4296

FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.

PROYECTO DE LA OBRA DE TOMA DE LA PRESA LAS ADJUNTAS EN EL ESTADO DE TAMAULIPAS.

UNICO

TESIS

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE

INGENIERO CIVIL

PRESENTA

ANTONIO SANCHEZ SALINAS

MEXICO 1969

Universidad Nacional Autónoma de México
UNAM
Biblioteca Central
Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

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.

PROYECTO DE LA OBRA DE TOMA DE LA PRESA LAS ADJUNTAS EN EL ESTADO DE TAMAULIPAS.

UNICO

ANTONIO SANCHEZ SALINAS

TESIS PROFESIONAL

1969

A mis padres

Sr. Octavio Sánchez de la Garza y
Sra. Ascensión Salinas de Sánchez

con cariño y gratitud.

A mi esposa

Dra. Victoria Eugenia Chagoya de Sánchez

con todo mi amor.

A mis hermanos

Silvia
Octavio
Laura
Ana María y
Alejandro

cariñosamente.

Mi agradecimiento al Sr. Ing. Raúl Gómez Rosas mi Director de Tesis, y al Sr. Ing. Guillermo Aceves E. por la valiosa y amable ayuda que me han brindado.

Agradezco a las Autoridades de la Secretaría de Recursos Hidráulicos y en especial a la Dirección de Proyectos de Grande Irrigación, las facilidades otorgadas para la elaboración de este trabajo, y me permito hacer la aclaración de que las ideas expresadas en el mismo, no son necesariamente las oficiales de esta Secretaría.

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERIA
Dirección
Núm. 73-1372
Exp. Núm. 73/

Al Pasante señor ANTONIO SANCHEZ SALINAS
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 señor Profesor Ingeniero RAUL GOMEZ ROSAS, para que lo desarrolle como tesis en su examen profesional de INGENIERO CIVIL.

"PROYECTO DE LA OBRA DE TOMA DE LA PRESA LAS ADJUNTAS EN EL ESTADO DE TAMAULIPAS"

1. Generalidades
2. Descripción General de la Presa
3. Diseño de la Obra de Toma
   a) Como Obra de desviación
   b) Cálculos Hidráulicos
   c) Cálculos Estructurales
4. Presupuesto

Ruego a usted 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.

Muy atentamente

"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
México, D. F., a 12 de Noviembre de 1968
EL DIRECTOR

Ing. Manuel Paulín Ortiz

MPO'MMO'mbc.

1.- GENERALIDADES

a) Situación Geográfica

La boquilla de "Las Adjuntas", se encuentra sobre el Río Soto La Marina en el Municipio de Padilla, a escasos 2 Km. aguas - abajo de la confluencia del Río Corona, y como a 55 Km. en línea - recta al NE de Ciudad Victoria, Tamps. Sus coordenadas geográfi-- cas son las siguientes:

Latitud norte..... 23° 57' 36"

Longitud occidental..... 98° 39' 36"

Vías de Comunicación

La población de mayor importancia cercana al sitio de - la Presa es Ciudad Victoria, Tamps., que se encuentra a la altura del Km. 699 de la Carretera México - Laredo.

El acceso a la zona en que se encuentra localizada la - Presa, se tiene siguiendo la carretera Ciudad Victoria - Matamo-- ros en una distancia aproximada de 69 Km., hasta el lugar conoci- do como El Chapote, de donde parte hacia el SW una brecha con de- sarrollo aproximado de 19 Km.

Clima

El clima que predomina en esta región, según la clasifi cación de C. W. Thornthwaite, está representado por los índices - DB'_w que corresponden a semi-árido, mesotermo, con lluvias defi-- cientes en invierno. La precipitación media anual es de 902.7 --

mm. según el registro correspondiente a Ciudad Victoria; la temperatura máxima extrema que se ha registrado es de 41.7°C, la mínima de -2.5°C y la media anual de 22.7°C.

Fisiografía.

La zona en estudio se encuentra localizada en una depresión dentro de la provincia fisiográfica correspondiente a la Sierra Madre Oriental y la Planicie Costera del Golfo, limitada por las grandes estructuras de la Sierra de San Carlos por el norte y la Sierra de Tamaulipas Oriental por el sur.

Entre las dos sierras existe una zona más o menos plana conocida como la Mesa de Solís construída por plegamientos suaves, drenados por arroyos y ríos que corren con una dirección dominante de poniente - oriente, como lo hace el Río Soto La Marina.

El sitio de la Presa se localiza en el cañón de La Capilla, que es un accidente muy atractivo, desde el punto de vista topográfico ya que se trata de un cañón con una sección muy uniforme y con taludes fuertes.

Beneficios

La construcción de la Presa Las Adjuntas permitirá almacenar 3 800 millones de m^3. de las aguas del Río Soto La Marina y en esta forma integrar un sistema de riego de aproximadamente 42 000 Ha. de tierras comprendidas en el Valle de Jiménez y además dar una dotación de 5 m^3/seg. a la Ciudad de Monterrey, N. L. que ayudarán a resolver el problema de la escasez de agua potable y po

drá contar con una fuente de abastecimiento segura y de cuantía satisfactoria.

La zona que quedará inundada está actualmente ocupada por el Distrito de Riego de Padilla, pero el área que se abrirá al cultivo en el Valle de Jiménez, es de extensión mucho mayor lo cual justifica el nuevo proyecto.

b) Geología

La zona estudiada se localiza en el extremo norte de la región sedimentaria conocida con el nombre de "Cuenca Tampico-Tuxpan" y su geología es relativamente simple. En efecto, el Río Soto La Marina ha labrado su cauce en un cuerpo calcáreo constituído por calizas arcillosas cuyo color varía de gris crema a gris azuloso, según su grado de alteración, en bancos con espesores máximos de 0.50 m. e interestratificados con capas muy delgadas de la misma constitución pero más arcillosas.

Las rocas que afloran dentro de esta cuenca son sedimentarias marinas, representadas por calizas del Albiano - Cenomaniano, y dentro de la zona estudiada las rocas que afloran son calizas del Cretácico Superior correspondiente al Coniaciano - Santoniano Inferior (San Felipe) y al Turoniano (Agua Nueva).

Las características litológicas de la formación San Felipe son las siguientes: secuencia de calizas compactas, delgadas (5 a 20 cm. de espesor) interestratificadas con capas delgadas arcillosas de color gris claro, verde y café; se estima que

están presentes en un porcentaje de 15 a 20% en total de la formación; hacia la parte superior esta roca se torna más arcillosa y presenta interestratificaciones de lutitas color gris cada vez -- más frecuentes. Tiene espesores variables y su distribución su-- perficial es profusa, principalmente hacia los plegamientos frontales de la Sierra Madre Oriental.

Se estudiaron las propiedades físicas de esta roca en - dos cilindros cortados perpendicularmente a la estratificación. Se obtuvieron los siguientes resultados: porosidad 3 a 4%; densidad 2.3 a 2.34; resistencia a la compresión en estado saturado, - 130 Kg/cm^2 a 140 Kg/cm^2 para la primera y segunda muestra respectivamente.

La formación Agua Nueva esta compuesta por calizas de - color gris claro a gris oscuro estratificadas en capas de 20 a 50 cm. de espesor, con intercalaciones de capas de arcilla amarilla, margas arcillosas y lutitas negras bien litificadas.

Se estudió una muestra que se consideró representativa de la caliza de esta formación y se le observaron las siguientes características: roca caliza gris clara a gris oscura, densa formada por un lodo calcáreo microcristalino con fósiles clasificación Biomicrita. Porosidad, 1.2%; densidad 2.4 ; resistencia a - la compresión en estado saturado, de 210 Kg/cm^2 a 240 Kg/cm^2.

La posición estructural de la caliza es prácticamente - horizontal y con echados muy pequeños que forman parte de una es-

tructura del tipo anticlinal muy abierta.

Las formaciones mencionadas no han estado sujetas a movimientos tectónicos de importancia y dadas las condiciones generales de las rocas, se espera que el terreno presente condiciones satisfactorias de estabilidad e impermeabilidad.

2.- DESCRIPCION GENERAL DE LA PRESA

La construcción de la presa Las Adjuntas permitirá satisfacer variados propósitos en la región, como son el abastecimiento de agua para riego en la zona del Valle de Jiménez, Tamps., abastecimiento de agua potable para la Ciudad de Monterrey, N.L., el control de las avenidas del Río Soto la Marina, formará parte del sistema de interconexión de cuencas del llamado Plan Hidráulico del Golfo Norte que prepara la S.R.H. para el desarrollo integral de la región, también se tiene la posibilidad de adaptarla posteriormente para generación de energía eléctrica, una vez que se incremente la demanda al fomentarse las actividades económicas de la zona, etc.

Se puede hacer una breve descripción de la presa atendiendo a los principales elementos que la forman y que son:

a) Cortina.- Se eligió el tipo de cortina de materiales graduados después de haberse estudiado varias alternativas con secciones gravedad y gravedad aligerada, pues se consideró la más conveniente desde el punto de vista económico, aunque topográfica y -

geológicamente, el sitio se considera adecuado para la construcción de una cortina de los tipos indicados.

La cortina tiene una altura de 48.00 m. sobre el cauce del río (elevación 100.00 S.N.M.) y 60.00 m. de altura máxima al considerar el desplante de la trinchera hasta el nivel de roca ; tiene un ancho de corona de 10.00 m. y una longitud de 400.00 m. aproximadamente. Está integrada por cuatro partes principales -- que se describen a continuación:

Corazón impermeable.- Es la parte que garantiza que la estructura sea estanca, ocupa la parte central de la sección de - la cortina, tiene una corona de 6.00 m. y taludes 0.4:1 en ambas caras. Está constituído por suelos finos arcillosos de baja permeabilidad.

Filtro.- Está apoyado en la cara aguas abajo del corazón impermeable y tiene un espesor de 2.00 m. La función principal del filtro es evitar la tubificación en la zona impermeable - al impedir el arrastre de material fino; es condición indispensable que su permeabilidad sea mucho mayor que la del material impermeable, del órden de 100 veces, además los poros del filtro deben ser suficientemente finos para impedir el paso de las partículas - del material protegido. Las dos condiciones que debe cumplir el - filtro son por lo tanto permeabilidad y capacidad de retención para lo cual se deben elegir características granulométricas adecuadas.

Zonas de material permeable.- Este material está colocado a ambos lados del corazón impermeable, apoyado directamente sobre él en su talud aguas arriba y apoyado sobre el filtro en su talud aguas abajo. Este material está subdividido a su vez en -- dos zonas, una primera interior formada con grava y arena limitada con taludes 1.5:1 y una segunda zona exterior formada con reza ga producto de excavaciones y limitada con taludes 2.25:1, que -- son los de la cortina.

Enrocamiento.- Apoyado en ambas caras de las zonas permeables, constituído por rocas de tamaño selecto y formando cha-- pas con espesor de 3.00 m. en el talud de aguas arriba y de 2.00 m. en el talud de aguas abajo. La función de este enrocamiento - es proteger la cortina contra erosiones causadas por el oleaje en el embalse [illegible] bién otros agentes de erosión como son las llu--- vias y viento[illegible].

b) Obra de Control y Excedencias.

Se encuentra localizada en la margen izquierda de la boquilla, tiene una capacidad máxima de 3 100 m^3/seg. y consta esencialmente de las siguientes partes: canal de acceso, estructura - de compuertas, canal de descarga, tanque amortiguador y canal de salida para ligar con el río; se describirán brevemente a conti-- nuación:

Canal de acceso.- Se trata de una amplia excavación ejecutada en planta curva a la elevación 131.00, y que liga con la -

estructura de compuertas por medio de transiciones en ambas márgenes. En la margen izquierda se tiene la transición reglada, con planta recta y talud variable de 1:1 a vertical, trabajará en parte como simple revestimiento de la excavación y en un tramo como muro de retención de rellenos; por la margen derecha la transición de acceso es de planta curva con talud variable de 2.25:1 a vertical, tiene la función de encauzar el flujo de agua en forma gradual y además servir como elemento de retención y protección de los terraplenes de la cortina.

Estructura de compuertas.- Es la parte de la obra que permite manejar en forma controlada los volúmenes excedentes que se tienen en el almacenamiento al presentarse una avenida importante del río, de tal manera que se puede aprovechar al máximo la capacidad del vaso.

La estructura es de dimensiones importantes y consta esencialmente de 5 vanos de 8.00 m. de ancho limitados por 4 pilas intermedias y 2 pilas extremas, donde van alojadas 5 compuertas radiales de 8.00 m. de ancho por 11.60 m. de alto. Desde el punto de vista estructural se hace trabajar monolíticamente la losa de cimentación, las pilas y los puentes sobre éstas, de tal manera que se ha obtenido un conjunto muy resistente a esfuerzos y deformaciones.

Canal de descarga.- Está ligado inmediatamente aguas abajo de la estructura de compuertas, es de sección variable de

rectangular a trapecial, tiene un desarrollo muy limitado, pues - por condiciones geológicas se tuvo necesidad de localizar el tanque amortiguador en forma tal, que ha quedado muy cercano a las - estructuras, la liga con este tanque se hace por medio de una rápida con fuerte pendiente.

Tanque amortiguador.- Es la estructura que permitirá - disipar la energía cinética del agua, al transformar el régimen - del escurrimiento de alta velocidad o supercrítico que se tiene al pie de la rápida a régimen subcrítico o tranquilo que es necesa-- rio tener al descargar el agua al río, para que no se presenten - problemas de erosiones. En este caso el tanque es de sección -- trapecial con taludes 0.5:1, tiene una profundidad de 12.00 m. y una longitud de 80.00 m.

c) Obra de Toma.

Una obra de toma es el conjunto de estructuras que permiten la extracción en forma controlada de la cantidad de agua necesaria que satisface los objetivos y necesidades para los que ha sido proyectada.

Para nuestro caso se ha elegido el tipo de toma de tal forma que aprovecha las excavaciones del túnel de desvío, que se encuentra localizado en la ladera izquierda de la boquilla y consta esencialmente de los elementos siguientes:

1.- Tajo de acceso

2.- Rejas

3.- Torre de entrada

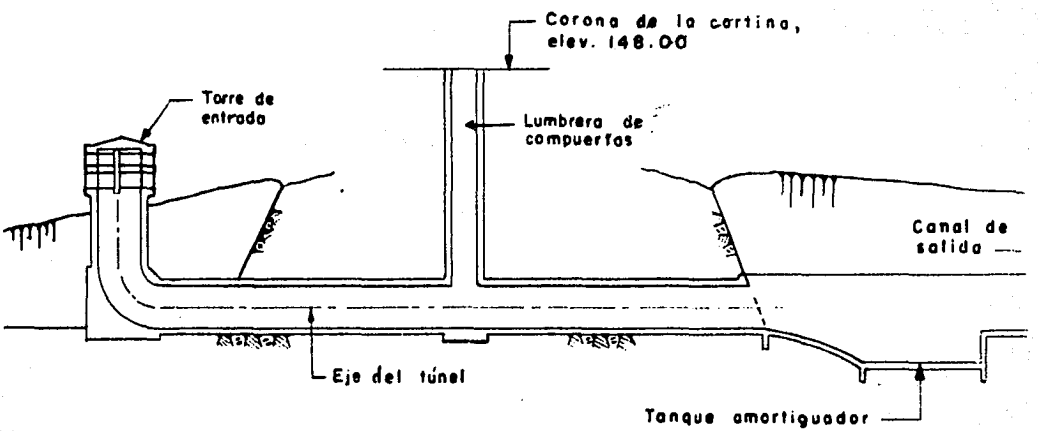
4.- Codo y transición

5.- Túnel

6.- Lumbrera de compuertas

7.- Tajo de salida y tanque amortiguador:

La disposición general de estas estructuras es la que - se muestra:



1.- Tajo de acceso.- Es una excavación de sección trapecial, con taludes 0.5:1 y plantilla a la elevación 101.00 con - ancho variable de 25.00 m. a 6.00 m. su desarrollo longitudinal quda limitado hasta la sección donde la topografía de la ladera - permite suficiente cielo sobre el portal del túnel. Su principal función, será la de encauzar el agua hacia la entrada del túnel - durante la etapa de desvío que corresponde a gastos de estiaje.

2.- Rejas.- Son los elementos metálicos que se colocan a la entrada de la torre de toma, con objeto de impedir el paso - de cuerpos flotantes que puedan dañar los diversos mecanismos de control dentro de la obra de toma.

3.- Torre de entrada.- Es la estructura requerida en este tipo de toma, para ligar el umbral de entrada a la elevación - 120.00, con la entrada al túnel a la elevación 101.00, además deberá disponer en su parte baja de orificios que permitan el paso del agua durante el desvío, con sus correspondientes compuertas y mecanismos de operación. Consiste esencialmente en una estructura hueca de sección circular en su interior y sección exagonal en su parte exterior, tiene una altura total de 26.00 m.

4.- Codo y transición.- Se hace necesario unir la estructura de entrada con el túnel por medio de un codo de 90° y un tramo de transición. El codo mantiene la sección circular de la estructura y deberá tener un desarrollo tal que el escurrimiento del agua no sufra turbulencias a su paso por él, este codo es la parte de la estructura que se construye al final de la obra, o sea después de hacer el cierre de las compuertas de desvío, quedando ahogados en concreto los orificios al proceder al colado del codo. La transición quedará alojada en el tramo de conducto que une la estructura de entrada con el portal del túnel y tiene como objeto hacer la liga entre la sección circular interior de la estructura, - con la sección herradura del túnel.

5.- Túnel.- Es de sección herradura, de 6.00 m. de diámetro y tiene una longitud de 222.00 m. con una pendiente de - - 0.0044. La función de este túnel es la de servir como conducto - de desvío durante la construcción de la presa en época de estiaje, y posteriormente formará parte de la obra de toma. Tendrá revestimientos de concreto reforzado en los tramos de la entrada, la - salida y la zona de compuertas, y de concreto simple en el resto.

6.- Lumbrera de compuertas.- Está localizada en el cruce del túnel con el eje de la cortina. Se trata de una estructura vertical de concreto reforzado colado contra excavación en un tramo y comunica desde la plantilla del túnel hasta la corona de la cortina, es de sección rectangular y está subdividida en su -- parte interior por 4 vanos que alojan los elementos de control, - que en nuestro caso son 4 compuertas deslizantes de 2.50 m. de -- ancho por 5.00 m. de alto, se utilizarán 2 compuertas para servicio y 2 serán de emergencia; estas compuertas permiten obturar 2 conductos rectangulares que ligan con el túnel por medio de am--- plias transiciones regladas. En la parte superior de la lumbrera se instalarán los mecanismos de operación de las compuertas. Esta lumbrera aloja también escaleras marinas que permiten el acceso a la zona de compuertas para su servicio de engrase o para reparar alguna posible falla.

7.- Tajo de salida y tanque amortiguador.- El tajo de - salida del túnel tiene por objeto encauzar las aguas de descarga

de la toma hacia el cauce del río, tiene sección trapecial con taludes 0.5:1 y un ancho de plantilla de 14.00 m., su desarrollo -- longitudinal está condicionado a la topografía y geología de la - ladera pues se busca tener suficiente "cielo" sobre el portal de salida del túnel.

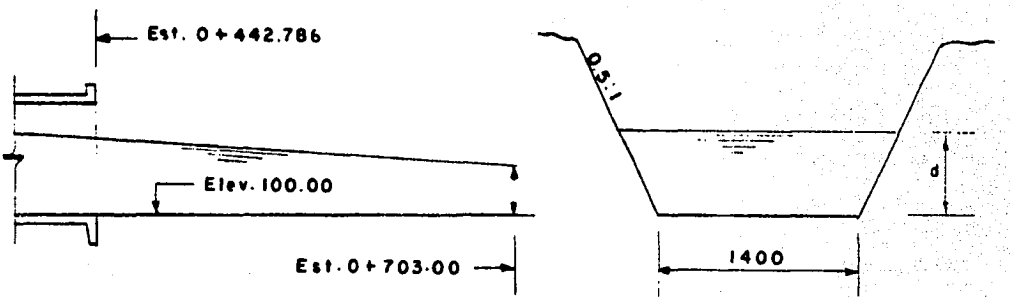
El tanque amortiguador es la estructura requerida a la salida del túnel y tiene por objeto amortiguar la energía cinética del agua aprovechando el fenómeno de "salto hidráulico" en virtud del cual se tiene una serie de pérdidas de carga y cambio en - el régimen del escurrimiento, pues en el tramo del túnel aguas abajo de la zona de compuertas se tienen altas velocidades en el flujo de agua o sea régimen rápido, lo cual no es conveniente conservar en la descarga al río pues provocaría serios problemas de erosión, luego al tenerse el tanque localizado inmediato a la salida del túnel se obliga a que el salto hidráulico se presente precisamente dentro de los límites del tanque y se pueda tener en la descarga escurrimiento en régimen lento o tranquilo. Este tanque está alojado en el tajo de salida y es también de sección trapecial conservando los taludes de aquel se tiene un ancho de plantilla de 8.00 m. y una longitud de 43.00 m.

Funcionamiento como obra de desviación.

El gasto máximo de desvío resulta de 150 m^3/seg., que se ha determinado en base al tránsito de la avenida máxima del río en época de estiaje, y de acuerdo con los registros hidrométricos que

se tienen desde el año de 1959.

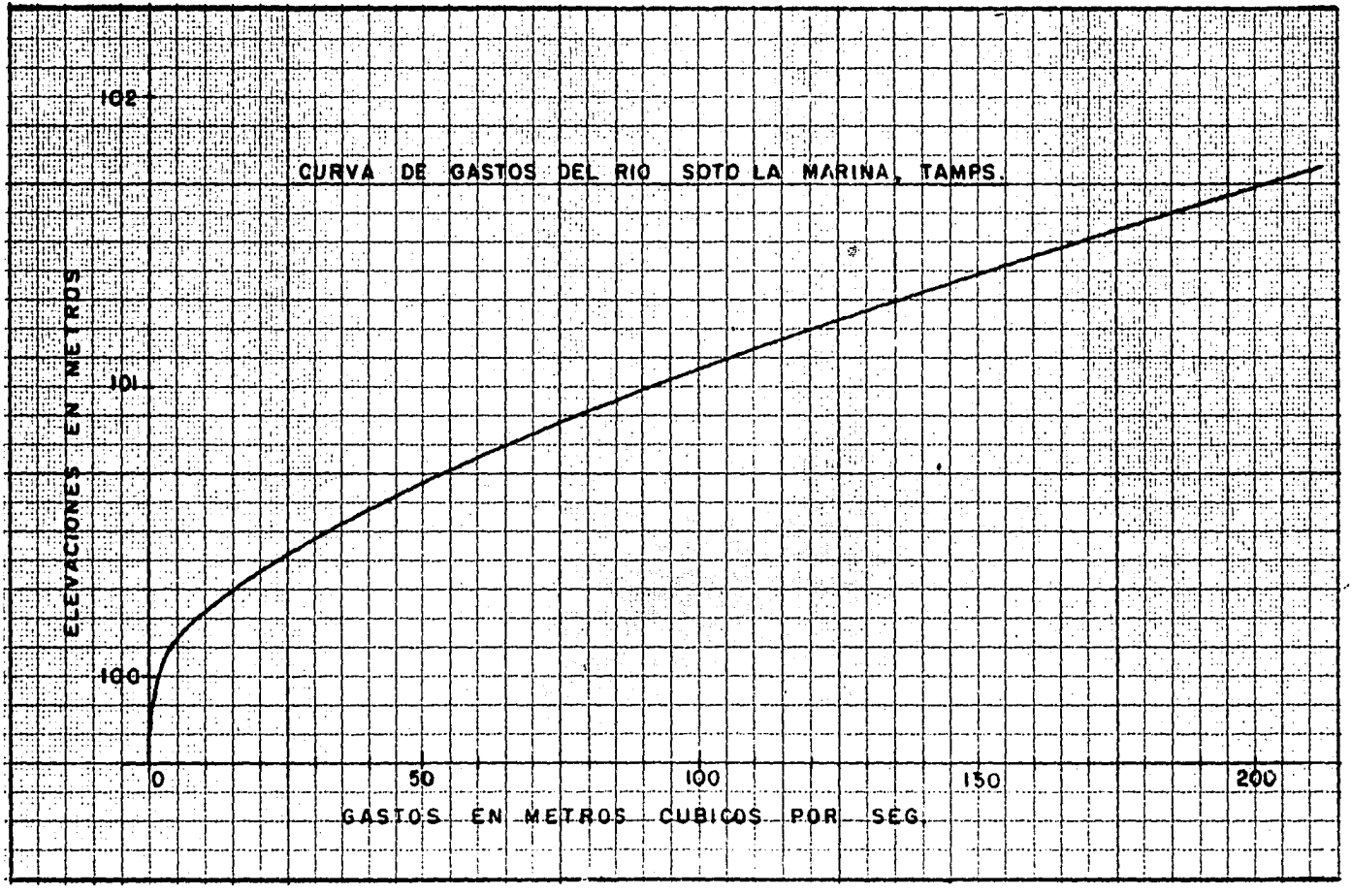
Se analizará primeramente el funcionamiento en el tajo de salida tomando como sección de control la del extremo aguas -- abajo, o sea en su descarga al río, est. 0 + 703.00 ±



En esta sección teóricamente se presentan condiciones - de régimen crítico, siempre y cuando el tirante en el río sea menor que el tirante crítico del tajo para el gasto considerado. Luego se procede a determinar el tirante en la curva de gastos -- del río (gráfica anexa) y se observa que para un gasto de 150 - - m^3/seg., se tiene una elevación 101.39 m. de lo que se deduce que el tirante buscado es 1.39 m., pues el lecho del río está a la -- elevación 100.00 m.

