				

(hasta elev. trabe ca
rril), incluyendo a-
carreo libre de (1 km)
a partir del portal de
salida y descarga. Cu
bicación en banco m³ 22 650 500.00 11 325,000.00

F.1.2. Excavación subterrá-
nea en el cuerpo prin-
cipal de la casa de
máquinas, incluyendo
la zona de los tubos
de succión galería de
drenaje y galería de
inspección, conside-
rando acarreo libre
de (1 km) a partir
del portal de salida
y descarga. Cubica-
ción en banco m³ 96 768 300.00 29 030,400.00

F.1.3. Suministro y coloca-
ción de marcos de a-
cero estructural pa-
ra el ademe de la ca-
sa de máquinas, inclu-
yendo los tensores
de varilla de acero
y los separadores de
madera necesarios
para su colocación
así como el retaque
de madera ton 265 24 000.00 6 360,000.00

F.1.4. Concreto reforzado de
f'_c = 200 kg/cm² para
revestimiento de la
bóveda y muros del
cuerpo principal de
la casa de máquinas,
hasta el piso de ge-
neradores m³ 3 010 1 500.00 4 515,000.00

F.1.5. Concreto reforzado de
f'_c = 200 kg/cm² en lo-
sas de piso, columnas,
trabes, muros y segun-
dos colados, desde el
piso de generadores
hasta el tubo de suc-

ción, incluyendo galería de drenaje y galería de inspección m³ 19 110 1 150.00 21 976,500.00

- F.1.6. Habilitación y colocación de acero de refuerzo de cualquier diámetro requerido en la bóveda y muros del cuerpo principal de la casa de máquinas, hasta el piso de generadores ton 181 13 000.00 2 353,000.00
- F.1.7. Habilitación y colocación de acero de refuerzo para losas columnas, muros y segundos colados, desde el piso de generadores hasta el tubo de succión incluyendo las galerías de drenaje e inspección ton 1 610 13 000.00 20 930,000.00
- F.1.8. Concreto simple f' = 200 kg/cm² en la Casa de máquinas, hasta los tubos de aspiración m³ 11 265 1 150.00 12 954,750.00
- F.1.9. Barrenación de 2" de diámetro para anclaje ml 9 192 1 070.00 9 835,440.00
- F.1.10. Anclas de tensión de 1" de diámetro y 6 m. de longitud inyectadas con mortero de cemento, incluyendo expansor pza 1 532 2 000.00 3 064,000.00
- F.1.11. Perforaciones de 2 1/4" de diámetro en roca hasta 20 cm. para inyecciones de contacto- roca en bóveda ml 280 700.00 196,000.00
- F.1.12. Inyecciones de contacto concreto-roca de mezclas de cemento a

	presión, en bóveda	m ³	40	1 180.00	47,200.00
F.1.13.	Perforación 2 1/4" en roca hasta 5 m. para inyecciones de consolidación en bóveda	ml	1 720	700.00	1 204,000.00
F.1.14.	Inyecciones de consolidación de mezclas de cemento a presión	m ³	860	1 180.00	1 014,800.00
F.2.	Túnel de Acceso a la Casa de Máquinas				
F.2.1.	Excavación del túnel de acceso	m ³	11 310	300.00	3 393,000.00
F.2.2.	Concreto reforzado f'c = 200 kg/cm ² para revestimiento del túnel de acceso	m ³	3 540	1 150.00	4 071,000.00
F.2.3.	Acero de refuerzo en recubrimiento del túnel	ton	213	13 000.00	<u>2 769,000.00</u>
			Suma parcial		10 233,000.00
F.	Suma Total Casa de Máquinas (Obra Civil)				135 039,090.00
G.	Galería de Transformadores				
G.1.	Excavación subterránea en cualquier clase de material de la bóveda de la galería, incluyendo acarreo libre de (1 km) a partir del portal de salida y descarga. Cubicación en banco	m ³	2 571	500.00	1 285,500.00
G.2.	Excavación subterránea en cualquier clase de material del cuerpo de la galería, incluyendo acarreo li				

bre de (1 km) a partir del portal de salida y descarga. Cubricado en banco

	m ³	11 503	300.00	3 450,900.00
--	----------------	--------	--------	--------------

G.3. Concreto reforzado f'_c = 200 kg/cm², para revestimiento de la bóveda y muros del cuerp principal de la sala de transformadores

	m ³	1 482	1 500.00	2 223,000.00
--	----------------	-------	----------	--------------

G.4. Habilitación y colocación de acero de refuerzo de cualquier diámetro requerido en el inciso 3

	ton	89	13 000.00	<u>1 157,000.00</u>
G. Suma Total Galería de Transformadores				8 116,400.00

H. Galería de Barras

H.1. Excavación subterránea de la galería de barras

	m ³	1 300	300.00	390,000.00
--	----------------	-------	--------	------------

H.2. Concreto reforzado f'_c = 200 kg/cm² para recubrimiento de la galería de barras

	m ³	77	1 150.00.	88,550.00
--	----------------	----	-----------	-----------

H.3. Acero de refuerzo necesario en el punto 2

	ton	6.5	13 000.00	<u>34,500.00</u>
H. Suma Total Galería de Barras				513,050.00

I. Desfogue

I.1. Excavación en túnel sección portal

	m ³	44 250	500.00	22 125,000.00
--	----------------	--------	--------	---------------

I.2. Excavación subterránea para pozos de oscilación

	m ³	14 390	500.00	7 195,000.00
--	----------------	--------	--------	--------------

I.3. Concreto reforzado f'_c = 200 kg/cm² para recubrimiento del túnel

	m ³	7 150	1 100.00	7 865,000.00
--	----------------	-------	----------	--------------