Tirante en el río = 1.39 m.

A continuación se determinará el tirante crítico en el tajo, para lo cual se debe cumplir la condición:


CURVA DE GASTOS DEL RIO SOTO LA MARINA, TAMPS.
ELEVACIONES EN METROS
102
101
100
0
50
100
150
200
GASTOS EN METROS CUBICOS POR SEG.

$$\frac{Q^2}{g} = \frac{A^3}{T} \qquad \ldots\ldots (1)$$

$$\frac{Q^2}{g} = \frac{\overline{150}^2}{9.81} = \frac{22\ 500}{9.81} = 2\ 293.57$$

Para encontrar el valor del tirante buscado se procede por tanteos hasta satisfacer la ecuación; que se cumple para un - valor de = 2.21 m.

$$A = \left[B + (B + d) \right] \frac{d}{2} = (14.00 + 16.21)\ \frac{2.21}{2} =$$

$$= 33.382\ m^2.$$

$$\frac{A^3}{T} = \frac{33.382^3}{14.0 + 2.21} = \frac{37\ 199.56}{16.21} = 2\ 294.85 \doteq \frac{Q^2}{g}$$

Se procede a continuación a determinar el perfil del -- agua en el tajo, a partir de la sección de control y hacia aguas arriba, con auxilio de la ecuación de Bernoulli:

$$d_1 + \frac{V_1^2}{2g} + Z_1 = d_2 + \frac{V_2^2}{2g} + Z_2 + \sum H \qquad \ldots\ldots (2)$$

en la cual d, $\frac{V^2}{2g}$ y Z son respectivamente el tirante, la carga de velocidad y la altura respecto al plano de referencia en una sección determinada, y $\sum H$ es la suma de pérdidas que se tienen entre las dos secciones. Se ha considerado que la pendiente del tajo es nula luego

$$Z_1 = Z_2 = 0$$

Las pérdidas que se tienen en este tramo son únicamente de fricción

$$\sum H = s \cdot l = \left[\frac{v_m \cdot n}{r_m^{2/3}} \right]^2 \cdot l$$

al sustituir en (2) y despejar "l" se tiene:

$$l = \frac{d_2 + \frac{v_2^2}{2g} - d_1 - \frac{v_1^2}{2g}}{\left[\frac{v_m \cdot n}{r_m^{2/3}}\right]^2}$$

se procede a tabular diferentes valores de tirantes y calcular -- las longitudes de los tramos correspondientes; tomando un valor - del coeficiente de rugosidad n = 0.030 que corresponde a una excavación en roca.

d	A	v	h_v	v_m	p	r	r_m	$r_m^{2/3}$	l	Est.
2.21	33.38	4.49	1.03	----	18.94	1.76	----	-----	-----	703.00
2.40	36.48	4.11	0.86	4.30	19.37	1.88	1.82	1.491	2.67	700.33
2.65	40.61	3.69	0.69	3.90	19.93	2.04	1.96	1.566	14.34	685.99
3.00	46.50	3.23	0.53	3.46	20.71	2.25	2.15	1.665	48.89	637.10
3.30	51.65	2.90	0.43	3.07	21.38	2.42	2.34	1.762	72.02	565.08
3.50	55.13	2.72	0.38	2.81	21.83	2.53	2.48	1.832	70.85	494.23
3.64	57.58	2.60	0.34	2.71	22.14	2.60	2.56	1.874	53.13	441.10

Luego en la sección donde se inicia el tajo se tiene un tirante d = 3.64 m.

A continuación se analizará el funcionamiento hidráulico del túnel para esta etapa de desvío. Se ha propuesto que la sección del mismo sea tipo "herradura", pues se considera más conveniente desde el punto de vista constructivo y de funcionamiento con tirantes pequeños.

El diámetro del túnel se determina para esta etapa de - desvío de tal manera que el tirante normal sea aproximadamente -- del 70 al 80% del diámetro. Se analizan varios diámetros y el -- que cumpla con las condiciones impuestas se elegirá para el caso propuesto. Se estudiaron diámetros de 4.00 m., 5.00 m., 6.00 m., y 7.00 m. y se llegó a la conclusión de que el más conveniente es el de 6.00 m. Se determinará el tirante normal del escurrimiento efectuando varios tanteos y el que permita igualar la velocidad calculada a partir de la ecuación de continuidad $Q = v_1 \cdot A$ y la obtenida con la ecuación de Manning.

$$v_2 = \frac{1}{n} r^{2/3} S^{1/2}$$

es el tirante buscado.

Se utilizará n = 0.015 coeficiente de rugosidad para revestimiento de concreto

d	d/D	A	v_1	r	$r^{2/3}$	$v_2 = \frac{1}{n} r^{2/3} S^{1/2}$
4.00	0.6666	21.83	6.87	1.768	1.462	6.47
4.20	0.7000	22.72	6.60	1.796	1.478	6.53
4.40	0.7333	23.80	6.30	1.819	1.491	6.60
4.23	0.7050	22.89	6.55	1.799	1.480	6.545

luego el valor del tirante que permite igualar velocidades es -- d = 4.23 m. y es el tirante normal del escurrimiento.

Veamos ahora cuál es la pendiente crítica del túnel, determinemos en primer lugar el tirante crítico.

$$\frac{q}{D^{5/2}} = \frac{150}{6^{5/2}} = 1.700068 \qquad \therefore \frac{d_c}{D} = 0.71372$$

luego $d_c = 0.71372 \times 6 = \underline{4.282 \text{ m}}$.

$$A_c = 23.171 \text{ m}^2$$

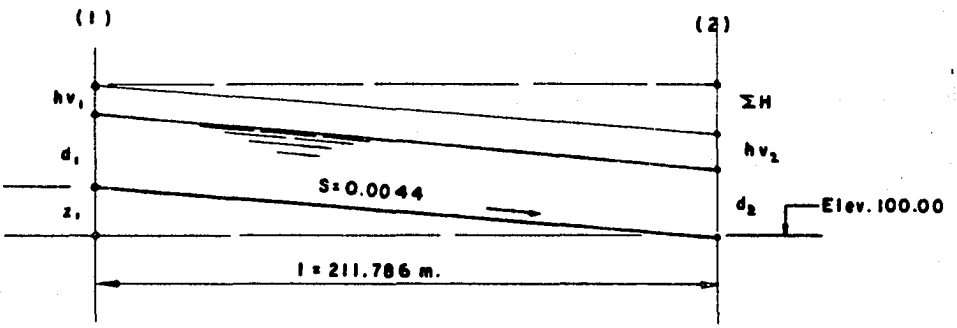
$$v_c = 6.473 \text{ m/seg.}, \quad hv_c = \frac{v_c^2}{2g} = 2.135 \text{ m.}$$

$$r^{2/3} = 1.483$$

A partir de la ecuación de Manning:

$$S_c = \left[\frac{v_c \cdot n}{r_c^{2/3}} \right]^2 = \left[\frac{6.473 \times 0.015}{1.483} \right]^2 = \underline{0.004286}$$

está pendiente crítica resulta ligeramente menor que la pendiente real del túnel S = 0.0044 luego es de esperarse un escurrimiento en régimen rápido muy cercano a crítico.



Entonces la sección de control para el túnel será la de entrada, pues se supone que ahí se presenta el tirante crítico. Se establece la ecuación de Bernoullí entre esta sección de entra

da y la de salida; en este caso es válido hacerlo entre secciones distantes porque el régimen del escurrimiento varía muy poco, se tiene entonces:

$$d_1 + hv_1 + Z_1 = d_2 + hv_2 + \sum H$$

$$d_1 = 4.282$$

$$hv_1 = 2.135$$

$$Z_1 = 1.000$$

$$\sum 1 = 7.417$$

Se puede aceptar que el tirante en la sección de salida sea el correspondiente a régimen establecido o sea $d_n = 4.23$ m.

$$A = 22.851 \text{ m}^2$$

$$v = 6.564 \text{ m/seg.} \quad , \quad v_m = 6.518 \text{ m/seg.}$$

$$hv = 2.196 \text{ m.}$$

$$r = 1.800 \qquad r_m^{2/3} = 1.480$$

$$\sum H = \left[\frac{v_m \cdot n}{r_m^{2/3}} \right]^2 \cdot 1 = 0.00435 \times 227 = 0.987 \text{ m.}$$

luego se tiene:

$$\sum_2 = 4.23 + 2.196 + 0.987 = 7.413 \doteq \sum_1$$

Para comprobar que en la sección de salida del túnel, el agua efectivamente circula hacia el tajo y no en sentido inverso, se calculará la suma de fuerzas debidas a la velocidad mas la presión hidrostática en ambas secciones, para lo cual se utiliza la forma general:

$$F = \frac{Q}{g} v + A \cdot \bar{y}$$

en la que Q, v, A, $\bar{y}$, son respectivamente el gasto, la velocidad media, el área de la sección transversal y la profundidad del centro de gravedad de la sección transversal.

$$F_{Túnel} = \frac{150}{9.81} 6.564 + 22.851 \times 2.00 = 146.065 \text{ Ton.}$$

$$F_{Tajo} = \frac{150}{9.81} 2.60 + 57.58 \times 1.751 = 140.575$$

es mayor la fuerza en el túnel, luego el sentido de la circulación es correcto.

Ahora se procederá a determinar el nivel del agua en el vaso, para lo cual se establece la ecuación de Bernoullí entre el portal de entrada al túnel y el propio vaso. Las pérdidas que se van a considerar son: por entrada y por cambio de sección

$$h_e = 0.5\ hv$$

$$h_{cs} = 0.2\ hv$$

$$\sum h = 0.7\ hv$$

$$d_1 = d_2 + hv_2 + \sum h.$$

$$= 4.282 + 2.135 + 0.7\ (2.135)$$

$$d_1 = \underline{7.911\ m}.$$

luego el nivel del vaso se tiene a la elevación 101.00 + 7.911 =

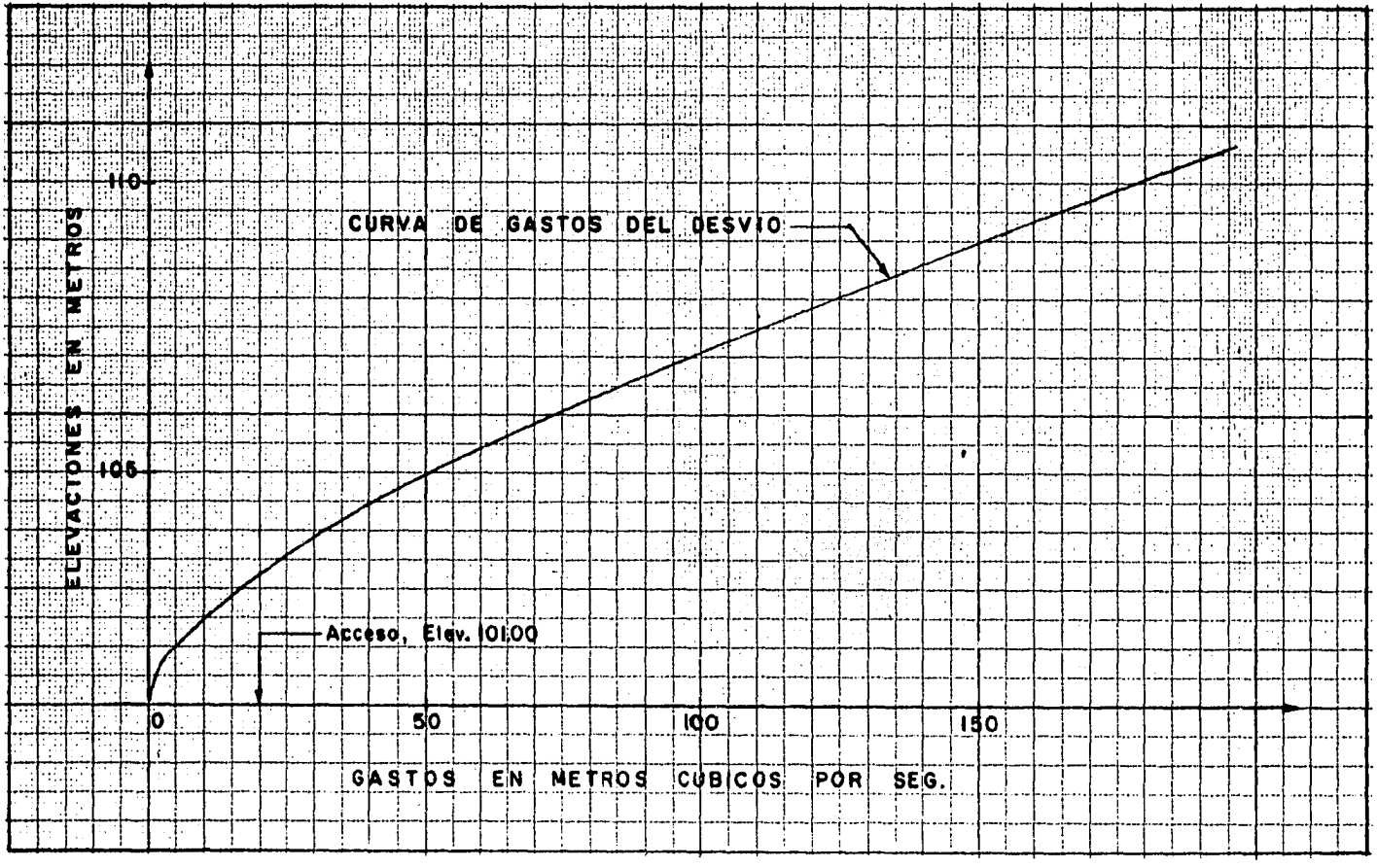
= 108.911 m.

Se acostumbra en la S.R.H. dejar un bordo libre para las ataguías de 1.00 m. aproximadamente, luego la corona de éstas se tiene a la elevación 108.911 + 1.000 = 109.911 ≐ 110.00

Se propone la elevación 110.00 para la corona de las ataguías.

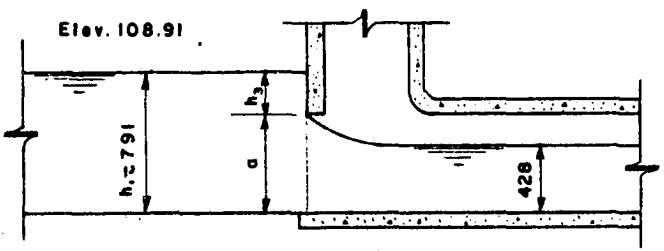
Se procederá ahora a determinar la curva de gastos del túnel al trabajar como obra de desviación, en base a los cálculos anteriores, se considera que en la sección de entrada al túnel se presentan condiciones de régimen crítico, luego se establece la ecuación de Bernoullí entre esta sección de entrada y un punto en el vaso: Las pérdidas a considerar son la de entrada y la de cambio de sección.

d	d/D	A	$q/D^{5/2}$	q	v	1.7 hv	Elev.
0							101.00
0.50	0.0833	1.613	0.0307	2.705	1.677	0.243	107.75
1.00	0.1666	4.172	0.1313	11.58	2.776	0.668	102.67
1.50	0.2500	6.908	0.2719	23.99	3.473	1.046	103.55
2.00	0.3333	9.775	0.4494	39.63	4.054	1.425	104.43
2.50	0.4166	12.726	0.6604	58.25	4.577	1.816	105.32
3.00	0.5000	15.718	0.9034	79.68	5.069	2.227	106.23
3.50	0.5833	18.704	1.1810	104.17	5.569	2.688	107.19
4.00	0.6666	21.605	1.4994	132.24	6.121	3.245	108.25
4.50	0.7500	24.329	1.8692	164.86	6.776	3.978	109.48
5.00	0.8333	26.759	2.3244	205.02	7.662	5.086	111.09
5.50	0.9166	28.729	3.0039	264.95	9.222	7.368	113.87


ELEVACIONES EN METROS
110
105
CURVA DE GASTOS DEL DESVIO
Acceso, Elev. 101.00
0
50
100
150
GASTOS EN METROS CUBICOS POR SEG.

Estos resultados los llevamos a un sistema de ejes coordenados, en el que las abscisas representan gastos y las ordenadas, elevaciones la curva resultante se muestra en el croquis - - anexo.

Compuertas para desvío.- Se trata de determinar el área necesaria para los orificios de desvío y así conocer las dimensiones de las compuertas. Se procederá a fijar el ancho de compuertas en 3.00 m. y se calculará la altura al considerar que el orificio trabaja parcialmente ahogado.



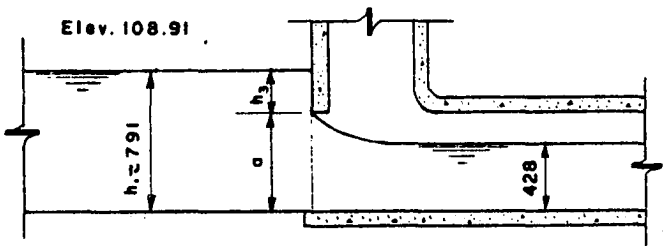
La ecuación base es:

$$Q = \frac{2}{3} C L\sqrt{2g} \left[(h_1 - h_2)^{3/2} - h_3^{3/2} \right] + C S' \sqrt{2g (h_1 - h_2)}$$

$$\therefore h_3 = \left\{ - \left[\frac{Q - CS'\sqrt{2g (h_1 - h_2)}}{\frac{2}{3} C L\sqrt{2g}} \right] + (h_1 - h_2)^{3/2} \right\}^{2/3}$$

Estos resultados los llevamos a un sistema de ejes coordenados, en el que las abscisas representan gastos y las ordenadas, elevaciones la curva resultante se muestra en el croquis - - anexo.

Compuertas para desvío.- Se trata de determinar el área necesaria para los orificios de desvío y así conocer las dimensiones de las compuertas. Se procederá a fijar el ancho de compuertas en 3.00 m. y se calculará la altura al considerar que el orificio trabaja parcialmente ahogado.



La ecuación base es:

$$Q = \frac{2}{3} C L \sqrt{2g} \left[(h_1 - h_2)^{3/2} - h_3^{3/2} \right] +$$

$$+ C S' \sqrt{2g (h_1 - h_2)}$$

$$\therefore h_3 = \left\{ - \left[\frac{Q - CS' \sqrt{2g (h_1 - h_2)}}{\frac{2}{3} C L \sqrt{2g}} \right] + \right.$$

$$\left. + (h_1 - h_2)^{3/2} \right\}^{2/3}$$

$$Q = \frac{150}{2} = 75 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$C = 0.57$$

$$S' = L \cdot h_2 = 3.00 \times 4.28 = 12.84 \text{ m}^2.$$

$$h_1 = 7.91 \text{ m.}$$

$$h_2 = 4.28 \text{ m.}$$

Al sustituir valores en la ecuación se tiene:

$$h_3 = \left\{ -\left[\frac{75 - 0.57 \times 12.84 \sqrt{19.62\,(7.91 - 4.28)}}{\frac{2}{3}\, 0.57 \times 3 \times \sqrt{19.62}} \right] + (7.91 - 4.28)^{3/2} \right\}^{2/3}$$

Al efectuar operaciones obtenemos $h_3 = 2.64$ m. y por -- tanto la altura necesaria de compuerta será:

$$h = 7.91 - 2.64 = 5.27 \text{ m.}$$

Se han propuesto dos compuertas de 3.00 x 6.00 con lo - cual se puede garantizar la descarga de un gasto aún mayor que el de 150 m^3/seg. considerado inicialmente.

Con ésto podemos dar por terminados los cálculos hidráu licos relativos al trabajo como obra de desviación de las estructuras de la toma.

CALCULOS HIDRAULICOS DE LA OBRA DE TOMA

Elevación del umbral.- Como primer paso para el cálculo de la obra de toma, se determinará el nivel del umbral de entrada. Es norma de la S.R.H. proponer este umbral a una elevación tal que comprenda del 50 al 100% de la capacidad de azolves de la Presa; para nuestro caso la capacidad de azolves es de - - 100 000 000 m^3., entonces observamos en la gráfica elevaciones-capacidades el nivel correspondiente al 70% de ese volumen y obtenemos la elevación 120.00 m. que será la que se adopte para el umbral de entrada de la toma.

Elevación umbral ..... 120.00 m.

Nivel mínimo de operación.- Con base en lo anterior se procederá a determinar el nivel mínimo de operación, o sea la elevación más baja que puede tener el almacenamiento para operación satisfactoria de la obra de toma. De acuerdo con las normas de - la S.R.H., se determina ese nivel mínimo como el correspondiente a la suma de la capacidad de azolves más el 10% de la capacidad - útil del almacenamiento:

Capacidad de azolves..... 100 000 000 m^3

10% de la capacidad útil..... 380 000 000 m^3

T o t a l ... 480 000 000 m^3

De la gráfica elevaciones-capacidades, se obtiene como nivel mínimo de operación la elevación 126.63 m.

Nivel mínimo de operación..... Elevación 126.63

Dimensionamiento de la entrada.- El umbral de acceso a la obra de toma se tiene en la parte superior de la estructura de entrada, a la elevación 120.00 y se hace necesario dotarla de rejillas para impedir el paso de cuerpos flotantes al interior del túnel que puedan dañar los mecanismos de control. El área que deben cubrir las rejillas, se determina en función del gasto adoptado Q y de un cierto valor de la velocidad de paso del agua a través de las rejillas que varía de 0.60 m/seg. a 1.20 m/seg. según el caso; con objeto de evitar en lo posible la obstrucción de las propias rejillas al tenerse un flujo con velocidad elevada. Para alojar las rejillas se dispone de un espacio vertical sobre el umbral hasta el nivel mínimo de operación de 6.63 m.; luego el área necesaria se obtiene en función de la dimensión horizontal pues la altura queda limitada al valor señalado de 6.63 m. Adoptaremos para nuestro caso un valor de 1.20 m/seg. para la velocidad de paso, con objeto de reducir las dimensiones de la estructura de entrada, luego se tiene:

$$A_{neta} = \frac{Q}{v} = \frac{150}{1.20} = 125 \text{ m}^2$$

a este valor se agrega el área que ocupan los barrotes de las rejillas, que se tomará como un 15% del área total, luego:

$$A_{total} = 125 + 0.15\, A_T = 147 \text{ m}^2$$

Las rejillas se colocan fijas a un conjunto formado por trabes y columnas que conservan la forma exagonal de la torre;

con objeto de que las dimensiones de las rejillas no sean muy - - grandes y dificulten su manejo, se propone limitar su altura a -- 3.00 m. y disponerlas en dos niveles utilizando una trabe intermedia para apoyo, luego se tienen 12 vanos por cubrir y la dimen--- sión horizontal de cada uno resulta de

$$L = \frac{147}{3 \times 12} = 4.08 \text{ m.}$$

A la vista del resultado se propone que cada vano sea - de 4.00 m. de ancho por 3.00 m., de altura.

Compuertas de operación.- Se trata de 4 compuertas deslizantes, 2 de servicio y 2 de emergencia, que son operadas a través de la lumbrera desde la corona de la cortina y permiten obturar dos conductos rectangulares, que se proponen de 2.50 m. de ancho cada uno, la dimensión vertical se calculará de tal manera -- que el gasto de 150 m^3/seg. circule por un solo conducto y con el nivel mínimo de operación. Se determinarán las pérdidas de carga desde la entrada hasta la zona de compuertas.

1) Pérdida por rejilla y entrada.

$$h_1 = K_e \frac{v^2}{2g} = 0.15 \text{ m.}$$

2) Pérdida por curva vertical

$$h_2 = 0.25 \sqrt{\frac{A}{90}} \frac{v^2}{2g} \qquad \ldots\ldots (2)$$

$$A = \frac{\pi D^2}{4} = 0.7854 \times 6^2 = 28.274 \text{ m}^2$$

$$v = \frac{Q}{A} = \frac{150}{28.274} = 5.305 \text{ m/seg.}$$

$$\frac{v^2}{2g} = \frac{\overline{5,305}^2}{19.62} = 1.434 \text{ m.} \qquad \text{Sust. en (2)}$$

$$h_2 = 0.25 \times \sqrt{\frac{90}{90}} \times 1.434 = \underline{0.358 \text{ m.}}$$

3) Pérdida por ampliación gradual.

$$h_3 = f \frac{v_1^2 - v_2^2}{2g} \qquad \ldots\ldots (3)$$

$f = 0.31$ para $\theta = 20°$

$v_1 = 5.305$ m/seg. en la sección circular

$v_2 = 5.024$ m/seg. en la sección herradura

Sust. en (3):

$$h_3 = 0.31 \frac{\overline{5.305}^2 - \overline{5,024}^2}{19.62} = \underline{0.046 \text{ m.}}$$

4) Pérdida por curva horizontal.

$$h_4 = 0.25\sqrt{\frac{59}{90}} \frac{v_2^2}{2g} = 0.25 \times 0.81 \times 1.286 = \underline{0.260 \text{ m.}}$$

5) Pérdida por reducción.- Se tomará el cambio de sec-- ción del túnel de 6.00 m. ø a un conducto de 2.50 x 5.00 m.

$A_1 = 0.8293 \times 6^2 = 29.854 \text{ m}^2 \quad \therefore v_1 = 5.024$ m/seg.

$A_2 = 2.50 \times 5.00 = 12.50 \text{ m}^2 \quad \therefore v_2 = 12.00$ m/seg.

el área (2) tiene un diámetro hipotético de:

$$A = \frac{\pi D^2}{4} \quad \therefore D^2 = \frac{4 - A}{\pi} \quad ; \quad D = \sqrt{\frac{4 \times A}{\pi}}$$

$$D = \sqrt{\frac{4 \times 12.50}{3.1416}} = \sqrt{15.915} \doteq 4.00$$

$$\frac{D_1}{D_2} = \frac{6.00}{4.00} = 1.50 \quad , \quad K_5 = 0.22$$

$$h_5 = K_5 \frac{v_2^2}{2g} = 0.22 \frac{12^2}{19.62} = \underline{1.615 \text{ m.}}$$

6) Pérdida por fricción.- En base a la ecuación de - - Manning se tiene:

$$h_f = \left[\frac{v \cdot n}{r^{2/3}} \right]^2 \cdot l$$

$v = 5.024$ m/seg

$n = 0.015$

$r^{2/3} = 1.323$

$$h_f = \left[\frac{5.024 \times 0.015}{1.323} \right]^2 \times 130 = \underline{0.422 \text{ m.}}$$

$$\sum h = 0.15 + 0.358 + 0.046 + 0.260 + 1.615 + 0.422 = \underline{2.851 \text{ m.}}$$

La suma de pérdidas de carga desde la entrada hasta la zona de compuertas es de 2.85 m. que se restan al valor de la carga que se tiene desde la plantilla del conducto hasta el nivel mínimo de operación, entonces se tiene para compuerta de 5.00 m. de alto (supuesta).

$$Q = C \times A\sqrt{2gh}$$

$Q = 150 \text{ m}^3/\text{seg.}$

$A = 2.50 \times 5.00 = 12.50$

$C = 0.57$

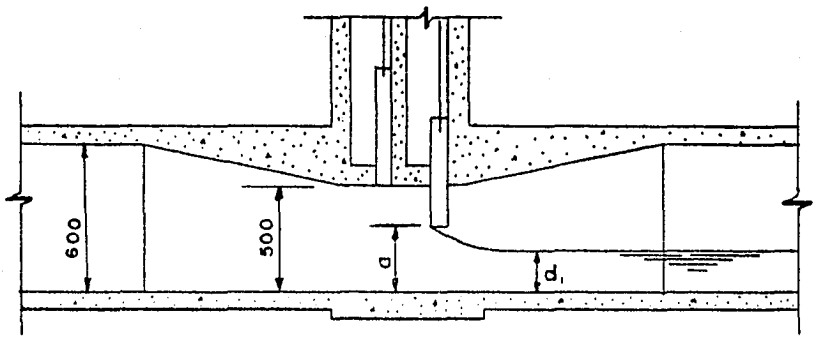
$h = 126.60 - 2.85 - 100.60 = 23.15$ m.

$Q = 0.57 \times 12.50 \times 4.43 \times \sqrt{23.15} = 152.13 \text{ m}^3/\text{seg.}$

Valor casi igual al gasto propuesto para la toma

$Q = 150 \text{ m}^3/\text{seg.}$

Finalmente se aceptan compuertas de 2.50 m. de ancho -- por 5.00 m. de alto.



Se analizará a continuación el funcionamiento hidráulico en el tramo aguas abajo de la zona de compuertas; en el caso de que el vaso está al nivel de conservación o sea el máximo para operación de la toma, pues se considera la condición más desfavorable para discipación de energía.

Nivel de conservación..... elev. 140.44 m.

Plantilla conducto..... elev. 100.60 m.

Pérdidas de carga..... 2.85 m.

luego:

$h = 140.44 - 100.60 - 2.85 = 36.990 \doteq 37.00$ m.

Se calculará la abertura de compuerta:

$Q = C \cdot A \cdot \sqrt{2gh}$

$150 = 0.57 \times 2.50 \times a \times 4.43\sqrt{37.00}$

$\therefore a = \frac{150}{38.38} = \underline{3.908 \text{ m.}}$

Sección contraída.- De acuerdo con la teoría de Kisi-- liev, que proporciona el coeficiente de contracción en función de la abertura de compuerta y de la carga disponible, se tiene:

$$\frac{a}{H} = \frac{3.908}{37.00} = 0.105 \qquad \therefore \quad \varepsilon = 0.615$$

$$d_1 = \varepsilon a = 0.615 \times 3.908 = \underline{2.403 \text{ m.}}$$

$$A_1 = 2.50 \times 2.403 = 6.008 \text{ m}^2$$

$$v_1 = \frac{Q}{A_1} = \frac{150}{6.008} = 24.967 \text{ m/seg.}$$

$$hv_1 = \frac{v_1^2}{2g} = \frac{24.967^2}{19.62} = 31.771 \text{ m.}$$

$$p_1 = 2.50 + 2 \times 2.403 = 7.306 \text{ m.}$$

$$r_1 = \frac{A_1}{p_1} = \frac{6.008}{7.306} = 0.822$$

Se establece la ecuación de Bernoullí entre esta sec--- ción (1) en el conducto y otra sección (2) en el túnel, al final de la transición, de tal manera que las pérdidas que se tienen -- son:

Por ampliación: $h_a = \dfrac{(v_1 - v_2)^2}{2g}$

Por fricción: $h_f = \left[\dfrac{v_m \cdot n}{r_m^{2/3}} \right]^2 \cdot l$

$$d_1 + hv_1 + z_1 = d_2 + hv_2 + h_a + h_f$$

$$z_1 = S_o \cdot l = 0.0044 \times 12.00 = 0.053 \text{ m.}$$

$$\Sigma_1 = d_1 + hv_1 + z_1$$

$$= 2.403 + 31.771 + 0.053 = \underline{34.227 \text{ m.}}$$

Se resolverá por tanteos hasta encontrar el valor del tirante para el que se cumple que

$$\Sigma_1 = \Sigma_2$$

d_2	$\frac{d_2}{D}$	A_2	v_2	v_m	r_2	$r_m^{2/3}$	hv_2	h_a	h_f	Σ_2
2.20	0.3666	10.95	13.70	19.33	1.277	1.033	9.566	6.470	0.945	19.181
1.80	0.300	8.615	17.41	21.19	1.110	0.977	15.45	2.910	1.213	21.373
1.50	0.250	6.908	21.71	23.34	0.967	0.928	24.02	0.540	1.704	27.764
1.30	0.2166	5.792	25.89	25.43	0.861	0.891	34.16	0.043	2.196	37.699
1.35	0.225	6.070	24.71	24.84	0.888	0.900	31.12	0.003	2.056	34.529
1.36	0.2266	6.142	24.42	24.70	0.894	0.903	30.39	0.004	2.016	33.770

Luego el tirante buscado es 1.35 m. en la est. 0 + 346.59

Procedemos ahora a determinar el perfil del agua desde la estación mencionada hasta la salida del túnel, est. 0 + 442.786. Al aplicar entre dos secciones la ecuación de Bernoullí se tiene:

$$l = \frac{d_2 + \frac{v_2^2}{2g} - d_1 - \frac{v_1^2}{2g}}{S_o - S}$$

donde: l = longitud entre las dos secciones

d_1 y d_2 = tirantes correspondientes

v_1 y v_2 = velocidades respectivas

S_o = pendiente del túnel = 0.0044

S = pendiente del gradiente de energía

$$S = \left[\frac{v_m \cdot n}{r_m^{2/3}}\right]^2$$

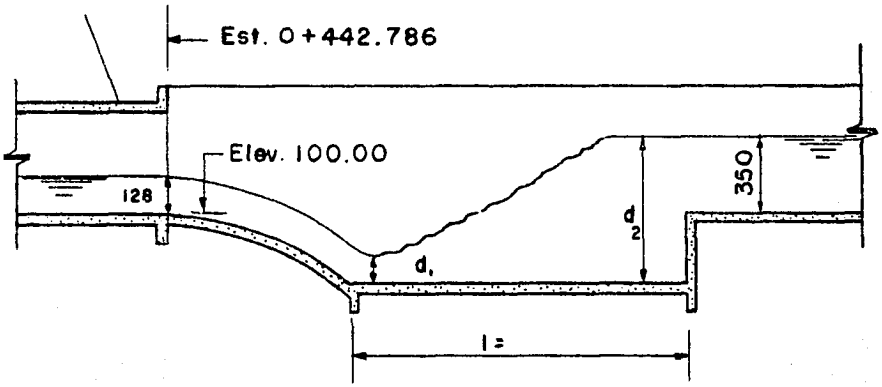
BIBLIOTECA CENTRAL
U. N. A. M.

Se efectuarán los cálculos en forma tabulada, al proponer diversos tirantes se determinan las longitudes de los tramos correspondientes:

d	d/D	A	v	v_m	$v^2/2g$	r	$r_m^{2/3}$	S	$\sum_N$	$\sum_D$	l	Est.
1.35	0.2250	6.070	24.712		31.12	0.888						346.590
1.40	0.2333	6.349	23.626	24.17	28.46	0.915	0.932	0.1510	- 2.61	- 0.1466	17.804	364.394
1.50	0.2500	6.908	21.714	22.670	24.03	0.967	0.941	0.1306	- 4.33	- 0.1262	34.310	398.704
		Al considerar transición a sección rectangular a la salida se tiene:										
1.30		7.800	19.231	20.472	18.85	0.907	0.957	0.1029	- 5.38'	- 0.0985	54.619	453.32
1.28		7.680	19.531	20.623	19.44	0.897	0.955	0.1049	- 4.81	0.1005	47.861	446.56

Luego se acepta en la estación de salida del túnel un tirante de 1.28 m.

Tanque amortiguador.- La profundidad del tanque amortiguador se determinará en función de la suma de fuerzas del escurrimiento K_1 y K_2, antes y después del salto. Por facilidad en los cálculos, se supone que la sección del tanque es rectangular y se fija el ancho de plantilla en 8.00 m.



La ecuación base es:

$$K = \frac{Qv}{g} + A \cdot \bar{Y}$$

Para la sección (1) o conjugado menor se procede a tabular una serie de tanteos para diferentes profundidades del tanque obteniéndose el valor de K_1. En la misma forma se calcula K_2 para el conjugado mayor en cada tanteo.

h	V_y	v	A	d_1	$\overline{y}_1$	K_1	d_2	A_2	K_2
1.00	4.430	20.03	7.488	0.936	0.468	309.76	4.50	36.00	144.70
2.00	6.264	20.51	7.314	0.914	0.457	316.94	5.50	44.00	173.12
3.00	7.672	20.98	7.150	0.893	0.447	323.99	6.50	52.00	213.09
4.00	8.860	21.44	6.996	0.874	0.437	330.86	7.50	60.00	263.22
5.00	9.905	21.90	6.849	0.856	0.428	337.78	8.50	68.00	322.72
6.00	10.849	22.35	6.711	0.838	0.419	344.54	9.50	76.00	391.89
7.00	11.717	22.78	6.585	0.823	0.412	351.02	10.50	84.00	468.31
8.00	12.528	23.23	6.457	0.807	0.404	357.80	11.50	92.00	554.77

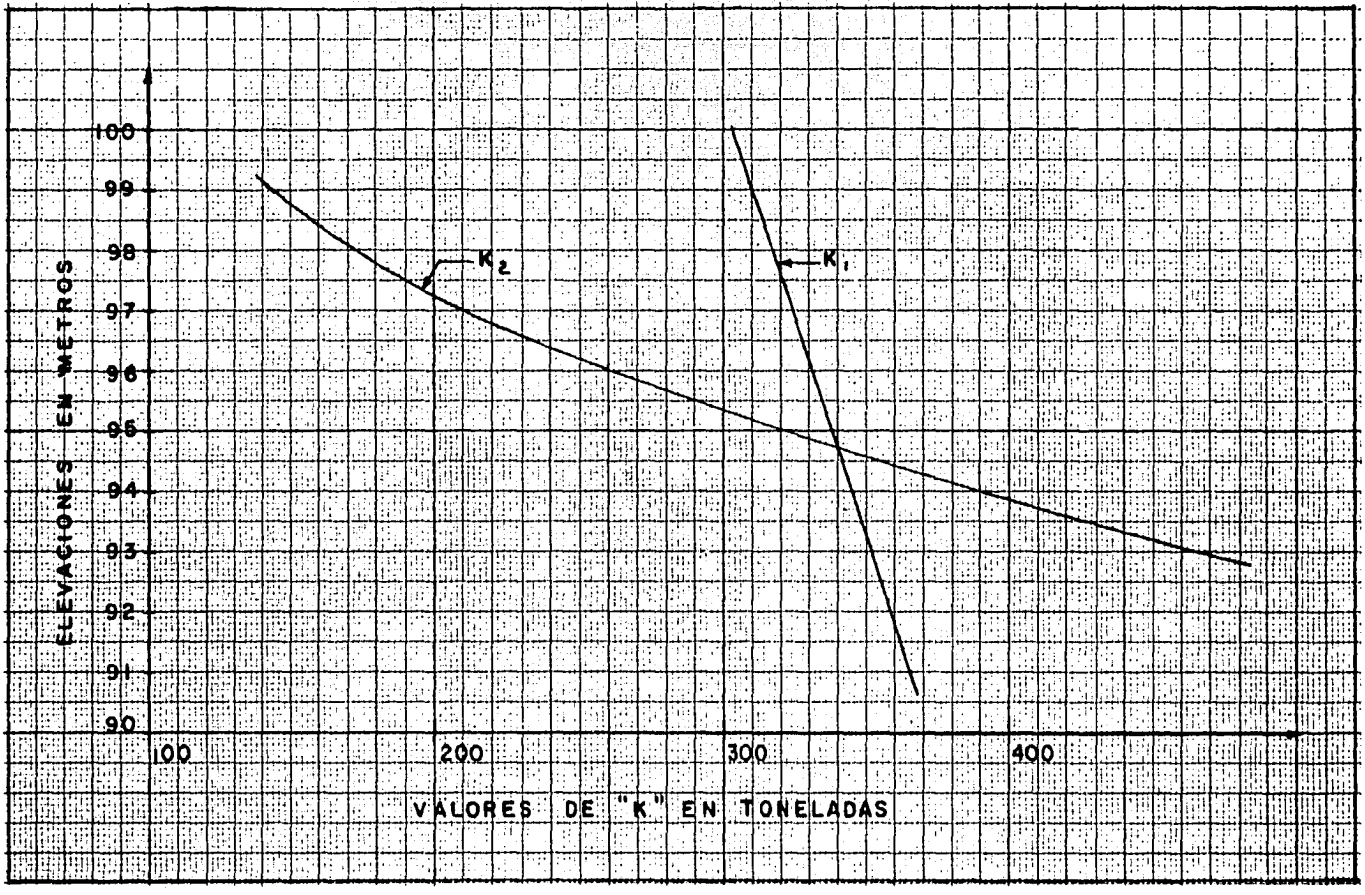
Al llevar estos valores a un sistema de ejes coordenados en el que se tengan los valores de "K" en el eje de las abscisas y las elevaciones en el eje de las ordenadas, se logra formar dos curvas con los valores de K_1 y K_2 respectivamente; el punto de cruce de estas dos líneas nos indica la elevación necesaria del fondo del tanque amortiguador. Según se muestra en el anexo, el punto de cruce se tiene en la elevación 94.80 m., se propone dejar el fondo a la elevación 94.00 m. y así tener un factor de seguridad extra.

Se tiene: $d_1 = 0.838$ m.

$d_2 = 9.500$ m.

Longitud del tanque = $5 (d_2 - d_1)$

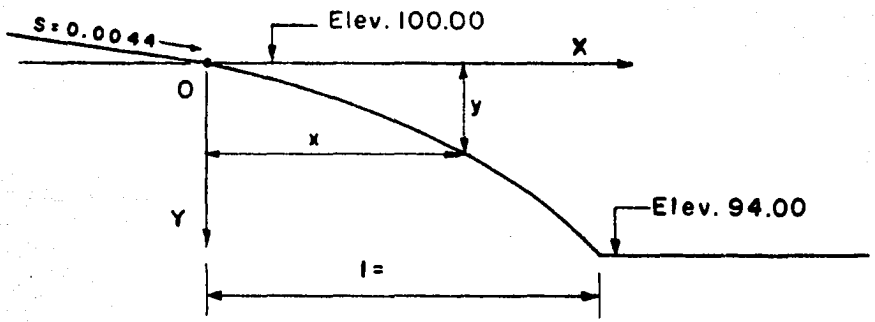
$L = 5 (9.500 - 0.838) = 43.31$ m.


ELEVACIONES EN METROS
100
99
98
97
96
95
94
93
92
91
90
100
200
300
400
VALORES DE "K" EN TONELADAS
K2
K1

Se propone dejar una longitud de 43.00 m.

Geometría de la rápida.- Se determina en función de la - pendiente del túnel y de la velocidad máxima del agua; se establece la ecuación

$$y = x \cdot s + \frac{g\ x^2}{2\ v^2\ \cos^2 \theta}$$



$S = 0.0044$

$g = 9.81\ m/seg^2$

$v = 19.53\ m/seg.$

$\theta = ang\ tan\ 0.0044 = 0°\ 15'\ 08"$

$Cos\ \theta = 0.99999, \quad \cos^2 = 0.99998$

Sustituyendo valores:

$$y = 0.0044\ x + \frac{9.81\ x^2}{2\ x\ (19.53)^2\ x\ 0.99998}$$

$$y = 0.0044\ x + 0.01286\ x^2$$

$$\therefore\ x^2 + 0.34215\ x - 77.760\ y = 0$$

Se dan valores a "y" en órden creciente de 1 a 6 para -

tener la tabla de coordenadas de la rápida, al resolver esta ecuación de 2° grado.

COORDENADAS DE LA RAPIDA		
PUNTO	X	Y
1	8.649	1.000
2	12.301	2.000
3	15.103	3.000
4	17.465	4.000
5	19.548	5.000
6	21.430	6.000

Se procede ahora a determinar el valor de la fuerza K_1 en el portal de salida del túnel para el caso en que se trabaje con el nivel mínimo de operación, y se compara con el K_2 en el tanque, de tal manera que se garantice que el salto se forma dentro del tanque y no dentro del túnel, pues sería un funcionamiento indeseable.

Se seguirá la misma secuela de cálculo que para el caso anterior, o sea con auxilio de la ecuación de Bernoullí.

Como primer paso se determinará el tirante en la vena contracta, que de acuerdo con Kisiliev es función de la carga disponible y de la abertura de la compuerta; se tienen los siguientes datos:

Nivel mínimo de operación..... elev. 126.60 m.

Plantilla del conducto..... elev. 100.60 m.

Pérdidas de carga..... 2.85 m.

Carga disponible:

$h = 126.60 - 100.60 - 2.85 = 23.15$ m.

Abertura necesaria de compuerta:

$Q = C \cdot A \cdot \sqrt{2gh}$

$150 = 0.57 \times 2.50 \times a \times 4.43\sqrt{23.15}$

$\therefore a = \frac{150}{30.365} = 4.939$ m. $\doteq 5.00$ m.

luego se requiere que la compuerta esté totalmente abierta, y dada la geometría del conducto, se supone que no se presenta contracción, entonces se establece la ecuación de Bernoullí entre esta sección (1) en el conducto y otra sección (2) en el túnel al final de la transición.

Pérdida por ampliación: $h_a = \frac{(v_1 - v_2)^2}{2g}$

Pérdida por fricción: $h_f = \left[\frac{v_m \cdot n}{r_m^{2/3}}\right]^2 \cdot l$

$d_1 + hv_1 + Z_1 = d_2 + hv_2 + h_a + h_f$

$Z_1 = S_o \cdot l = 0.0044 \times 12.00 = 0.053$ m.