I.4. Concreto reforzado f'_c = 200 kg/cm² para recubrimiento del pozo de oscilación

	m ³	1 245	1 100.00	1 369,500.00
--	----------------	-------	----------	--------------

I.5.	Habilitación y colocación de fierro de refuerzo de cualquier diámetro especificado, en los puntos 3 y 4	ton	504	13 000.00	<u>6 552,000.00</u>
	I. Suma Total Desfogue				45 106,500.00
J.	Subestación Elevadora (Obra Civil)				
J.1.	Obra civil subestación elevadora	lote	1		<u>80 000,000.00</u>
	J. Suma Total Subestación Elevadora (obra civil)				80 000,000.00
K.	Conceptos Varios				
K.1.	Camino de acceso pavimentado de Chapa-Cacalotepec-Caracol	Km	67.9	2 000,000.00	135 800,000.00
K.2.	Caminos de construcción	lote	1		50 000,000.00
K.3.	Campamento	lote	1		25 000,000.00
K.4.	Indemnizaciones	lote	1		<u>60 000,000.00</u>
	K. Suma Total Conceptos Varios				270 800,000.00
L.	Casa de Máquinas (Equipo Electro-mecánico)				
L.1.	Turbina tipo FRANCIS de eje vertical 245600 H. P. 100 rpm.	pza	3	130 000 000.00	390 000,000.00
L.2.	Generador de eje vertical	pza	3	94 000 000.00	282 000,000.00
L.3.	Grupo auxiliar	lote	1		134 400,000.00
L.4.	Grua viajera 224/30 ton	pza	2	15 000 000.00	30 000,000.00
L.5.	Bus de fase aislada	pza	3	15 000 000.00	45 000,000.00
L.6.	Otros equipos	lote	1		50 000,000.00

L.7.	Montaje electromecánico						
			lote	1			<u>45 000,000.00</u>
		L. Casa de Máquinas					
		(Equipo Electromecánico)					976 400,000.00
M.	Subestación Elevadora						
	(Equipo Electromecánico)						
M.1.	Transformadores de potencia 1F-65 M y A -230 kv	pza	10	6 000 000.00			60 000,000.00
M.2.	Interruptores 230 kv	pza	9	1 210 000.00			10 890,000.00
M.3.	Cuchillas 230 kv	pza	18	210 000.00			3 780,000.00
M.4.	Transformadores de corriente 230 kv	pza	27	173 000.00			4 671,000.00
M.5.	Transformadores de potencial 230 kv	pza	14	135 000.00			1 890,000.00
M.6.	Estructura herrajes y aisladores	lote	1				4 755,000.00
M.7.	Tablero de control	sección	9	525 000.00			4 725,000.00
M.8.	Pararrayos 230 kv	pza	21	75 000.00			<u>1 575,000.00</u>
				Sub-total:			81 396,000.00
M.9.	Diversos 15% sub-total						12 209,500.00
M.10.	Montaje electromecánico						<u>9 000,000.00</u>
		M. Subestación Elevadora					
		(Equipo Electromecánico)					102 605,500.00

X. CONCLUSIONES

Como se ha podido observar, las condiciones topográficas hidrológicas y geológicas que presenta la zona, indican que la construcción de las obras que integran el Anteproyecto Hidroeléctrico "El Caracol" son factibles, técnica y económicamente. Teniendo en cuenta los beneficios que provocará el aprovechamiento de este recurso hidráulico en la zona de Guerrero.

El eje de la cortina propuesto cumple con los requisitos de seguridad y de aprovechamiento racional de la zona.

El manejo del río durante la construcción será efectuado por túneles de diámetro con suficiente capacidad para el desvío de las avenidas. Las ataguías estarán colocadas de tal manera que formen parte del cuerpo de la cortina, contando con una elevación de corona necesaria para evitar el paso de agua sobre ellas, logrando así mantener en seco la zona de cortina. La cortina está constituida de materiales graduados para aprovechar así los volúmenes de excavación extraídos de la obra de excedencias, obra de toma, conducción a presión, casa de máquinas y desfogue. Logrando una gran economía para su construcción.

La obra de excedencias formada por 2 vertedores en canal abierto, tomando como principales factores: la seguridad, flexibilidad de operación y fácil mantenimiento. La zona de descarga de los vertedores se encuentra aguas arri-

ba del eje de la cortina y alejada del desfogue de la casa de máquinas, de tal manera que la formación de barras no afecte la generación.

La casa de máquinas subterránea localizada aguas abajo de la cortina y en la margen derecha, donde estarán alojadas 3 unidades turbogeneradoras alimentadas con su respectiva obra de toma y conducción a presión.

Las cámaras de oscilación colocadas inmediatamente aguas abajo de cada una de las unidades, servirán para disminuir el golpe de ariete y evitar la cavitación.

Parte del túnel de desvío No. 2 será utilizado para el desfogue de las unidades para obtener una mayor economía.

La sub-estación elevadora se localiza arriba de la casa de máquinas, teniendo en cuenta que los transformadores de potencia se localizan en una galería cercana a la caverna de la casa de máquinas. De acuerdo a estas condiciones la distancia de los cables de potencia, desde la sala de transformadores al área de buses es del orden de 130 a 150 m.

BIBLIOGRAFIA

- | | |
|--------------------------------------|---|
| Datos Técnicos | Comisión Federal de Electricidad |
| Diseño de Presas Pequeñas | U. S. Department of the Interior
Bureau of Reclamation |
| Manual de Diseño de Obras
Civiles | Comisión Federal de Electricidad |
| Mecánica de Suelos
Tomos II y III | Eulalio Juárez Badillo
Alfonso Rico Rodríguez |
| Hidráulica, Tomo I | Gilberto Sotelo Avila |