$d_1 = 5.00$ m. , $p_1 = 12.50$ m.

$A_1 = 2.50 \times 5.00 = 12.50$ m^2 ; $r_1 = 1.00$

$v_1 = \frac{Q}{A} = \frac{150}{12.50} = 12.00$ m/seg.

$$hv_1 = \frac{v_1^2}{2g} = \frac{\overline{12.00}^2}{19.62} = 7.339 \text{ m.}$$

$$\Sigma_1 = d_1 + hv_1 + Z_1$$

$$= 5.000 + 7.339 + 0.053 = \underline{12.392 \text{ m}}.$$

Se resolverá por tanteos hasta igualar Σ_2

d_2	d_2/D	A_2	V_2	v_m	r_2	$r_m^{2/3}$	hv_2	h_a	h_f	Σ_2
2.50	0.4166	12.73	11.78	11.89	1.386	1.125	7.073	0.002	0.301	9.876
2.30	0.3833	11.54	13.00	12.50	1.316	1.103	8.614	0.051	0.347	11.312
2.20	0.3666	10.95	13.70	12.85	1.277	1.090	9.566	0.147	0.375	12.288
2.19	0.3650	10.89	13.77	12.89	1.274	1.089	9.664	0.159	0.378	12.391

Luego el tirante buscado para la sección (2) es - - - - $d_2 = 2.19$ m., en la est. 0 + 346.59.

Para determinar el perfil del agua hacia la salida del túnel, se procede en la misma forma que para el caso anterior, -- con base en la expresión:

$$l = \frac{d_2 + \frac{v_2^2}{2g} - d_1 - \frac{v_1^2}{2g}}{S_o - S}$$

Se efectuarán los cálculos al proponer tirantes en or-- den creciente y determinar las longitudes de los tramos correspon dientes, hasta llegar a la estación del portal de salida.

d	d/D	A	v	v_m	$v^2/2g$	r	$r_m^{2/3}$	S	$\sum_N$	$\sum_D$	l	Estación
2.19	0.3650	10.89	13.77		9.664	1.274						346.59
2.30	0.3833	11.54	13.00	13.39	8.614	1.316	1.188	0.0286	0.940	0.0242	38.84	385.43
2.40	0.4000	12.13	12.37	12.69	7.799	1.351	1.211	0.0247	0.715	0.0203	35.22	420.65
2.03		12.18	12.32	12.35	7.736	1.211	1.179	0.0247	0.433	0.0203	21.33	441.98

Luego el tirante buscado es d = 2.03 m. en la salida del túnel, y la fuerza en esta sección resulta de:

$$K_1 = \frac{Q \cdot v}{g} + A\bar{y} = \frac{150 \times 12.32}{9.81} + 12.18 \times 1.015 = 200.73 \text{ Ton.}$$

para el tajo de salida se tiene:

$$K_2 = \frac{150 \times 3.061}{9.81} + 49.00 \times 1.75 = 101.04 \text{ Ton.} < K_1$$

entonces se puede concluir que no existe el peligro de que el salto se forme dentro del tú nel.

c).- CALCULOS ESTRUCTURALES

1.- Estructura de entrada.- La estructura de entrada de la obra de toma, consiste esencialmente en una torre de concreto reforzado, de sección exagonal exterior y sección circular de - - 6.00 m. de diámetro en el interior. El desplante de la estructura se tiene a la elevación 99.40 m., el umbral de entrada a la elevación 120.00, agregando la altura de rejillas, se tiene una altura total de la torre de 27.70 m.

En la parte baja de la estructura se dispone de orifi--- cios para desvío de las aguas del río durante la construcción, los que se pueden obturar pór medio de dos compuertas deslizantes operadas desde una plataforma a la elevación 118.00. Una vez que se termine la desviación, estos orificios se rellenan de concreto y - se forma así el codo para comunicar la torre con el túnel.

Se dispone de los siguientes datos:

Gasto máximo de la toma..... 150 m^3/seg.

Gasto de desvío..... 150 m^3/seg.

Nivel de aguas máximas, elev. .... 144.04 m.

Nivel mínimo de operación, elev... 126.60 m.

Umbral de entrada, elev..... 120.00 m.

Plantilla tajo de acceso, elev.... 101.00 m.

Rejillas.- El cálculo estructural de las rejillas se llevará a cabo de acuerdo con las normas de la S.R.H., que establecen como carga para diseño el valor correspondiente a la mi--

tad de la carga máxima disponible, con un valor máximo de 12.00 - m. y un mínimo de 6.00 m., pues se supone que las rejillas se llegan a obturar totalmente.

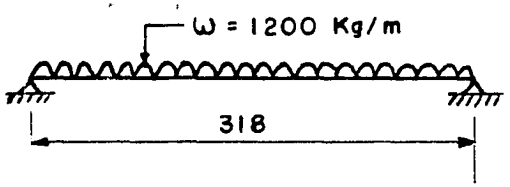
Carga máxima disponible = 144.04 - 120.00 = 24.04 m.

Luego se tomará como carga para las rejillas el valor - máximo de 12.00 m.

Se propone formar la rejilla con soleras de acero estructural con una separación de 0.10 m. C. a C. soldadas a un marco perimetral. Se analizarán como piezas simplemente apoyadas -- trabajando al esfuerzo de ruptura.

carga $\omega = 0.10 \times 12\ 000 = 1\ 200$ Kg/m.

esfuerzo $\sigma = 4\ 220$ Kg/cm^2 A - 36



$$M = \frac{\omega l^2}{8} = \frac{1\ 200 \times 3.18^2}{8} = 1\ 516.86 \text{ Kg - m.}$$

$$S = \frac{M}{\sigma} = \frac{151\ 686}{4\ 220} = 35.94 \text{ cm}^3$$

Se propone utilizar soleras de 3/4" x 4"

$$S = \frac{I}{y} = \frac{2\ b\ h^3}{12\ h} = \frac{bh^2}{6} = \frac{1.903 \times 10.16^2}{6} = 32.739 \text{ cm}^3$$

que trabajarán a un esfuerzo de:

$$\sigma = \frac{M}{S} = \frac{151\,686}{32.739} = 4\,633.2 \text{ Kg/cm}^2$$

$$4\,220 < 4\,633.2 < 5\,625$$

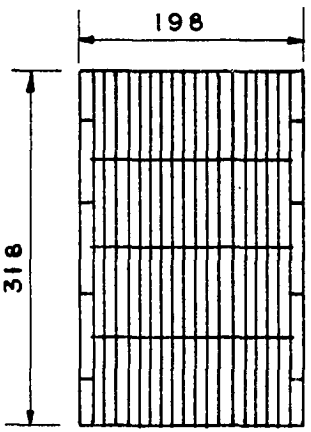
Luego se considera que estas soleras de 3/4" x 4" satisfacen las condiciones impuestas.

Revisión por cortante:

$$V = \omega \frac{l}{2} = 1\,200 \times \frac{3.18}{2} = 1\,908 \text{ Kg.}$$

$$v = \frac{V}{b\,h} = \frac{1\,908}{1.9 \times 10.16} = 98.86 \text{ Kg/cm}^2 < 1\,000$$

Se consideran correctas las soleras propuestas y la disposición de elementos para cada rejilla será la siguiente:

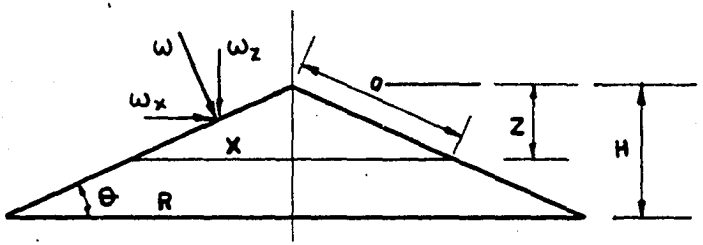


Se soldarán las soleras a un marco formado con soleras de 3/4" x 4" utilizando cordones de soldadura de 1/4".

Cubierta de la estructura.

Estará formada por un cascarón cónico que apoya sobre una trabe circular periférica.

Los esfuerzos se calcularán de acuerdo con la teoría de la membrana



$$a = \frac{Z}{\text{sen } \theta}$$

$$x = a \cos \theta$$

$$L = 2 \pi x = 2 \pi a \cos \theta \quad \text{(perim. faja circular)}$$

$$A_{cono} = \pi a^2 \cos \theta$$

$$W_z = \pi a^2 \cos \theta \, (\omega \cos \theta) = \pi \omega a^2 \cos^2 \theta$$

(carga total)

La componente vertical del esfuerzo meridiano:

$$\sigma_z = \frac{\pi \omega a^2 \cos^2 \theta}{2 \pi a \cos \theta} = \frac{\omega a \cos \theta}{2}$$

El esfuerzo meridiano en la dirección de "a" vale:

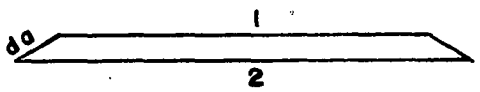
$$\sigma_a = \frac{\sigma_z}{\text{sen } \theta} = \frac{\omega a \cos \theta}{2 \text{ sen } \theta} = \frac{\omega a}{2} \text{ cot. } \theta$$

$$\sigma_a = \frac{\omega a}{2} \frac{R}{H} \qquad \text{esfuerzo meridiano}$$

La componente radial del esfuerzo meridiano será:

$$\sigma_x = \sigma_a \cos \theta \quad , \quad \sigma_x = \frac{\omega \cdot a}{2} \frac{R}{H} \cos \theta$$

Para encontrar el esfuerzo en paralelo, consideremos -- una sección comprendida entre dos planos



$$T_1 = \sigma_x \cdot x$$

$$T_2 = (\sigma_x + d\,\sigma_x)(x + d_x)$$

$$T = T_2 - T_1 = X\,d\,\sigma_x + \sigma_x\,d_x = d\,(X\,\sigma_x)$$

derivando respecto a "a"

$$T = \frac{d}{da}\left[\frac{\omega a^2}{2}\,\frac{R}{H}\cos^2\theta\right]$$

$$T = \omega a \frac{R}{H}\cos^2\theta \qquad \text{(esfuerzo en paralelo)}$$

Se tienen los siguientes datos:

$\omega = 12\,000 + 240 = 12\,240\ Kg/m^2$

$\theta = 20°$ $\quad \operatorname{sen}\theta = 0.3420$

$\cos\theta = 0.9397$

$\tan\theta = 0.3640$

$R = 3.25$ m.

$H = 3.25 \tan\theta = 1.183$ m.

$$a = \frac{H}{\operatorname{sen}\theta} = \frac{1.183}{0.3420} = 3.459 \text{ m.}$$

Cálculo del esfuerzo en meridiano:

$$\sigma_a = \frac{\omega a}{2}\frac{R}{H} = \frac{12\,240 \times 3.459}{2}\,\frac{3.25}{1.183} = 58\,156.8\ Kg/m.$$

Ahora el esfuerzo en paralelo:

$$T = \omega \, a \, \frac{R}{H} \cos^2 \theta = 12\,240 \times 3.459 \, \frac{3.25}{1.183} \times 0.883 =$$

$$= \underline{96\,896.7 \text{ Kg/m.}}$$

Revisemos una sección de 100 cm. x 10 cm. empleando la fórmula de revisión de columnas cortas

$$f_c = \frac{P}{A_c \left[1 + p\,(n - 1)\right]}$$

Para el esfuerzo en meridiano se tiene:

$$f_c = \frac{58\,157}{1\,000 \left[1 + 0.0038 \times 8.7\right]} = \underline{56.3 \text{ Kg/cm}^2} < 94.5$$

OK.

Para el esfuerzo en paralelo:

$$f_c = \frac{96\,896}{1\,033} = \underline{93.8 \text{ Kg/cm}^2} < 94.5 \quad \text{OK.}$$

Se armará el cascarón únicamente por temperatura con varillas de ½" Ø colocadas radialmente y en forma de anillos concéntricos a cada 30 cm. Se aumentó el espesor del cascarón a 12 cm. para tener un recubrimiento mínimo de 5 cm.

Anillo resistente de la cubierta.- La función de este anillo será resistir por tensión el efecto de "coceo" del cascarón cónico, o sea la tendencia de este a abrirse en su apoyo inferior. Luego la condición de carga para el anillo equivale a una presión uniformemente distribuida en su interior que es igual a la componente horizontal del esfuerzo meridiano (σ_x), la cual le

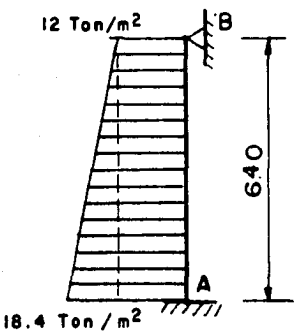
produce un estado de tensión pura, que será aliviada por la carga exterior que trasmiten las columnas y las rejillas

$$\sigma_x = \sigma_a \cos \theta$$

$$\sigma_x = 58\ 157 \times 0.9397 = 54\ 650 \text{ Kg/m.}$$

que será la carga uniforme interna.

Procedemos a determinar la carga externa que transmiten las columnas, que será precisamente igual a la reacción que se -- tiene en su apoyo superior.



$$R_B = \frac{3}{8}\ \omega_1\ L + \frac{\omega_2\ L}{10}$$

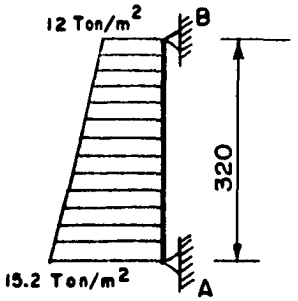
$$R_B = \frac{3}{8}\ 12 \times 6.40 + \frac{1}{10}\ 6.40 \times 6.40$$

$$R_B = 32.9 \text{ Ton/m. de ancho}$$

El ancho de la columna es de 0.40 - m.

luego $R'_B = 32.9 \times 0.40 = \underline{13.20 \text{ Ton}}$.

Veamos ahora la carga externa que trasmiten las rejillas en su apoyo superior



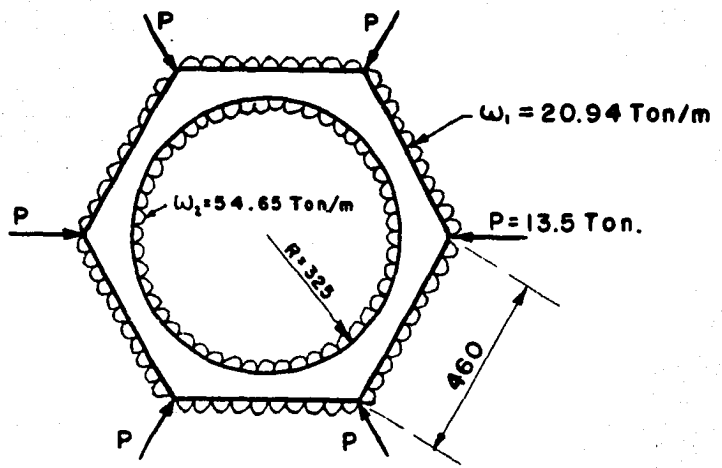
$$R_T = (12 + 15.20)\ \frac{3.20}{2} = 43.52 \text{ Ton/m.}$$

$$\bar{y} = \frac{3.20}{3}\ \frac{15.20 + 12 \times 2}{15.20 + 12} = 1.54 \text{ m.}$$

$$\therefore R_B = \frac{43.52 \times 1.54}{3.20} = 20.94 \text{ Ton/m.}$$

Luego la condición de carga que soporta el anillo es la

siguiente:



Al considerar el equilibrio de medio anillo, se puede - obtener la fuerza de tensión a la que va a estar sujeto:

$$\sum F_y = 54.65 \times 6.50 - 20.94 \times 4.60 - 2 \times 20.94 \times$$

$$\times 4.60 \times \cos 60° - 2 \times 13.50 \cos 30° - 2\ T = 0$$

$$\therefore \quad T = \underline{69.798\ \text{Ton}}.$$

Esta fuerza de tensión será resistida por medio de una serie de varillas de acero en forma de anillos circulares, para - las que se tomará un esfuerzo de trabajo incrementado 50%, por -- tratarse de una condición de carga eventual.

Tensión = 69 798 Kg.

Esfuerzo = 1.5 x 1 400 = 2 100 Kg/cm^2

$$\text{Area de acero} = \frac{69\ 798}{2\ 100} = 33.24\ \text{cm}^2.$$

Se propone utilizar varillas de 1" ϕ , $A_s = 5.08\ cm^2$.

$$N = \frac{33.24}{5.08} = 6.5 = 7 \text{ vars.}$$

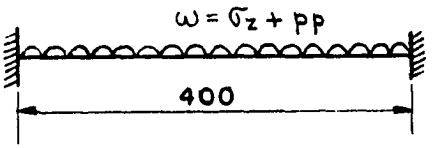
Se colocarán 8 varillas de 1" ϕ para resistir esta fuerza de tensión pura.

Además otra condición de carga que actúa sobre esta pieza poligonal, es el efecto de la componente vertical del esfuerzo meridiano (σ_z).

$$\sigma_z = \frac{\omega\ a\ \cos\ \theta}{2} = \frac{12\ 240 \times 3.459 \times 0.9397}{2} = 19\ 893 \text{ Kg.}$$

Consideremos un tramo de la pieza entre dos pilas, en condiciones desfavorables:

a) Como pieza doblemente empotrada:



pp = 0.25 x 2 400 = 600 Kg/m.

ω = 19 900 + 600 = 20 500 Kg/m.

$$M_{(-)} = \frac{\omega l^2}{12} = \frac{20.5 \times 16}{12} = 27.33 \text{ Ton-m.}$$

$$M_{(+)} = \frac{\omega l^2}{24} = \quad = 13.66 \text{ Ton-m.}$$

$$V = \frac{\omega l}{2} = \frac{20.5 \times 4.00}{2} = 41.0 \text{ Ton.}$$

b) Como pieza simplemente apoyada:

$$M_{(+)} = \frac{\omega l^2}{8} = \frac{20.5 \times 4.00^2}{8} = 41.0 \text{ Ton-m.}$$

rige este momento para determinar el peralte de la pieza. Se utilizará concreto de $f'_c = 210$ Kg/cm^2.

$$d = \alpha \sqrt{\frac{M}{b}} = 0.248 \sqrt{\frac{4\ 100\ 000}{85}} = 54.5 \text{ cm.}$$

recubrimiento 7.5 cm., h = 62 cm. ; se propone dejar un peralte total de 60 cm., luego el peralte efectivo resulta de:

$$d = 60.0 - 7.5 = 52.5 \text{ cm.}$$

Acero de refuerzo.- Se utilizarán varillas de acero de grado estructural $f_s = 1\ 400$ Kg/cm^2

a) $M_{(-)} = 2\ 733\ 000$ Kg-cm.

$$A_s = \frac{M}{f_s\ j\ d} = \frac{2\ 733\ 000}{1.5 \times 1\ 400 \times 0.868 \times 52.5} = 28.6 \text{ cm}^2$$

varillas 1" Ø, $N = \frac{28.6}{5.08} = 5.6 \doteq 6$ vars.

b) $M_{(+)} = 4\ 100\ 000$ Kg-cm.

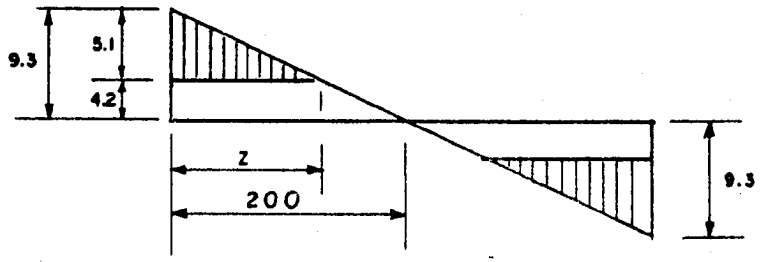
$$A_s = \frac{M}{f_s\ j\ d} = \frac{4\ 100\ 000}{1.5 \times 1\ 400 \times 0.868 \times 52.5} = 42.84 \text{ cm}^2$$

vars. 1" Ø , $N = \frac{42.84}{5.08} = 8.4 \doteq 8$ vars.

Esfuerzo cortante:

$$v = \frac{V}{b\ d} = \frac{41\ 000}{85 \times 52} = 9.3 \text{ Kg/cm}^2$$

el concreto absorbe 4.2 Kg/cm^2, luego quedará una cuña de esfuerzo excedente que se tomará con estribos



la base "Z" vale: $Z = \frac{5.1 \times 200}{9.3} = 110$ cm.

el volumen de esfuerzo cortante será:

$$V' = \tfrac{1}{2} Z\, v'\, b = \tfrac{1}{2} 110 \times 5.1 \times 85 = 23\,843 \text{ Kg.}$$

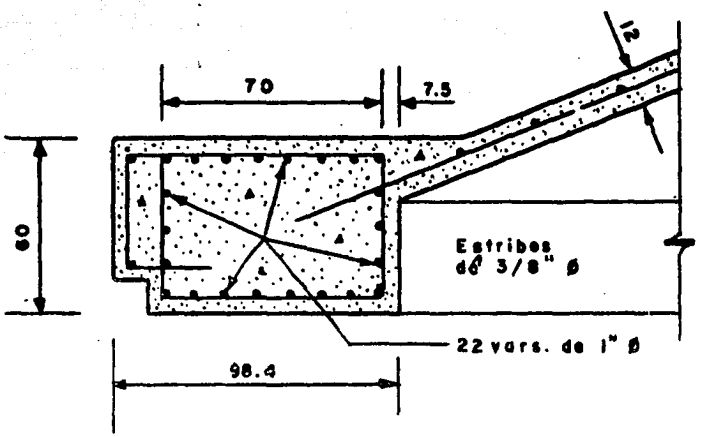
Se utilizarán estribos de 2 ramas de varillas de 3/8" Ø, los que desarrollan una tensión de

$$t = A_V f_V = 2 \times 0.71 \times 1.5 \times 1\,400 = 3\,000 \text{ Kg.}$$

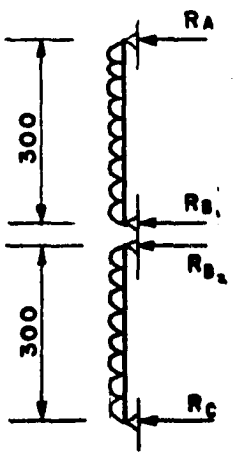
$$\text{Número de estribos} = \frac{V'}{t} = \frac{23\,843}{3\,000} = 7.9 = 8 \text{ estribos.}$$

Estos estribos se colocarán de tal manera que cada uno desarrolle el máximo esfuerzo, luego las separaciones entre ellos serán diferentes a lo largo de la cuña de esfuerzos. Para el caso que nos ocupa, se sugiere dejar una separación constante entre estribos en toda la longitud de la pieza, para absorber los efectos de torsión que se presentan por la excentricidad de las cargas.

La disposición del refuerzo se muestra en la figura siguiente:



Trabe intermedia.- La condición de carga que soportará la trabe intermedia, será el empuje horizontal que le trasmiten las rejillas, en el caso de obstrucción total de éstas; además el peso propio.



a) Carga horizontal:

$\omega = 12\ 000$ Kg/m.

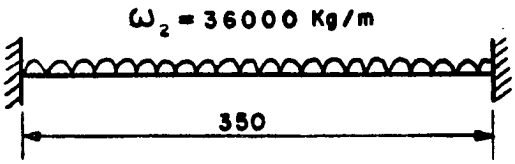
$$R_B = R_{B1} + R_{B2} = \frac{\omega 1}{2} + \frac{\omega 1}{2} =$$

$$= 18\ 000 + 18\ 000 = 36\ 000 \text{ Kg.}$$

Luego la trabe intermedia está sujeta a una carga

$\omega_2 = 36\ 000$ Kg/m.

Se analizará la pieza en las siguientes condiciones:



$$M_{(-)} = \frac{\omega l^2}{12} = \frac{36\ 000 \times 3.50^2}{12} = 36\ 750 \text{ Kg-m.}$$

$$M_{(+)} = \frac{\omega l^2}{24} = \frac{36\ 000 \times 3.50^2}{24} = 18\ 375 \text{ Kg-m.}$$

Peralte por momento; $f'_c = 210$ Kg/cm^2.

$$d = \alpha \sqrt{\frac{M}{b}} = 0.248\sqrt{\frac{3\ 675\ 000}{50}} = 67.4 \text{ cm.}$$

Se adoptará un peralte total h = 85 cm. luego el peralte efectivo resulta:

$$d = 85.0 - 7.5 = 77.5 \text{ cm.}$$

Acero de refuerzo.- $f_s = 1\ 400$ Kg/cm^2

$$A_{s(-)} = \frac{M}{f_s\ j\ d} = \frac{3\ 675\ 000}{1.5 \times 1\ 400 \times 0.868 \times 77.5} = 26.014 \text{ cm}^2$$

vars. 1" ϕ , $N = \frac{26.014}{5.08} = 5.12 \doteq 6$ vars.

$$A_{s(+)} = \frac{1\ 837\ 500}{1.5 \times 1\ 400 \times 0.868 \times 77.5} = 13.007 \text{ cm}^2$$

vars. 1" ϕ , $N = \frac{13.007}{5.08} = 2.56 \doteq 3$ vars.

Fuerza cortante:

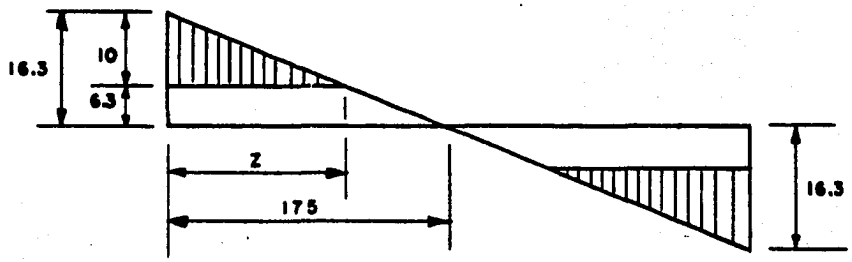
$$V = \frac{\omega l}{2} = \frac{36\ 000 \times 3.50}{2} = 63\ 000 \text{ Kg.}$$

$$v = \frac{V}{bd} = \frac{63\,000}{50 \times 77.5} = 16.3 \quad < 19.2 \text{ Kg/cm}^2$$

el concreto es capáz de absorber.

$$v_1 = 1.5 \times 4.2 = 6.3 \text{ Kg/cm}^2$$

luego se tiene el diagrama de esfuerzos:



$$Z = \frac{10 \times 175}{16.3} = 107 \text{ cm.}$$

el volumen de esfuerzo cortante vale:

$$V' = \tfrac{1}{2}\, Z\, v'b = \tfrac{1}{2}\, 107 \times 10 \times 50 = 26\,750 \text{ Kg.}$$

Se utilizarán estribos de ½" ø de 2 ramas que pueden desarrollar una tensión

$$t = A_v\, f_v = 2 \times 1.27 \times 1.5 \times 1\,400 = 5\,334 \text{ Kg.}$$

$$\text{Número de estribos} = \frac{V'}{t} = \frac{26\,750}{5\,334} = 5.01 \doteq 6 \text{ estrs.}$$

que se distribuyen a las siguientes distancias medidas desde el vértice de la cuña

0, 30, 56, 71, 84, 95, 105

Revisión por adherencia:

$$\mu = \frac{V}{\sum_o j\,d} = \frac{63\,000}{6 \times 8 \times 0.868 \times 78.2} = 19.3 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\mu_{perm} = 1.5\,\frac{2.3\sqrt{f'_c}}{D} = 1.5\,\frac{2.3\sqrt{210}}{2.54} = 19.7 \text{ Kg/cm}^2$$

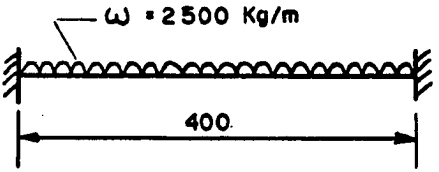
La otra condición de carga que va a actuar sobre la pieza, son las fuerzas verticales, su peso propio, peso de las rejillas y carga viva.

peso propio = 1 100 Kg/m.

peso rejillas = 650 Kg/m.

carga viva = 750 Kg/m.

$\sum = \omega_T$ = 2 500 Kg/m.



$$M_{(-)} = \frac{\omega l^2}{12} = \frac{2\,500 \times 16}{12} = 3\,333 \text{ Kg-m.}$$

$$M_{(+)} = \frac{\omega l^2}{24} = 1\,667 \text{ Kg-m.}$$

$$M_{isost} = \frac{\omega l^2}{8} = \frac{2\,500 \times 16}{8} = 5\,000 \text{ Kg-m.}$$

$$A_s = \frac{M}{fs\ j\ d} = \frac{500\,000}{1\,400 \times 0.868 \times 45} = 9.2 \text{ cm}^2$$

vars. 1" Ø , $N = \frac{9.2}{5.08} = 1.81 = 2$ vars.

Esfuerzo cortante:

$$v = \frac{V}{b\ d} = \frac{2\ 500 \times 2}{80 \times 45} = 1.38\ Kg/cm^2$$

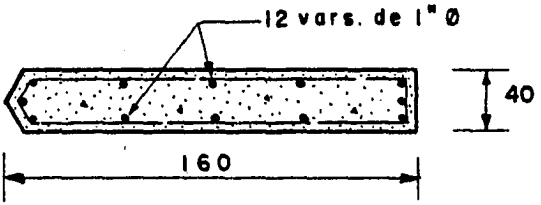
el concreto absorbe $4.2\ Kg/cm^2 > 1.38$

Revisión por adherencia:

$$\mu = \frac{V}{\sum_o j\ d} = \frac{5\ 000}{2 \times 8 \times 0.868 \times 45} = 8.01\ Kg/cm^2$$

$$\mu_{perm} = \frac{2.3\ \sqrt{f'_c}}{D} = \frac{2.3\sqrt{210}}{2.54} = 13.1\ Kg/cm^2 > \mu$$

Columnas o Pilas.- La geometría de la pieza ya está definida por la disposición propuesta en el croquis general; se proporcionará refuerzo por especificación y luego se revisarán esfuerzos:



$A_g = 160 \times 40 - 20 \times 11.5 = 6\ 170\ cm^2.$

$A_s = 0.01\ A_g = 0.01 \times 6\ 170 = 61.7\ cm^2$

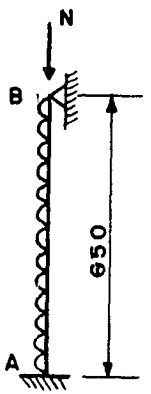
vars. 1" Ø , $N = \frac{A_s}{a_s} = \frac{61.7}{5.08} = 12.1 \doteq 12$ vars.

Cargas:

a) Verticales.- La carga vertical que soporta la columna será la suma de fuerzas cortantes que trasmiten las trabes superior e intermedia, además el peso propio de la pieza.

$N = 2 \times 41.0 + 2 \times 5.0 + 9.6 = 101.6 \doteq 102$ Ton.

b) Horizontales.- La carga horizontal que soportará la columna, será la presión hidrostática que actúa directamente en - la cara externa de la pieza, luego se tiene la siguiente condi--- ción de carga:



$$\omega = 12\ 000 \times 0.40 = 4\ 800\ Kg/m.$$

$$M = \frac{\omega l^2}{8} = \frac{4.8 \times 6.5^2}{8} = 25.35\ Ton\text{-}m$$

$$R_{H_A} = \frac{5\,\omega\,l}{8} = \frac{5 \times 4.8 \times 6.5}{8} =$$

$$= 19.5\ Ton.$$

$$R_{H_B} = \frac{3\,\omega\,l}{8} = \frac{3 \times 4.8 \times 6.5}{8} =$$

$$= 11.7\ Ton.$$

excentricidad

$$e = \frac{M}{N} = \frac{25.35}{102} = 0.248\ m.$$

De acuerdo con el reglamento del A.C.I., la pieza estará controlada por compresión si la excentricidad resulta menor -- que el valor obtenido con la expresión:

$$e_b = (0.67\ P_g\ m + 0.17)d$$

en la cual:

e_b = excentricidad máxima permisible de N_b

P_g = relación entre el área de refuerzo vertical y el - área total A_g

$m = fy/0.85\ f'_c$

d = distancia de la fibra extrema en compresión al centroide del refuerzo de tensión.

Al sustituir valores se tiene:

$$e_b = (0.67 \times 0.01 \times \frac{4\,220}{0.85 \times 210} + 0.17)\ 1.50 =$$

$$= 0.493 \text{ m.} > 0.248$$

luego la resistencia de la columna es controlada por compresión y es aplicable la fórmula de interacción

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1$$

$$f_a = \frac{N}{A_g} = \frac{102\,000}{6\,170} = 16.5 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F_a = 0.34\ (1 + P_g\ m)\ f'_c = 0.34\ (1 + 0.01\ \frac{4\,220}{0.85 \times 210})210$$

$$= 88.3 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_b = \frac{M}{S} \quad , \quad S = \frac{2I}{t} \quad , \quad I = I_c + I_s$$

$$I_c = \frac{bh^3}{12} = \frac{40 \times 160^3}{12} = 13\,653\,332 \text{ cm}^4$$

$$I_s = (n - 1)\ 6\ As\ (75)^2 + (n - 1)\ 4\ As\ (35)^2$$

$$= 8.7 \times 6 \times 5.07 \times 5\,625 + 8.7 \times 4 \times 5.07 \times 1\,225 =$$

$$= 1\,704\,812 \text{ cm}^4.$$

$$I = I_c + I_s = 15\,358\,144 \text{ cm}^4$$

$$S = \frac{2I}{t} = \frac{30\,716\,288}{160} = 191\,977 \text{ cm}^3$$

$$f_b = \frac{M}{S} = \frac{2\,535\,000}{191\,977} = 13.204 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F_b = 0.45\ f'_c = 0.45 \times 210 = 94.5 \text{ Kg/cm}^2.$$

Al sustituir valores en la fórmula de interacción;

$$\frac{16.5}{88.3} + \frac{13.2}{94.5} = 0.186 + 0.140 = 0.326 \leq 1.000$$

se cumple la ecuación, luego se acepta la columna propuesta.

Esfuerzo cortante:

$$v = \frac{V}{bd} = \frac{19\ 500}{40 \times 150} = 3.25\ Kg/cm^2 < 4.23$$

el concreto es capáz de absorber todo el volumen de esfuerzo cortante, luego los estribos se colocarán por especificación; se utilizarán vars. de 3/8" Ø, el espaciamiento estará obligado por la menor de las siguientes distancias:

$e_1 = 16 \times 2.54 = 40.4$ cm.

$e_2 = 48 \times 0.71 = 34$ cm.

e_3 = espesor de la col. = 40 cm.

Se propone espaciarlos a cada 35 cm.

Cuerpo de la torre.- Como ya se apuntó con anterioridad, el cuerpo de la torre será de sección exagonal por el exterior y circular de 6.00 m. de diámetro en el interior.

Se analizará como una pieza cilíndrica sujeta a presión radial externa.

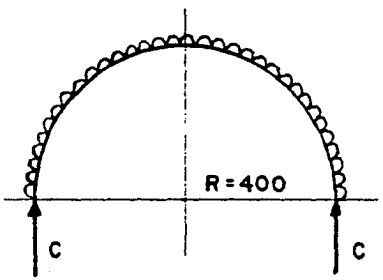
La condición de carga más desfavorable se considera la presión hidrostática para el caso de obstrucción total de las rejillas encontrándose vacío el interior de la torre y el nivel del agua en el vaso está al N.A.M.E., elev. 144.04 m.; la sección que

se considera más crítica, es la que se encuentra a la elevación - 110.00 m.

carga hidrostática = 144.04 - 110.00 = 34.04 m.

que estará actuando radialmente a la sección.

Se propone un espesor tentativo de 50 cm. y se revisará el esfuerzo de compresión que se presenta en la sección, para lo cual consideremos el equilibrio de medio anillo:



P_{ext} = 34 Ton/m.

$\sum F_y = 2\,C - P \times D = 0$

$\therefore\ C = \frac{P \times D}{2}$

$C = \frac{34 \times 8}{2} = \underline{136\ \text{Ton}}.$

$$f_c = \frac{C}{A} = \frac{136\,000}{50 \times 100} = 27.2\ \text{Kg/cm}^2 < 94.5$$

Es esfuerzo que resulta se considera bajo, sin embargo el espesor de 50 cm. no se reducirá, con objeto de que la estructura sea más pesada y ayude a contrarrestar el efecto de flotación que se presenta cuando está vacío el interior de la misma.

Otra condición de carga que se debe considerar, es la que corresponde a todas las fuerzas verticales que actúan sobre la sección analizada, como son el peso propio de la parte superior de la estructura y la presión hidrostática sobre la cubierta.

a) Peso propio hasta la elevación 110.00

Del cálculo detallado más adelante se obtiene:

P·P = 490 Ton.

b) Presión hidrostática sobre la cubierta:

Area = 4.60 x 4.00 x 0.5 x 6 ≐ 55 m^2

carga = 12 Ton/m^2

Total = 55 x 12 = 660 Ton.

luego la carga vertical total que actúa sobre la sección es:

P_T = 1 150 Ton.

Area de la sección:

A = 6 x 4.04 x 3.50 x 0.5 - 0.7854 x 6^2 = 14.15 m^2

entonces el esfuerzo que se presenta en este caso es:

$$f_c = \frac{P_T}{A} = \frac{1\ 150}{14.15} = 81.27 \text{ Ton/m}^2 = 8.1 \text{ Kg/cm}^2$$

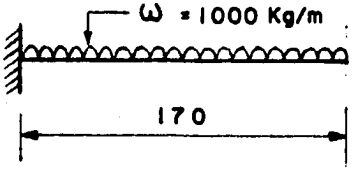
valor del esfuerzo que resulta también bastante bajo pero no se - modificará la sección por las razones expuestas anteriormente.

Losa de acceso en la elevación 118.00.- Se trata de -- una pieza en cantilever empotrada en el cuerpo de la torre en toda su periferia y permitirá el acceso a los mecanismos de operación de las compuertas de desvío.

Carga viva = 500 Kg/m^2

Peso propio= 500 Kg/m^2

$\sum = \omega_T$ =1000 Kg/m^2



$$M = \frac{\omega l^2}{2} =$$

$$= \frac{1\ 000 \times 1.70^2}{2} = 1\ 450 \text{ Kg-m.}$$

$$V = \omega l = 1\ 000 \times 1.70 = 1\ 700 \text{ Kg.}$$

Peralte por momento:

$$d = 0.248\sqrt{1\ 450} = 9.5 \text{ cm.}$$

Peralte por cortante:

$$d = \frac{V}{vb} = \frac{1\ 700}{4.2 \times 100} = 4.04 \text{ cm.}$$

Se propone un peralte total variable, de 25 cm. en la sección de empotramiento a 10 cm. en el extremo libre, con un recubrimiento de 5 cm.

$$A_s = \frac{M}{fs\ j\ d} = \frac{145\ 000}{1\ 400 \times 0.868 \times 20} = 6.0 \text{ cm}^2$$

vars. de ½" Ø , $a_s = 1.27 \text{ cm}^2$, quedarán con una separación de:

$$S = \frac{100\ a_s}{A_s} = \frac{127}{6} = 21 \text{ cm.}$$

Adherencia:

$$\mu_p = \frac{2.3\sqrt{f'_c}}{D} = \frac{2.3\sqrt{210}}{1.27} = 26.3 > 25 \text{ (máx.)}$$

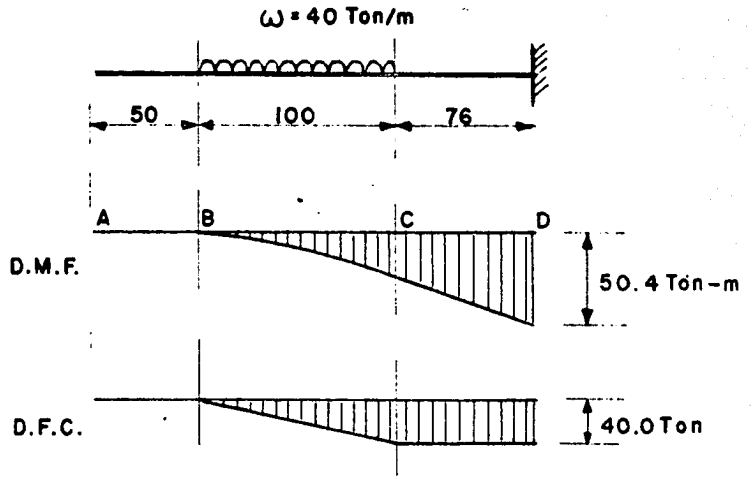
$$\mu = \frac{V}{\sum o\ j\ d} = \frac{1\ 700}{5 \times 4 \times 0.868 \times 20} = 4.9 \text{ Kg/cm}^2 < 25$$

Longitud de anclaje mínima:

$$l = \frac{D \cdot f_s}{4 \cdot \mu} = \frac{1.27 \times 1\ 400}{4 \times 25} = 18 \text{ cm.}$$

Ménsulas de apoyo para los mecanismos elevadores.- Se tratarán como piezas en cantilever empotradas en el cuerpo de la estructura. La condición de carga actuante será la reacción del mecanismo elevador, en el instante de iniciar la abertura de la compuerta sujeta a la presión hidrostática externa que sumada al

peso propio de compuerta y mecanismos resulta en una carga total de 40.0 Ton. que se considera distribuída uniformemente en la -- longitud de 1.00 m.



$M_{máx} = 40 \times 1.00 \times 1.26 = 50.4$ Ton-m.

$$d_M = 0.248 \sqrt{\frac{5\ 040\ 000}{120}} = 0.248 \times 205 \doteq 51 \text{ cm.}$$

$$d_V = \frac{V}{v\ b} = \frac{40\ 000}{4.2 \times 120} = 79.5 \text{ cm.} \quad \text{(rige)}$$

Se propone para la pieza un peralte total variable de - 110 cm. en la sección de empotramiento a 35 cm. en el extremo libre, con un recubrimiento de 7.5 cm. La sección "C" resulta crítica para esfuerzo cortante,

$$v = \frac{V}{b\ d} = \frac{40\ 000}{120 \times 77.5} = 4.3 \text{ Kg/cm}^2 \doteq 4.2$$

luego el concreto absorbe todo el volumen de esfuerzo cortante, y se colocarán estribos sólo por especificación de 3/8" Ø a cada -- 30 cm.

Acero de refuerzo:

$$A_s = \frac{M}{fs\ j\ d} = \frac{5\ 040\ 000}{1\ 400 \times 0.868 \times 102.5} = 40.5\ cm^2$$

$$\text{vars. } 1" \ \emptyset\ ,\ N = \frac{A_s}{a_s} = \frac{40.5}{5.08} = 7.97 \doteq 8 \text{ vars}$$

En la cara inferior de la pieza se colocará el mismo refuerzo con el objeto de resistir la reacción en sentido inverso del mecanismo elevador al efectuarse el cierre de la compuerta.

Revisión por adherencia:

$$\mu_p = \frac{2.3\sqrt{f'_c}}{D} = \frac{2.3\ \sqrt{210}}{2.54} = 13.1\ Kg/cm^2$$

$$= \frac{V}{o\ j\ d} = \frac{40\ 000}{8 \times 8 \times 0.868 \times 102.5} = 7.02 < 13.1\ Kg/cm^2$$

se acepta por adherencia el refuerzo propuesto.

Tramo inferior de la estructura.- Llamaremos tramo inferior de la estructura al comprendido desde el desplante hasta la elevación 110.00, que es donde se inicia el codo de conexión al túnel.

Las condiciones de carga que se presentan son varias; pero la que se considera más crítica es para el caso de presa vacía y con empuje lateral del relleno en estado saturado, o sea antes de colar el tapón de desvío, pues éste proporcionaría mayor resistencia a la estructura.

Se analizará como un mareo invertido, con la reacción del terreno actuando en el cabezal como carga uniformemente repar-

tida, y los elementos laterales sujetos al empuje del relleno que se tomará como carga triangular.

De cálculos que se anexan más adelante, se tiene como - reacción del terreno 21.42 Ton/m^2. entonces para determinar la -- carga neta que actúa bajo la losa de cimentación, se restará al - valor de la reacción del terreno, el correspondiente al peso pro-- pio de la losa; se dará un espesor tentativo de 1.50 m.

$P \cdot P = 1.00 \times 1.50 \times 1.00 \times 2.4 = 3.60$ Ton/m.

luego se tiene como carga neta:

$\omega = 21.4 - 3.6 = 17.8$ Ton/m.

Ahora para determinar el empuje del material de relleno sobre las piezas laterales, se dispone de los siguientes datos -- del material:

Angulo de fricción interna..... $\phi = 35°$

Peso volumétrico saturado..... $\gamma = 2\ 000$ Kg/m^3

Altura del relleno..... $h = 7.00$ m.

La variación del empuje será lineal, de acuerdo con la teoría de Rankine se tiene:

$$P_y = c \cdot \gamma \cdot y$$

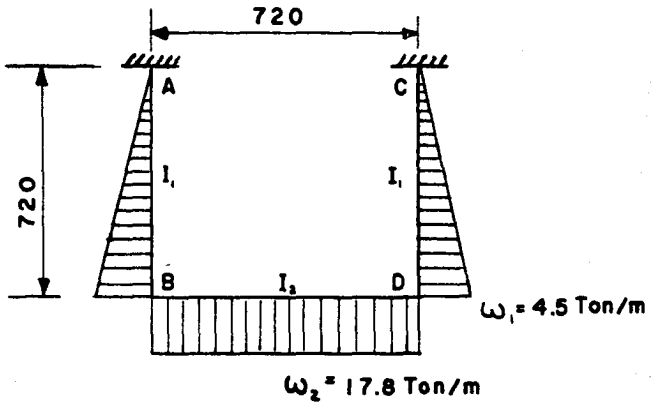
$$c = \frac{1 - \text{sen } \phi}{1 + \text{sen } \phi} = \frac{1 - 0.575}{1 + 0.575} = 0.271$$

$\gamma = 2\ 300$ Kg/m^3 (saturado)

$h = 7.20$ m. $= y_{máx}$

$P_{máx} = 0.271 \times 2\,300 \times 7.20 = 4\,500\ Kg/m^2$

Entonces se tiene la siguiente condición de carga



Se analizará como marco doblemente empotrado y de acuerdo con el método de Hardy Cross.

Factores de distribución:

$$I_1 = \frac{b\,h^3}{12} = \frac{1.00 \times 0.84^3}{12} = 0.0495\ m^4$$

$$I_2 = \frac{b_2\,h_2^3}{12} = \frac{1.00\ (1.5)^3}{12} = 0.281\ m^4$$

Rigideces:

$$r_{AB} = \frac{4\,EI_1}{l_1} = \frac{4\ E \times 0.0495}{7.20} = 0.0275\ E$$

$$r_{BD} + \frac{4\,EI_2}{l_2} = \frac{4\ E \times 0.281}{7.20} = 0.156\ E$$

Factores de distribución:

$$F_{BA} = \frac{r_{BA}}{r_{BA} + r_{BD}} = \frac{0.0275}{0.1835} = 0.15$$

$$F_{BD} = \frac{r_{BD}}{r_{BA} + r_{BD}} = \frac{0.156}{0.1835} = 0.85$$

Momentos de empotramiento:

$$M_{AB} = \frac{\omega l^2}{30} = \frac{4.5\ (7.20)^2}{30} = 7.8 \text{ ton-m.} = M_{CD}$$

$$M_{BA} = \frac{\omega l^2}{20} = \frac{4.5\ (7.20)^2}{20} = 11.7 \text{ ton-m.} = M_{DC}$$

$$M_{BD} = \frac{\omega l^2}{12} = \frac{17.8\ (7.20)^2}{12} = 77.0 \text{ ton-m.} = M_{DB}$$

	A		B		D	C
F.D.		0.15	0.85	0.85	0.15	
$\overline{M}$	- 7.8	+ 11.7	- 77.00	+ 77.0	- 11.7	+ 7.8
D		+ 9.8	+ 55.50	- 55.5	- 9.8	
T	+ 4.9		- 27.8	+ 27.8		- 4.9
D		+ 4.2	+ 23.6	- 23.6	- 4.2	
T	+ 2.1		- 11.8	+ 11.8		- 2.1
D		+ 1.8	+ 9.9	- 9.9	- 1.8	
T			- 4.9	+ 4.9		
D		+ 0.7	+ 4.2	- 4.2	- 0.7	
M_F	- 0.8	+ 28.2	- 28.2	+ 28.2	- 28.2	+ 0.8

Momentos isostáticos:

Miembro AB:

$$M_X = \frac{\omega l}{6} x - \frac{\omega}{61} x^3$$

$$\frac{dM}{dx} = \frac{\omega l}{6} - \frac{\omega}{21} x^2 = 0 \qquad \therefore \quad x = 0.575\ l$$

$$M_{máx} = \frac{4.5 \times 7.20}{6} \times 0.575 \times 7.20 - \frac{4.5}{2 \times 7.20}$$

$$(0.575 \times 7.20)^2 = 22.4 - 5.4 = \underline{18.0 \text{ Ton-m}}.$$

este momento se presenta en una sección localizada a

$$0.575 \times 7.20 = 4.15 \text{ m}.$$

medidos desde la sección de empotramiento.

Miembro BD.

$$M_{máx} = \frac{\omega l^2}{8} = \frac{17.8 \times \overline{7.20}^2}{8} = 115.3 \text{ Ton-m}.$$

Fuerza cortante:

Miembro AB

$$V_x = \frac{\omega l}{6} - \frac{\omega x^2}{2\ l}$$

$$V_x = 0 = \frac{4.5 \times 7.20}{6} = 5.4 \text{ ton}.$$

$$V_x = 1 = \frac{2 \times 4.5 \times 7.20}{6} = 10.5 \text{ ton}.$$

Corrección:

$$V_c = \frac{M_B - M_A}{1} = \frac{28.2 - 0.8}{7.20} = 3.81 \text{ ton}.$$

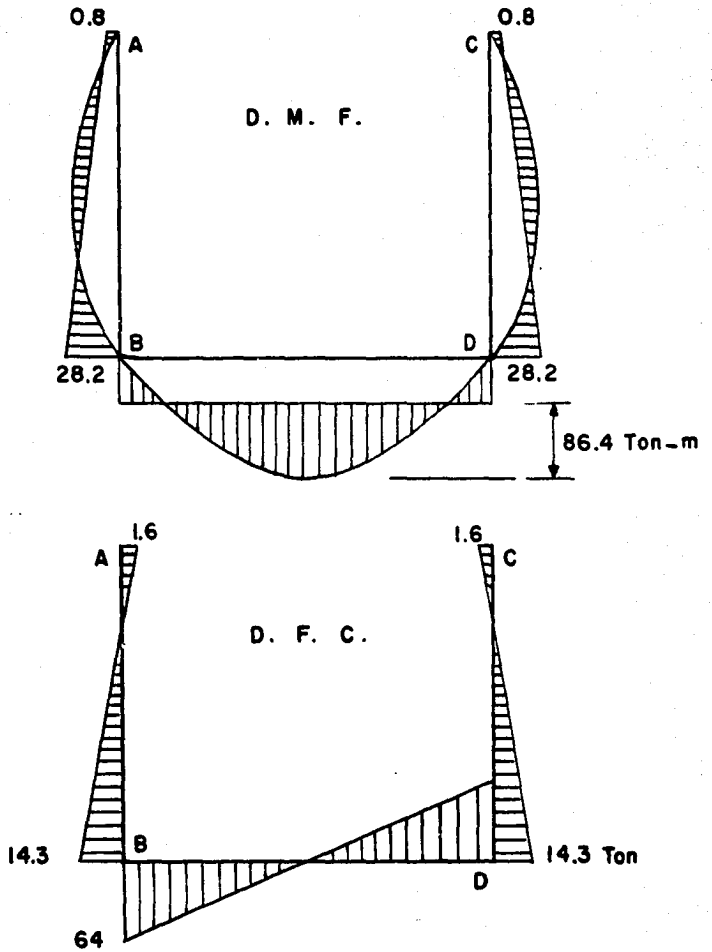
Cortante corregido:

$$V_o = 5.4 - 3.8 = 1.6 \text{ ton}.$$

$$V_1 = 10.8 + 3.8 = 14.3 \text{ ton}.$$

Miembro BD.

$$V_{máx} = \frac{\omega l}{2} = \frac{17.8 \times 7.20}{2} = 64 \text{ ton}.$$



Peralte por momento: (Miembro BD)

$d = 0.248\sqrt{86\ 400} = 73$ cm.

Peralte por cortante:

$$d = \frac{V'}{vb} = \frac{51\ 500}{4.2 \times 100} = 122.6 \text{ cm.}$$

Se propone dejar un peralte un poco mayor, para aumentar el peso de la estructura, lo que además permitirá reducir el acero de refuerzo, d = 140 cm.

Acero de refuerzo.-

$$A_{s(-)} = \frac{M_1}{fs\ j\ d} = \frac{2\ 820\ 000}{1\ 400 \times 0.868 \times 140} = 16\ cm^2$$

vars. 1" Ø , $S = \frac{100\ a_s}{A_s} = \frac{508}{16} = 31.7 \doteq 30$ cm.

Adherencia:

$$\mu_p = \frac{2.3\sqrt{f'_c}}{D} = \frac{2.3\sqrt{210}}{2.54} = 13.1\ Kg/cm^2$$

$$\mu = \frac{V}{\sum_o j\ d} = \frac{64\ 000}{3.3 \times 8 \times 0.868 \times 140} = 19.1\ Kg/cm^2$$

$> \mu_p$.

este resultado nos obliga a reducir la separación entre varillas, se dejarán a cada 20 cm.

$$A_{s(+)} = \frac{M_2}{fs\ j\ d} = \frac{8\ 640\ 000}{170\ 000} = 51\ cm^2$$

vars. 1½" Ø , $S = \frac{100 \times 11.40}{51} = 22.5 \doteq 20$ cm.

Veamos ahora los miembros verticales.

Peralte por momento:

$$d_M = 0.248\sqrt{28\ 200} = 42\ cm.$$

Peralte por cortante:

$$d_V = \frac{14\ 300}{4.2 \times 100} = 34\ cm.$$

Ambos valores resultan menores que el peralte propuesto de 77 cm.

Acero de refuerzo:

$$A_{s(-)} = \frac{2\ 820\ 000}{1\ 400 \times 0.868 \times 77} = 30\ cm^2$$

vars. 1" Ø , $S = \frac{508}{30} = 17$ cm.

se dejará separación entre varillas de 20 cm. lo cual se puede -- aceptar ya que en realidad el momento al paño es menor que el considerado, además nos permite ligar con el refuerzo negativo de la losa de cimentación.

El momento positivo isostático que se presenta en este elemento vertical es del orden de:

$$M_x = \frac{\omega 1}{6} x - \frac{\omega}{61} x^3$$

$$M_{x=3} = \frac{4.5 \times 7.20}{6} \times 3.00 - \frac{4.5}{6 \times 7.20} \times 2.7 = 13.4 \text{ ton-m.}$$

valor al que se restará el momento correctivo en esa sección y que vale 12.0 ton-m., luego se tiene:

$$M_{(+)} = 13.4 - 12.0 = 1.4 \text{ ton-m.}$$

$$A_{s(+)} = \frac{140\ 000}{1\ 400 \times 0.868 \times 77} = 1.5\ cm^2$$

Se utilizarán vars. de 1" Ø espaciadas como refuerzo de temperatura.

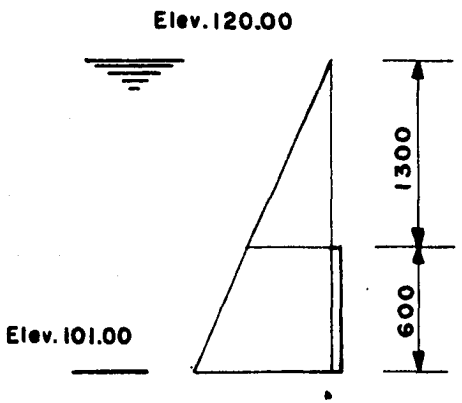
$$A_s = 0.002\ bt = 0.002 \times 100 \times 84 = 16.8\ cm^2 > 1.5$$

$$S = \frac{5.08 \times 100}{16.8} = 30 \text{ cm.}$$

Veamos ahora qué esfuerzo cortante se presenta:

$$v = \frac{V}{bd} = \frac{14\ 300}{100 \times 84} = 1.7\ Kg/cm^2 \qquad 4.2$$

Pila intermedia en el acceso.- Esta pieza servirá de apoyo central a las dos compuertas de desvío, luego la condición de carga que soporta, será el empuje hidrostático que actúa directamente en la cara parteaguas de la pila y además el empuje sobre las compuertas, que se tomará la mitad para cada una.



El nivel en el vaso se considera hasta el umbral de la toma, elev. 120.00, luego se trata de una carga con distribución trapecial con un mínimo de 13.00 Ton/m^2. y un máximo de 19.00 Ton/m^2.

El ancho del área de influencia será:

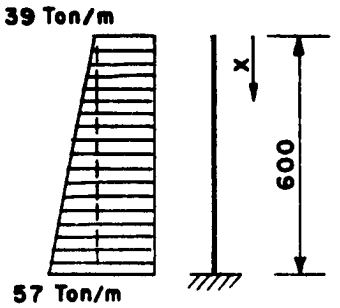
b = 1.50 + 1.50 = 3.00 m.

La pila se analizará como viga cantilever empotrada en la losa de cimentación de la estructura:

$$\omega_1 = 13.00 \times 3.00 = 39.00\ Ton/m.$$

$$\omega_2 = 19.00 \times 3.00 = 57.00\ Ton/m.$$

$$M_x = \frac{\omega_1 x^2}{2} + \frac{\omega_2 x}{6}$$



$M_x = 19.5\ x^2 + 0.5\ x^3$

$V_x = \omega_1\ x + \frac{1}{2}\ \omega_2\ x$

Se analizarán varias secciones:

Sección "A" del empotramiento

x = 6.00 m.

$M_A = 19.5 \times 6^2 + 0.5 \times 6^3 = 810$ ton-m.

$V_A = 39 \times 6 + 0.5 \times 18 \times 6 = 288$ ton.

$$d_M = 0.248\sqrt{\frac{81\ 000\ 000}{70}} = 267.3 \text{ cm.}$$

$$d_V = \frac{V}{bv} = \frac{288\ 000}{70 \times 4.2} = 980 \text{ cm.}$$

A la pila se le dará la forma curva del codo y en el empotramiento le corresponde un peralte de 10.15 m. > 9.80 m.

Acero de refuerzo.- Se incrementará un 33% el valor del esfuerzo permisible de trabajo, por tratarse de una condición de carga eventual:

$$A_s = \frac{M}{fs\ j\ d} = \frac{81\ 000\ 000}{1.33 \times 1\ 400 \times 0.868 \times 1\ 015} = 49.5 \text{ cm}^2$$

vars 1" ϕ , $N = \frac{A_s}{a_s} = \frac{49.5}{5.07} = 9.8 \pm 10$ vars.

Adherencia:

$$\mu = \frac{V}{\sum_o j\ d} = \frac{288\ 000}{8 \times 10 \times 0.868 \times 1\ 015} = 4.08 \text{ Kg/cm}^2$$

< 13.1

Sección "B".- 150 cm. arriba del empotramiento:

x = 6.00 - 1.50 = 4.50 m.

$$M_B = 19.5\ (4.50)^2 + 0.5\ (4.50)^3 = 440.6 \text{ Ton-m.}$$

$$V_B = 39 \times 4.50 + 0.5 \times 18 \times 4.50 = 216.0 \text{ Ton.}$$

$$d_M = 0.248 \sqrt{\frac{44\ 060\ 000}{70}} = 197 \text{ cm.}$$

$$d_V = \frac{216\ 000}{70 \times 1.33 \times 4.2} = 552 \text{ cm.}$$

De la geometría de la pieza se tiene para la sección "B" un peralte de 520 cm 552 cm. Se puede aceptar puesto que la diferencia es pequeña y el incremento de esfuerzo resulta despreciable.

$$f_s = \frac{M}{A_s\ j\ d} = \frac{44\ 060\ 000}{50.7 \times 0.868 \times 520} = 1\ 925 \text{ Kg/cm}^2$$

este esfuerzo resulta también ligeramente mayor que el permisible

$$fs_p = 1.33 \times 1\ 400 = 1\ 866 \text{ Kg/cm}^2$$

por ser pequeño el incremento de esfuerzo, se considera que no vale la pena aumentar el área de acero.

Adherencia: $\mu = \frac{216\ 000}{80 \times 0.868 \times 520} = 5.98 < 31.1 \text{ Kg/cm}^2$

Sección "C" X = 3.00 m. d = 340 cm.

$$M_C = 19.5\ (3.00)^2 + 0.5\ (3.00)^3 = 189 \text{ ton-m.}$$

$$V_C = 39 \times 3.00 + 0.5 \times 18 \times 3.00 = 144 \text{ Ton.}$$

$$d_M = 0.248 \sqrt{\frac{18\ 900\ 000}{70}} = 129 \text{ cm.} \quad 340 \text{ cm.}$$

$$d_V = \frac{144\ 000}{1.33 \times 4.2 \times 70} = 367.5 \text{ cm.} \quad 340 \text{ cm.}$$

en este caso también se tendrá un aumento en el esfuerzo cortante, pero se acepta, pues se considera pequeño, además el acero lateral por temperatura tomará parte de este.

Acero de refuerzo:

$$A_s = \frac{18\ 900\ 000}{1.33 \times 1\ 400 \times 0.868 \times 340} = 34.4\ cm^2 < 50.7\ cm^2$$

se dejan las mismas 10 vars. de 1" Ø

Adherencia:

$$\mu = \frac{144\ 000}{80 \times 0.868 \times 340} = 6.1\ Kg/cm^2 < 13.1\ Kg/cm^2$$

Sección "D" X = 1.50 m. d = 230 cm.

$$M_D = 19.5\ (1.50)^2 + 0\ 5\ (1.50)^3 = 45.7\ ton\text{-}m.$$

$$V_D = 39 \times 1.50 + 0.5 \times 18 \times 1.50 = 72\ ton.$$

$$A_s = \frac{4\ 570\ 000}{1\ 860 \times 0.868 \times 2.30} = 12.3\ cm^2 < 50.7\ cm^2$$

$$v = \frac{72\ 000}{70 \times 230} = 4.45\ Kg/cm^2 \doteq 4.2\ Kg/cm^2$$

Se dejará el refuerzo de 10 varillas corridas en toda la longitud de la pieza.

Acero de temperatura:

$$A_s = 0.002\ bt = 0.002 \times 70 \times 100 = 14\ cm^2$$

vars. 3/4" Ø,

$$S = \frac{100 \times 2.87}{14} = 20.5 \doteq 20\ cm.$$

Se repartirán en ambas caras laterales de la pila y re-

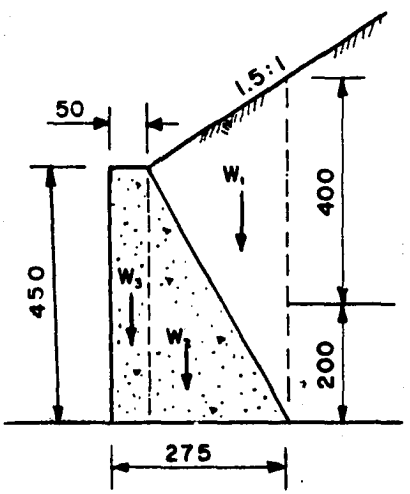
sulta entonces separaciones de 40 cm. en dos direcciones.

Muro de retención.- La función de este muro será contener el relleno de protección a la estructura. Se propone de concreto simple y con sección gravedad, se tienen los siguientes datos:

H = 4.50 m. ..... altura del muro

γ_r = 2 000 Kg/m^3 ..... material saturado

ϕ = 35° ..... ángulo de fricción int.



De acuerdo con la teoría de -- Rankine, se tiene:

$P = \frac{1}{2} K \gamma H^2$

$K = \frac{1 - \text{sen } \phi}{1 + \text{sen } \phi}$

Al sustituir valores se obtiene:

K = 0.271

P = 9.75 ton.

Fuerzas verticales:

W_1 = 6.00 x 2.25 x 0.5 x 2.00 = 13.50 ton.; x_1 = 2.00 m.

W_2 = 2.25 x 4.50 x 0.5 x 2.40 = 12.20 ton.; x_2 = 1.25 m.

W_3 = 4.50 x 0.50 x 2.40 = 5.40 ton.; x_3 = 0.25 m.

$\sum = N$ = 31.10 ton.

Al tomar momentos respecto a la arista "A" se tiene:

$M_{(-)} = - 9.75 \times 2.00 = - 19.50$ ton-m.

$M_{(+)} = 13.50 \times 2.00 + 12.2 \times 1.25 + 5.4 \times 0.25 =$

$= + 43.55$ ton-m.

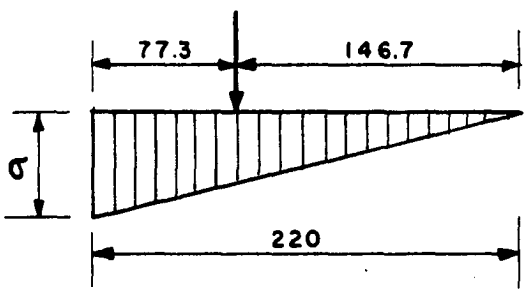
$\sum M = 43.55 - 19.50 = + 24.05$ ton-m.

$$d_1 = \frac{\sum M}{N} = \frac{24.05}{31.10} = 0.773 \text{ m.} - \text{ medido desde "A"}$$

el límite del núcleo central se tiene a

$$d_2 = \frac{1}{3} 2.75 = 0.916 \text{ m.}$$

luego la resultante cae 0.143 m. fuera del núcleo central. Esta condición de trabajo se puede aceptar al considerar la cimentación como sección reducida y aceptar un pequeño incremento en el esfuerzo de trabajo.



$\sigma \times 2.20 \times 0.5 \times 1.00 = 31.10$ ton.

$$\therefore \quad \sigma = \frac{31.10}{1.10} = 28.27 \text{ ton/m}^2 = 2.827 \text{ Kg/cm}^2$$

este resultado permite concluir que se puede aceptar la sección del muro propuesta, ya que el esfuerzo en la cimentación se considera bajo por tratarse de apoyo sobre roca.

Revisión por volteamiento.- Se tomarán momentos de todas las fuerzas con respecto al punto "A", o sea la arista sobre la que tiende a girar el muro:

$$\sum M_{(-)} = P \cdot y = 9.75 \times 2.00 = 19.50 \text{ ton-m.}$$

$$\sum M_{(+)} = \sum Wx = 13.50 \times 2.00 + 12.2 \times 1.25 + 5.4 \times 0.25$$

$$= 43.60 \text{ ton-m.}$$

$$\text{Factor de seguridad} = \frac{\sum M_{(+)}}{\sum M_{(-)}} = \frac{43.60}{19.50} = 2.23 > 2$$

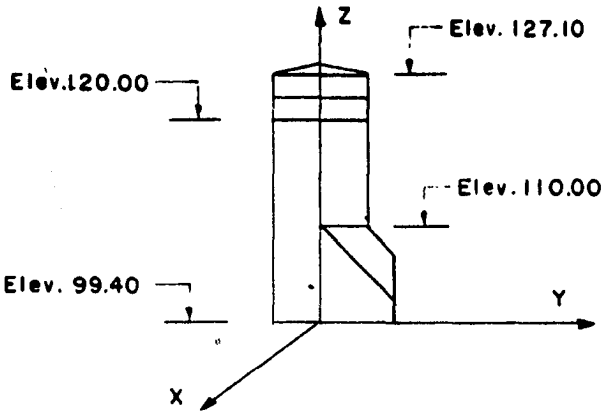
Conclusión: Se acepta por volteamiento.

Revisión por deslizamiento.- Se tiene como coeficiente de fricción entre concreto y roca el valor $\mu = 0.7$

$$\text{Factor de seguridad} = \frac{\mu \times N}{P} = \frac{0.7 \times 31.1}{9.75} = 2.22 > 2$$

Se acepta también por deslizamiento.

Revisión de estabilidad de la estructura.



E L E M E N T O	Peso	x	y	z
Cubierta	10.18	0	0	28.10
Trabe superior	38.46	0	0	27.40
Trabe intermedia	28.56	0	0	23.85
Columnas	55.30	0	0	23.85
Rejillas	26.40	0	0	23.85
De elev. 110.00 a 120.00	339.60	0	0	15.60
Losa a la elev. 118.00	19.20	0	0	18.60
Ménsulas de mecanismos	9.45	0	-4.44	18.20
Mochetas apoyo vástagos	11.71	0	-4.00	15.60
Columnas apoyo marcos	30.24	0	-3.88	14.60
Ménsula apoyo puente	30.00	0	+3.75	17.20
De elev. 107.00 a 110.00	233.00	0	-1.21	9.10
De elev. 104.00 a 107.00	149.00	0	+0.76	6.10
De elev. 101.00 a 104.00	154.00	0	+0.50	3.10
De elev. 100.50 a 101.00	19.40	0	-2.50	1.50
De elev. 99.40 a 100.50	298.60	0	+0.50	0.70

$$N = \sum P = 1\,453.10 \text{ ton}.$$

$$\overline{X} = 0$$

$$\overline{Y} = \frac{\sum M_Y}{\sum P} = \frac{-\ 84.519}{1\ 453.10} = -\ 0.058 \text{ m.}$$

$$\overline{Z} = \frac{\sum M_Z}{\sum P} = \frac{14\ 681.333}{1\ 453.10} = +\ 10.103 \text{ m.}$$

La losa de cimentación es rectangular de 8.08 m. de ancho por 11.00 m. de largo. Los esfuerzos en el terreno se determinarán aplicando la fórmula de la escuadría.

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{M_x}{I_x} y$$

$N = 1\ 453.10$ ton.

$A = 8.08 \times 11.00 = 88.88\ m^2$

$M_x = N \cdot e = 1\ 453.10\ (-0.558) = -\ 810.83$ ton.-m.

$$I_x = \frac{bh^3}{12} = \frac{8.08 \times \overline{11.00}^3}{12} = 896.16\ m^4$$

$$y = \frac{h}{2} = \frac{11.00}{2} = \pm\ 5.50 \text{ m.}$$

Al sustituir valores se tiene:

$$\sigma = \frac{1\ 453.10}{88.88} \pm \frac{810.83}{896.16}\ 5.50$$

$\sigma_1 = 16.349 + 4.978 = 21.327$ ton/m^2 = 2.13 Kg/cm^2

$\sigma_2 = 16.349 - 4.978 = 11.371$ ton/m^2 = 1.14 Kg/cm^2.

El valor de los esfuerzos obtenidos se considera aceptable, dado que la estructura esta apoyada sobre roca.

Cargas horizontales.

a) Sismo.- No se tomarán en cuenta efectos de sismo, --

por estar la presa localizada en zona asísmica.

b) Viento.- Se considera actuando en dirección tal, -- que se tenga la condición más desfavorable, o sea soplando en la parte posterior de la estructura. La presión del viento se tomará con un valor de 70 Kg/m^2. sobre la proyección vertical de la - estructura y estará aplicada en el centro de gravedad del área expuesta.

$P = 70\ Kg/m^2$.

$A = 8.08\ (128.15 - 110.00) = 146.65\ m^2$

$E = P \cdot A = 70 \times 146.65 = 10\ 265\ Kg. = 10.265\ ton.$

$h = 0.5\ (128.15 - 110.00) + (110.00 - 99.40) = 19.675\ m.$

Se tiene un momento estático respecto al desplante de:

$M_x = - 10.265 \times 19.675 = - 201.96\ ton\text{-}m.$

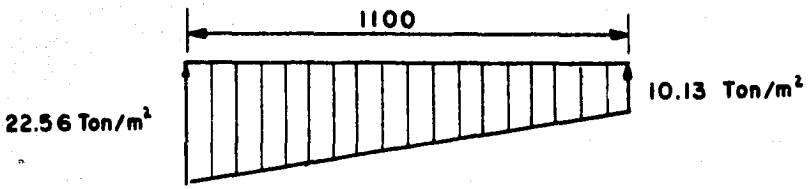
Sumando este momento al obtenido anteriormente para cargas verticales, se obtienen como esfuerzos en el terreno al sustituir nuevamente en la fórmula de la escuadría.

$$\sigma = 16.349 + \frac{(-810.83 - 201.96)}{896.16} y$$

$$\therefore\ \sigma_1 = 22.564\ ton/m^2 = 2.25\ Kg/cm^2$$

$$\sigma_2 = 10.134\ ton/m^2 = 1.01\ Kg/cm^2$$

el diagrama de esfuerzos resulta:



Volteamiento:

$$F \cdot S. = \frac{\sum M_V}{\sum M_H} = \frac{1\ 453.10 \times 4.942}{10.265 \times 19.675} = 35 \gg 2$$

Deslizamiento:

$$F \cdot S. = \frac{\mu \cdot N}{E} = \frac{0.7 \times 1\ 453.10}{10.265} = 99 \gg 2$$

Flotación: (caso de presa llena)

Subpresión: $S = C\,\omega\,A\,h$

$W = 1$ ton/m^3

$A = 88.88$ m^2

$h = 144.04 - 99.40 = 44.64$ m.

$c = 0.667$

$S = 0.667 \times 1 \times 88.88 \times 44.64 = 2\ 646$ ton

actuando verticalmente hacia arriba.

Las fuerzas que se oponen a la subpresión son:

1.- Peso propio de la estructura ..... 1 964 ton.

2.- Columna de agua sobre la cubierta

$A = 6 \times 4.60 \times 3.98 \times 0.5 = 54.92$ m^2

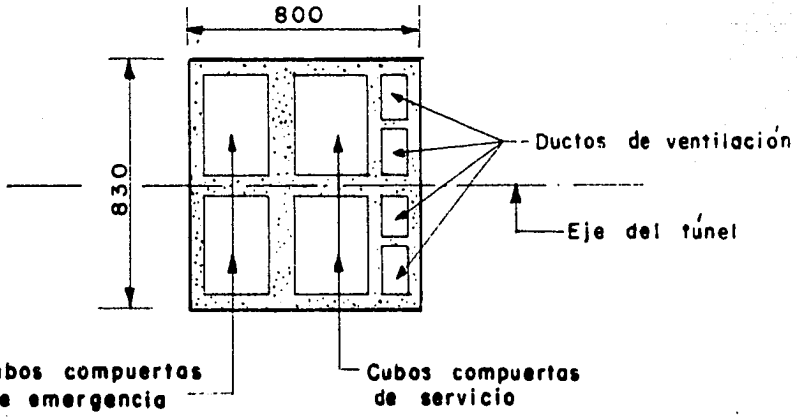
$h = 144.04 - 128.04 = 16.00$ m.

Vol = $54.92 \times 16.00 = 879$ m^3..... 879 ton.

$\sum = 2\ 843$ ton.

luego las fuerzas estabilizantes son mayores para todos los casos analizados y se puede concluir que la estructura es estable.

2.- Lumbrera de compuertas.- La lumbrera de compuertas consiste esencialmente en una estructura vertical de 42.00 de altura, con sección transversal rectangular de 8.30 m. por 8.00 m., subdividida en 4 vanos principales que alojan las compuertas y las escaleras de acceso; además tiene 4 pequeños vanos que forman los ductos de ventilación. Esta lumbrera permite comunicar la zona de compuertas del túnel, con la corona de la cortina.



Las condiciones de trabajo estructural de la lumbrera serán muy diversas y dependen principalmente de los siguientes factores:

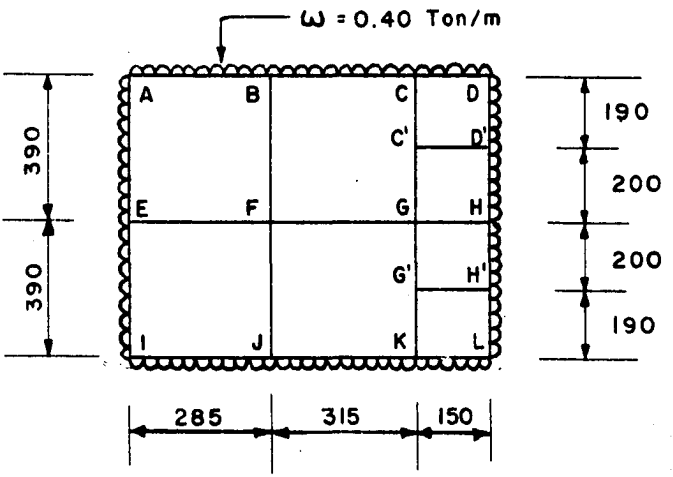
a) Nivel del agua en el vaso.

b) Elevación de la sección analizada.

c) Operación de las compuertas.

El análisis estructural detallado para todos los casos, ocuparía mucho espacio en el presente trabajo, por ello solamente se incluye como ejemplo de cálculo el siguiente:

Caso I.- Nivel del vaso correspondiente al NAME., y cár camos vacíos. Se supone que la formación roco sa que aloja la lumbrera tiene un 40% de va--- cíos, luego la condición de carga que se pre-- senta será:



Se utilizará el método de la distribución de momentos - de Hardy Cross.

Rigidéz $r = \frac{4\,EI}{L}$

Factor de distribución $F \cdot D. = \frac{r}{\sum r}$

NUDO	B A R R A	RIGIDEZ	F·D.
A, I	AE, IE	0.256	0.422
	AB, IJ	0.351	0.578
		0.607	1.000
E	EA	0.256	0.297
	EF	0.351	0.406
	EI	0.256	0.297
		0.863	1.000
B, J	BA, JI	0.351	0.380
	BF, JF	0.256	0.277
	BC, JK	0.317	0.343
		0.924	1.00
F	FJ	0.256	0.217
	FE	0.351	0.297
	FG	0.317	0.269
	FB	0.256	0.217
		1.180	1.000
C, K	CB, KJ	0.317	0.210
	CC', KG'	0.527	0.349
	CD, KL	0.667	0.441
		1.511	1.000
C' D'	C'C, D'D, G'K, H'L	0.527	0.311
G' H'	C'G, D'H, G'G, H'H	0.500	0.295
	C'D', G'H'	0.667	0.394
		1.694	1.000

NUDO	B A R R A	RIGIDEZ	F·D.
G	GG'	0.500	0.252
	GF	0.317	0.160
	GC'	0.500	0.252
	GH'	0.667	0.336
		1.984	1.000
H	HH'	0.500	0.300
	HD'	0.500	0.300
	HG	0.667	0.400
		1.667	1.000
D, L	DC, LK	0.667	0.559
	DD', LH'	0.527	0.441
		1.194	1.000

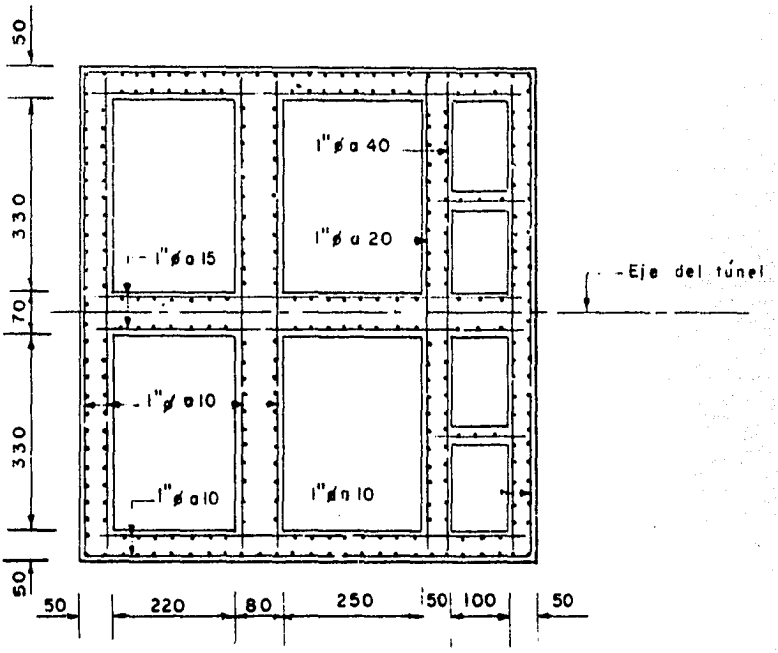
En forma análoga se procede para el análisis estructural de los otros casos, en los que puede haber una serie de combinaciones de cargas al considerar los cárcamos llenos de agua o vacíos, según sea la operación de las compuertas.

Una vez efectuado el análisis para todos los casos, se procede a elaborar las envolventes de los diagramas de momento flexionante y fuerza cortante para todas y cada una de las barras y contar así con los elementos mecánicos necesarios para el diseño de las mismas.

A
B
C
D
E
F
G
H
I
J
K
L
C'
D'
G'
H'
0.578
0.271
0.136
0.011
0.006
0.402
0.422
0.507
0.100
0.000
0.005
0.402
0.406
0.000
0.000
0.000
0.000
0.000
0.297
0.507
0.000
0.050
0.000
0.557
0.380
0.343
0.331
0.021
0.027
0.033
0.304
0.277
0.016
0.000
0.026
0.042
0.269
0.000
0.000
0.000
0.000
0.000
0.217
0.000
0.000
0.000
0.000
0.008
0.283
0.210
0.331
0.054
0.011
0.005
0.349
0.000
0.000
0.008
0.000
0.000
0.097
0.441
0.075
0.113
0.012
0.010
0.186
0.394
0.000
0.000
0.003
0.017
0.020
0.311
0.074
0.559
0.075
0.025
0.057
0.031
0.441
0.120
0.020
0.002
0.024
0.074
0.394
0.000
0.005
0.000
0.000
0.001
0.311
0.131
0.003
0.004
0.010
0.120
0.004
0.295
0.135
0.000
0.002
0.000
0.300
0.133
0.000
0.003
0.000
0.336
0.000
0.000
0.000
0.000
0.232
0.160
0.000
0.000
0.000
0.000
0.000
0.212
0.135
0.000
0.000
0.000
0.000
0.000
0.295
0.132
0.012
0.000
0.000
0.000
0.000
0.000
0.311
0.135
0.003
0.004
0.010
0.120
0.004
0.394
0.000
0.005
0.000
0.000
0.001
0.311
0.131
0.003
0.004
0.010
0.120
0.004

Este procedimiento tendrá que repetirse para varios niveles de la lumbrera, según sea la intensidad de las cargas que se presenten.

Se muestra a continuación la distribución del refuerzo que se tiene en la sección a la elevación 113.60.



Revestimientos del túnel.- El revestimiento del túnel se hace necesario para cumplir varias funciones:

a) Dar resistencia estructural para conservar la geometría de la sección del túnel.

b) Evitar filtraciones hacia la cortina a través de fisuras en la roca.

c) Hacer mínimas las pérdidas por fricción al funcionar

como obra de desvío.

Es espesor de este revestimiento depende de varios factores como son el diámetro del túnel, la presión hidrostática que actúa tanto interna como externamente, la presión de inyectado, y el espesor de la masa de roca que gravita sobre el arco del túnel. En el caso especial de LAS ADJUNTAS, el túnel está excavado en roca con estratificación casi horizontal y se presenta el efecto conocido como de puente, según el cual la roca se sostiene por sí so la como una losa, entonces la carga de roca sobre el revestimiento será relativamente pequeña.

El espesor mínimo del revestimiento para túneles hasta - de 6.10 m., (20 pies) de diámetro será de aproximadamente 1/12 de diámetro terminado, según recomendación del Bureau of Reclamation. Para el caso que nos ocupa, resulta un espesor de 50 cm. al tener el túnel un diámetro de 6.00 m.

Revestimiento del tanque amortiguador.- El revestimien to de la plantilla y taludes del tanque amortiguador, tiene por - objeto principal evitar la erosión del material que se tiene a la salida de la toma y se modifique la geometría del propio tanque, además proporcionar una superficie lisa. El revestimiento deberá resistir los posibles asentamientos diferenciales del material de apoyo, así como la acción del intemperismo. El efecto de la subpresión deberá reducirse al dotarlo de un sistema de drenaje adecuado.

El espesor del revestimiento estará determinado por varios factores, como son la velocidad del agua, la subpresión, tipo de material de apoyo, etc. En realidad no se ha desarrollado ningún método racional para determinar ese espesor y puede aún ser diferente para obras semejantes de acuerdo con el criterio del proyectista; para condiciones normales el espesor ha fluctuado entre 10 y 75 cm., se considera que un espesor mayor de 40 cm. se utilizará sólo para condiciones extraordinarias.

En el caso que nos ocupa, la plantilla del tanque tendra un espesor de 40 cm. y en los taludes será variable de 40 cm. en el fondo a 20 en la corona.

El acero de refuerzo se proporcionará por temperatura.

$A_s = 0.002\ bt$

$= 0.002 \times 100 \times 40 = 8\ cm^2/m.$

vars. 3/4" Ø , as = 2.87 cm^2., $S = \frac{287}{8} = 35$ cm.

Se armará con vars. 3/4" Ø a 35 en dos direcciones.

El colado del revestimiento se hará en losas alternadas de 4.00 x 4.00 m. y con juntas de construcción en todo su perímetro con el refuerzo corrido.

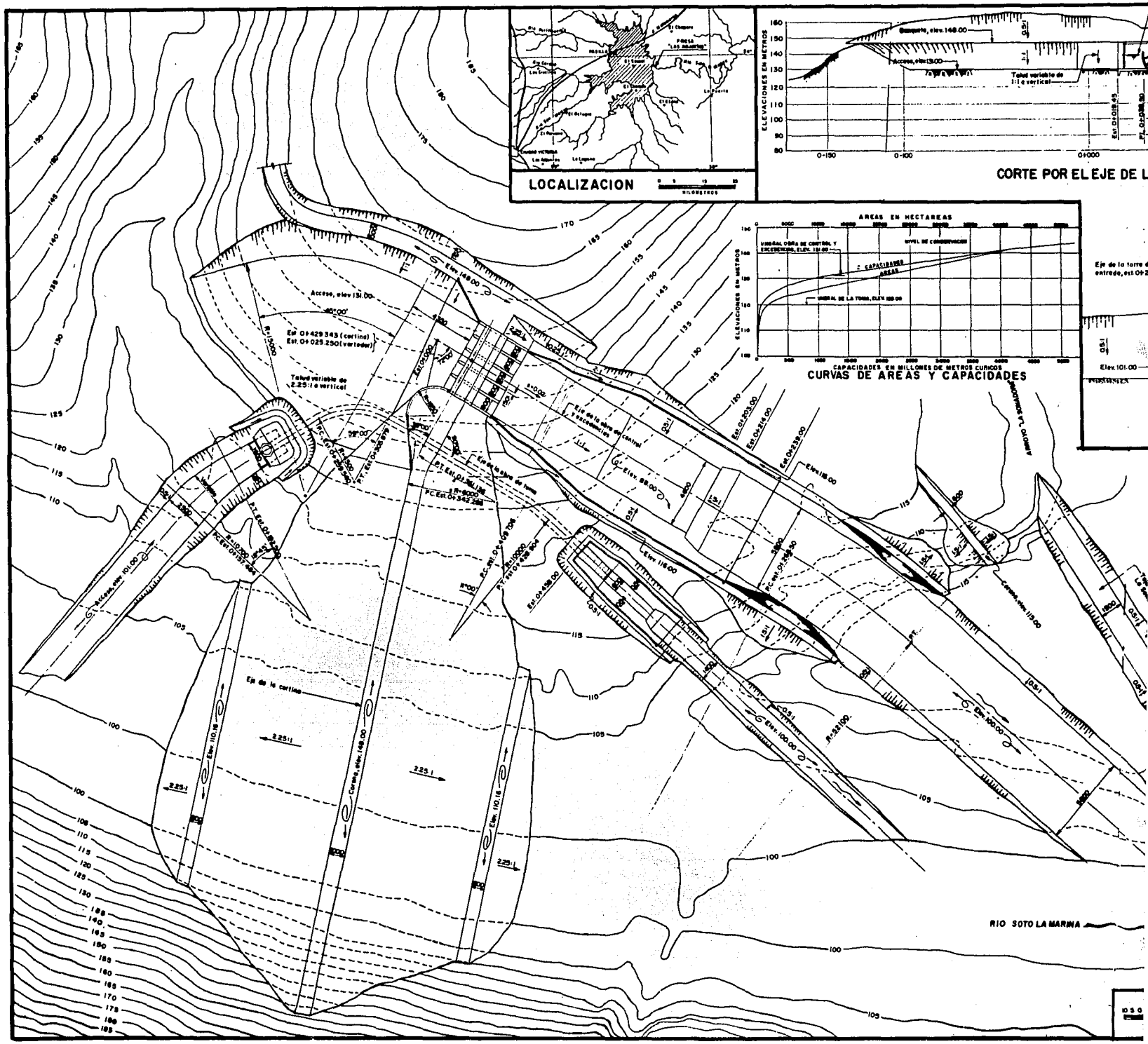
Se hace necesario dotar al revestimiento con detellones transversales y longitudinales en la intersección de plantilla y taludes con objeto de evitar el desplazamiento de las losas y reducir el escurrimiento en la parte inferior de éstas, lo que se -

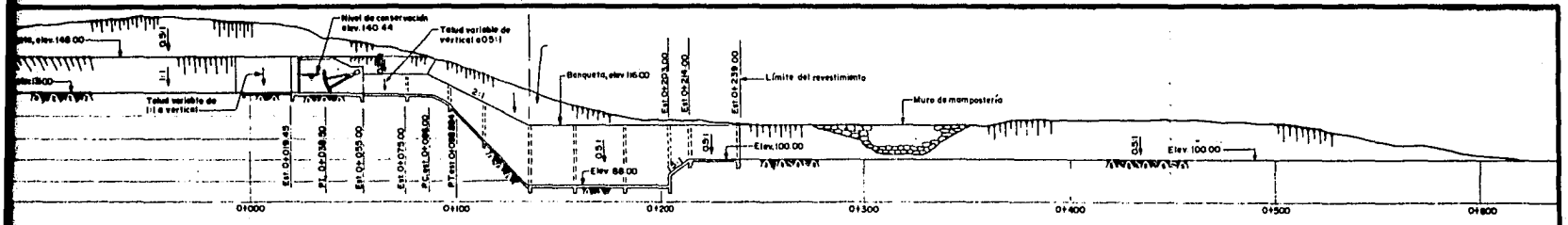
complementa con un drenaje adecuado. Las dimensiones de estos -- dentellones se proporcionan en el proyecto mediante valores mínimos y podrán modificarse a juicio del Ingeniero Residente de la - Obra según la naturaleza del terreno.

PRESUPUESTO.- Las cantidades de obra que se han estimado, y los precios unitarios establecidos para la región en que se localiza la Presa, permiten elaborar el siguiente presupuesto.

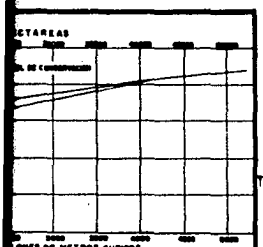
C O N C E P T O	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO	IMPORTE
Excavación en roca en los tajos de acceso y descarga.....	144 000	m^3	23.88	3 438 720.00
Excavación de roca en el túnel.....	9 800	m^3	150.00	1 470 000.00
Excavación en roca en la lumbrera.....	2 030	m^3	150.00	304 500.00
Concreto reforzado en la estructura de entrada...	740	m^3	500.00	370 000.00
Concreto reforzado en el túnel	2 870	m^3	500.00	1 435 000.00
Concreto reforzado en la lumbrera.....	1 810	m^3	500.00	905 000.00
Concreto reforzado en el tanque amortiguador.....	1 150	m^3	180.00	207 000.00
Colocación de acero de refuerzo en la estructura de entrada.....	23 200	Kg.	0.80	18 560.00
Colocación de acero de refuerzo en el túnel....	114 800	Kg.	0.80	91 840.00
Colocación de acero de refuerzo en la lumbrera.	126 700	Kg.	0.80	101 360.00
Colocación de acero de refuerzo en el tanque amortiguador.....	45 700	Kg.	0.80	36 560.00
Fabricación y colocación de acero estructural en rejillas, pisos metálicos y escaleras.....	37 300	Kg.	1.85	69 000.00

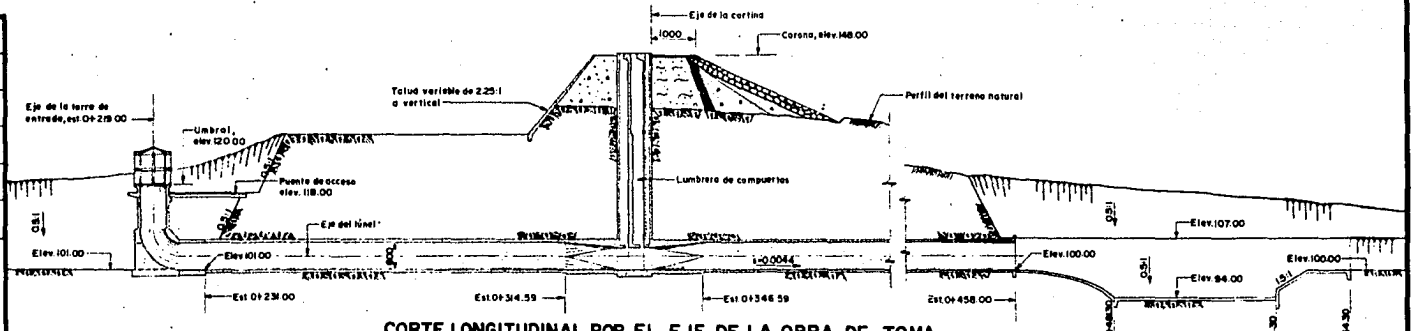
C O N C E P T O	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO	IMPORTE
Instalación de compuertas y mecanismos.....	45 000	Kg.	1.50	67 500.00
SUMINISTRO DE EQUIPO				
Dos compuertas deslizantes de 3.00 x 6.00 m., mecanismos y accesorios	Global			315 000.00
Cuatro compuertas deslizantes de 2.50 x 5.00 - m., mecanismos y accesorios.....	Global			630 000.00
SUMINISTRO DE MATERIALES				
Cemento	2 300	Ton.	366.00	841 800.00
Acero de refuerzo.....	310.4	Ton.	2250.00	698 400.00
Acero estructural.....	37.3	Ton.	3800.00	141 740.00
S u m a				$ 11 141 980.00
Modificaciones e imprevistos + 25%....				2 785 495.00
Por concepto de Ingeniería + 10%.....				1 114 198.00
Importe total.....				$ 15 041 673.00


LOCALIZACION
CORTE POR EL EJE DE L
CURVAS DE AREAS Y CAPACIDADES
AREAS EN HECTAREAS
CAPACIDADES EN MILLONES DE METROS CUBICOS
ELEVACIONES EN METROS
Banqueta, elev. 148.00
Acceso, elev. 131.00
Talud variable de 2.25:1 a vertical
Talud variable de 1:1 a vertical
Eje de la cortina
Eje de la obra de toma
Eje de la obra de control y excedencias
Elev. 118.00
Elev. 88.00
Elev. 101.00
Elev. 110.16
Corona, elev. 148.00
Corona, elev. 119.00
RIO SOTO LA MARINA

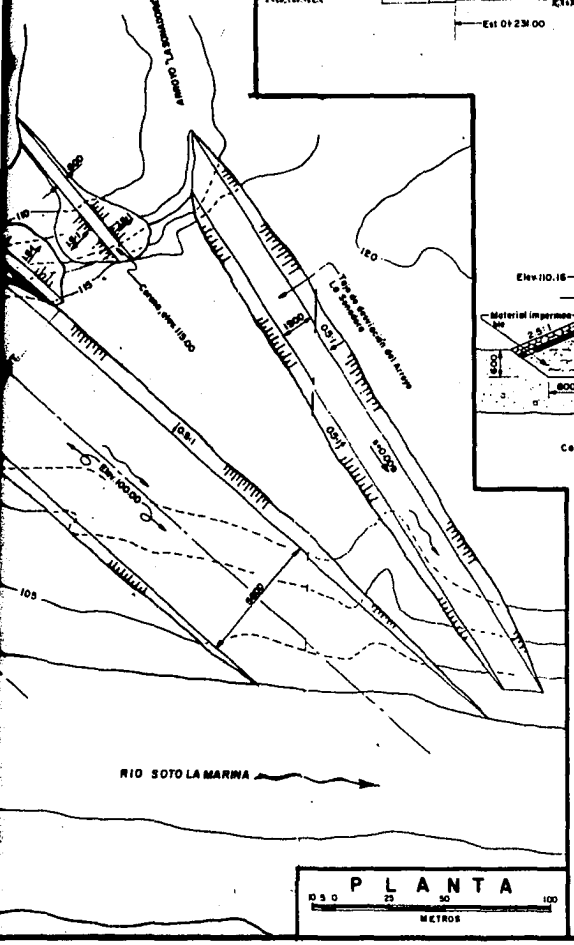


CORTE POR EL EJE DE LA OBRA DE CONTROL Y EXCEDENCIAS



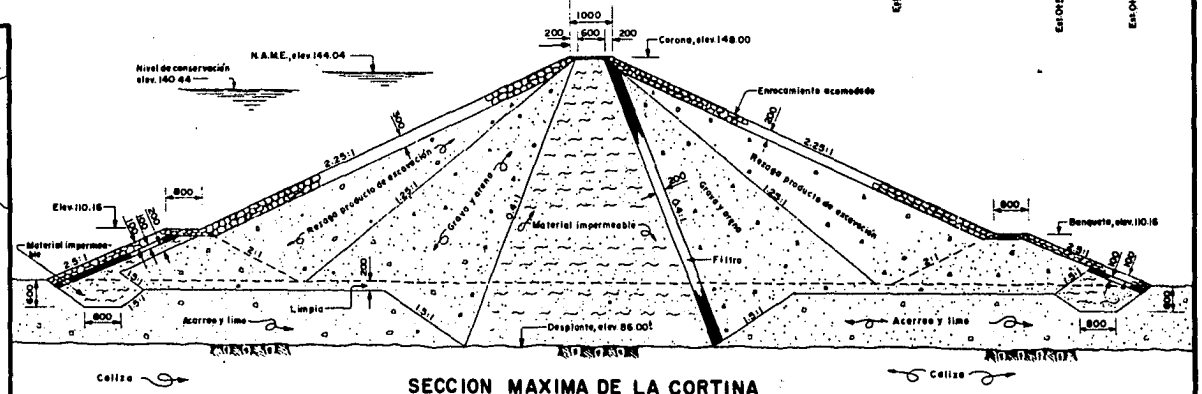


CORTE LONGITUDINAL POR EL EJE DE LA OBRA DE TOMA



P L A N T A

10 5 0 25 50 100
METROS



SECCION MAXIMA DE LA CORTINA

CANTIDADES ESTIMADAS

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD
CORTINA		
Excavación	m³	276 350
Material impermeable	m³	394 030
Grava y arena	m³	467 600
Material para filtro	m³	30 650
Grava en la carena	m³	1 065
Enrocamiento	m³	38 580
Relleno producto de excavación	m³	554 280
OBRA DE CONTROL Y EXCEDENCIAS		
Excavación	m³	895 000
Mampostería	m³	3 500
Concreto reforzado	m³	20 450
Acero de refuerzo	Kg	1 918 500
Compuertas radiales de 8.00 x 11.60	Pza	5
Malacates	Pza	5
OBRA DE TOMA		
Excavación en tajos	m³	144 000
Excavación en túnel	m³	9 800
Excavación en lumbrera	m³	2 020
Concreto reforzado	m³	6 410
Acero de refuerzo	Kg	418 000
Compuertas deslizantes de 2.50 x 5.00	Pza	4
Compuertas deslizantes de 3.00 x 6.00	Pza	2
Acero estructural	Kg	37 300

DATOS DEL PROYECTO

Capacidad total del vaso	5283 000 000 m³
Capacidad para azolves	100 000 000 m³
Capacidad útil	5800 000 000 m³
Superalmacenamiento	1383 000 000 m³
Umbral Obra de Control y Excedencias	131.00 m
Gasto máximo en la O. de Control y Exced	3100 m³/seg
Umbral de la Obra de toma	120.00 m
Gasto máximo de la Toma	150 m³/seg

NOTAS: Acotaciones en centímetros, estaciones y elevaciones en metros.-

UNAM FACULTAD DE INGENIERIA

Distrito de Riego del Río Soto la Marina, Tamps.

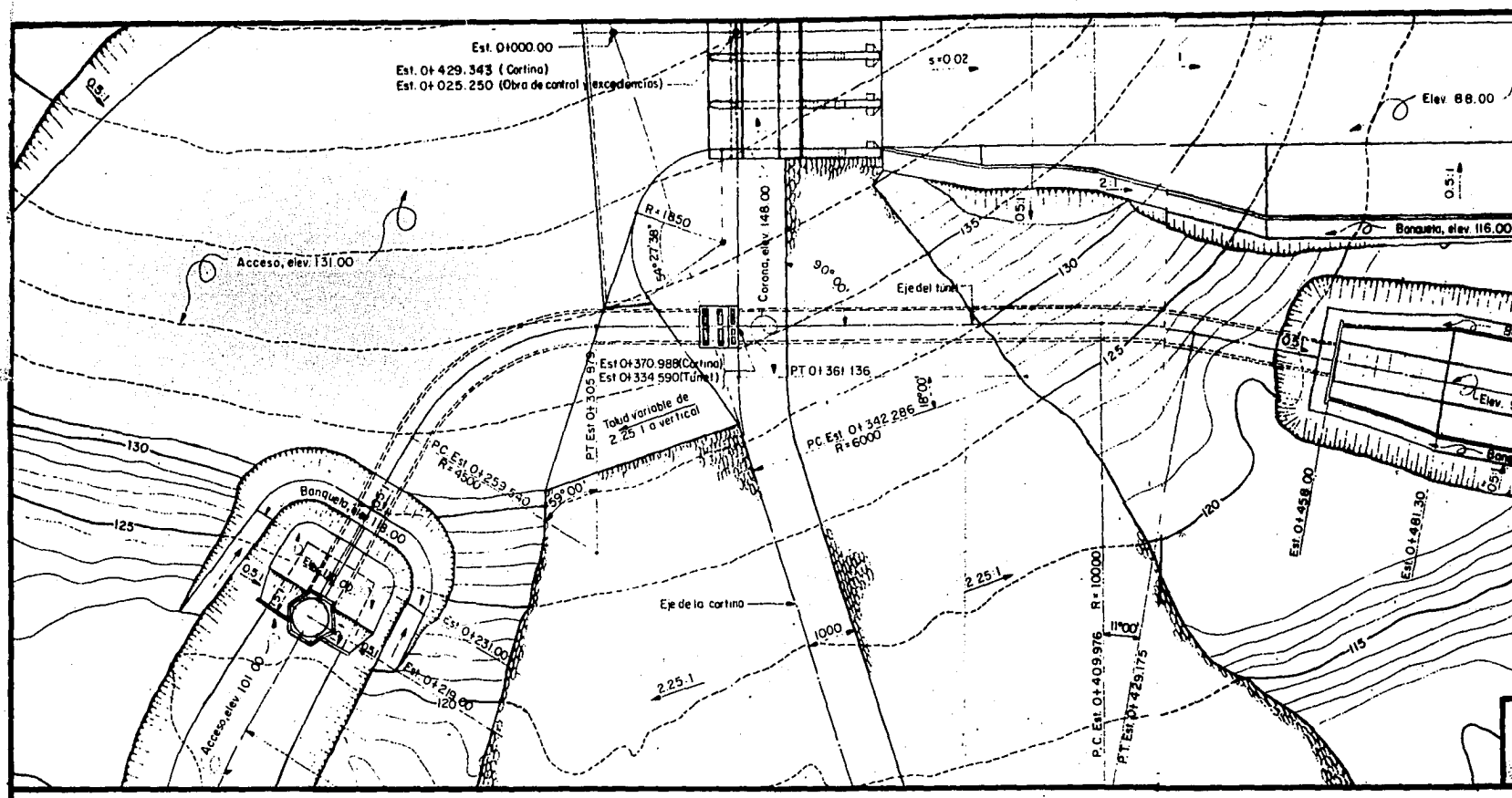
PRESA "LAS ADJUNTAS"

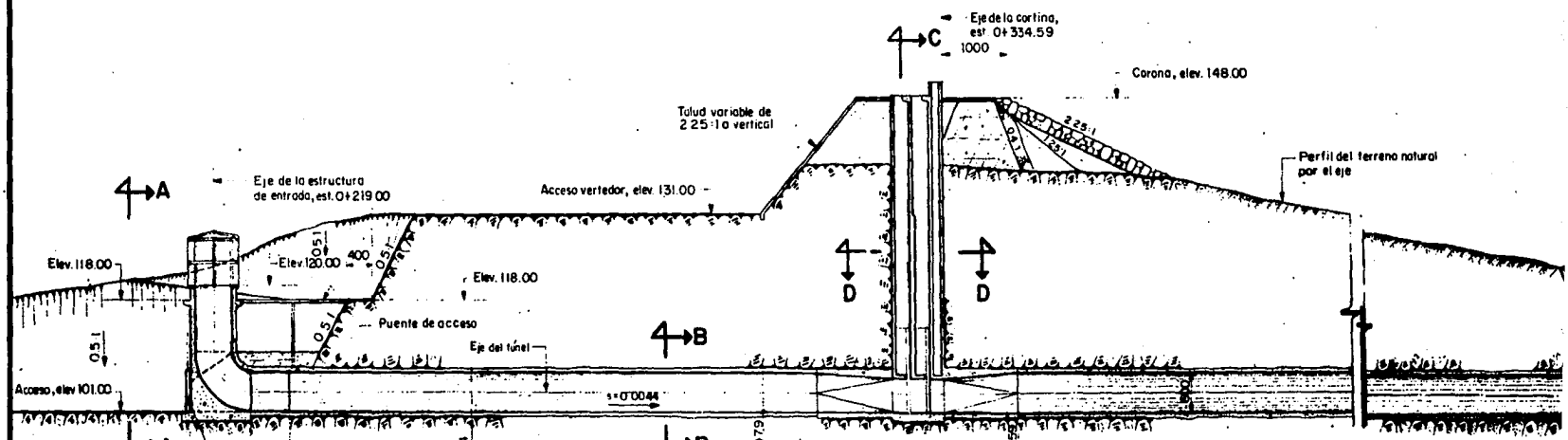
PLANO GENERAL Y DE LOCALIZACION

TESIS PROFESIONAL

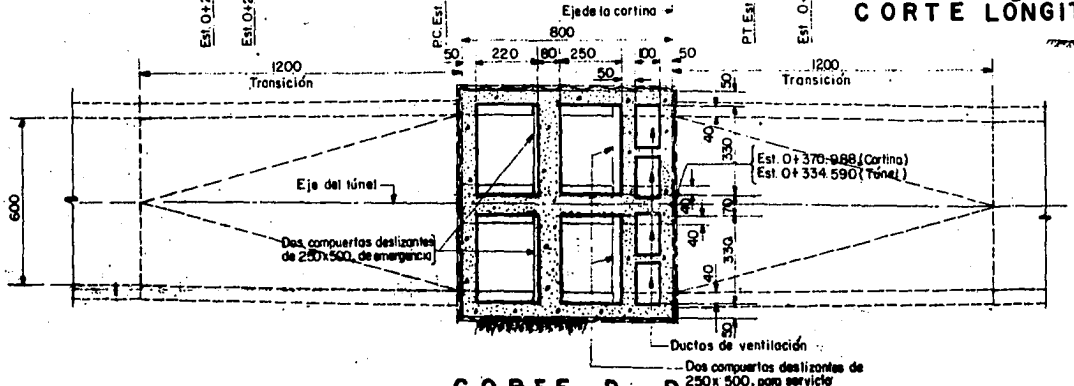
ANTONIO SANCHEZ SALINAS

MEXICO, D.F. JULIO DE 1969 | PLANO Nº

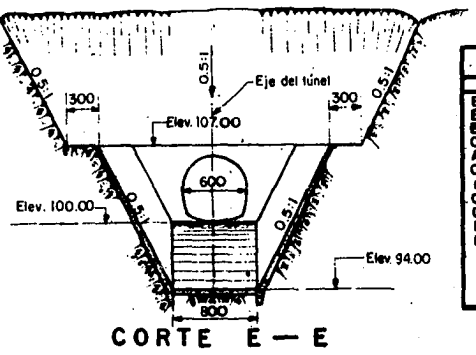




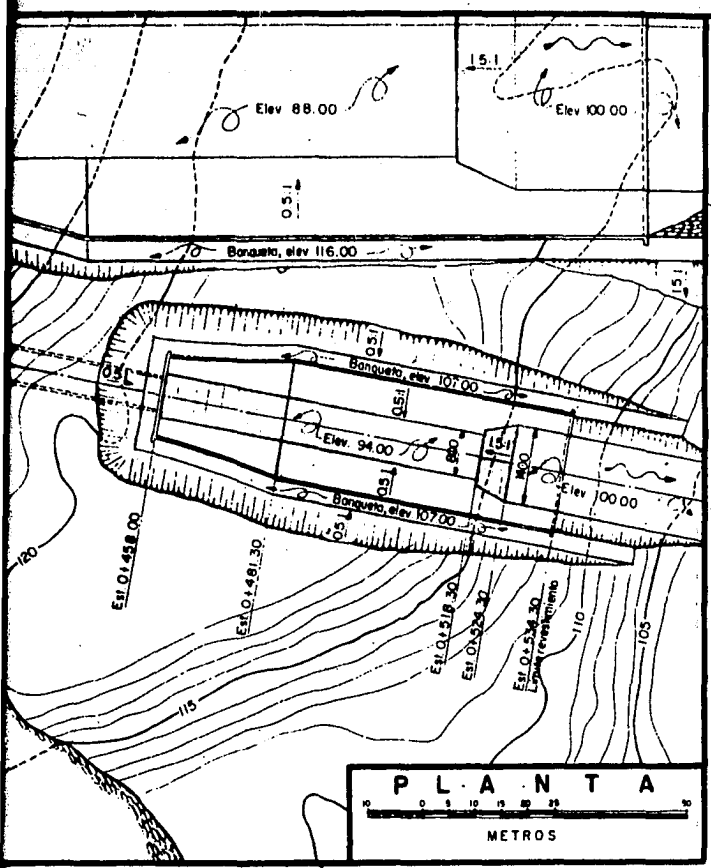
CORTE LONGITUDINAL POR EL EJE

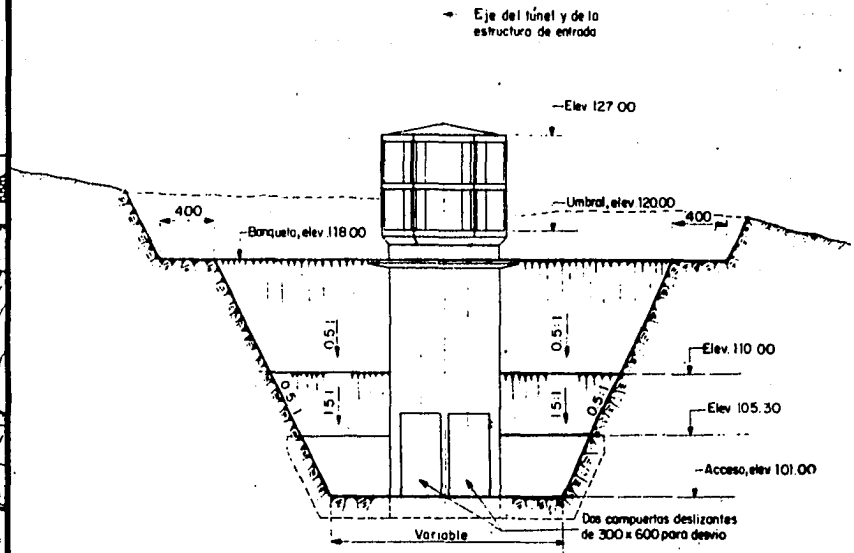


CORTE D — D



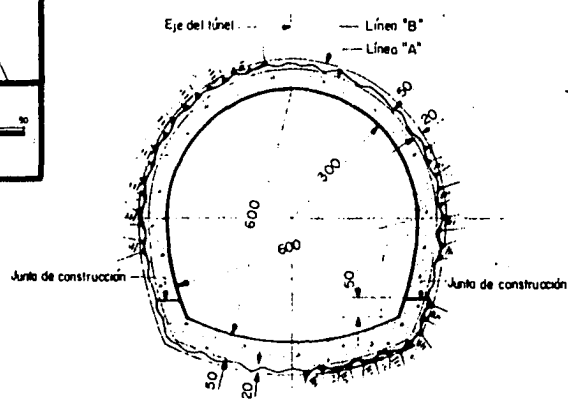
CORTE E — E



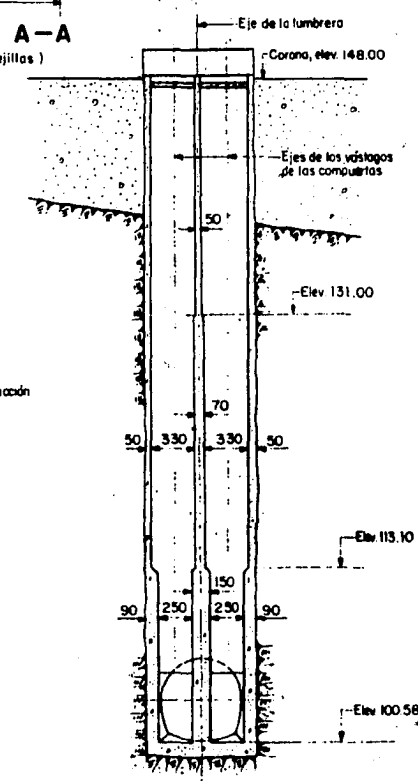


C O R T E A–A

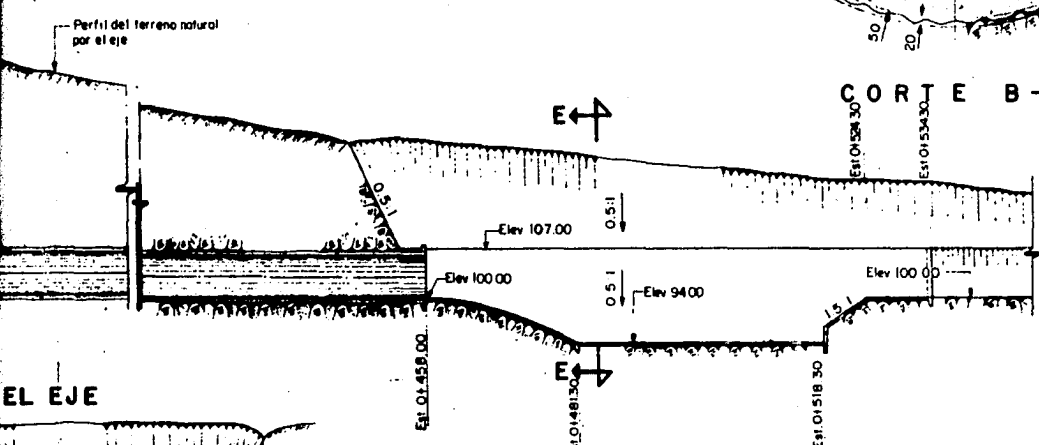
(No se muestran las rejillas)

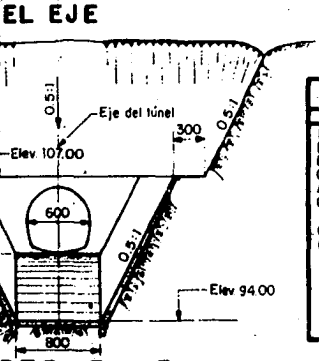


C O R T E B – B



C O R T E C – C





RTE E — E

CANTIDADES ESTIMADAS

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD
Excavación en tajos	m^3	144000
Excavación en túnel	m^3	9800
Excavación en lumbrera	m^3	2020
Concreto reforzado	m^3	6410
Acero de refuerzo	Kg.	418000
Compuertas de emergencia de 250x500 y malacates	Pza	2
Compuertas de servicio de 250x500 y malacates	Pza	2
Compuertas deslizantes de 300 x 600 y malacates	Pza	2
Fierro estructural	Kg.	31300

NOTAS:- Acotaciones en centímetros; estaciones y elevaciones en metros.- Véase el plano general y de localización

UNAM FACULTAD DE INGENIERIA

Distrito de Riego del Río Soto la Marina, Tamaulipas.

PRESA "LAS ADJUNTAS"

OBRA DE TOMA-PLANO GENERAL

TESIS PROFESIONAL

ANTONIO SANCHEZ SALINAS

MEXICO, D.F. JULIO DE 1969 | PLANO N°