

---

FACULTAD DE INGENIERIA

**U.N.A.M.**

● **PRESA DE UREPETIRO EN EL  
RIO TLAZAZALCA, MICHOACAN**

**T E S I S**  
Que para obtener el título de:  
**INGENIERO CIVIL**  
p r e s e n t a  
**JAVIER CHAVARRIA MARTINEZ**

---

MEXICO, D. F.

1963



TGg 0152



Universidad Nacional  
Autónoma de México



**UNAM – Dirección General de Bibliotecas**  
**Tesis Digitales**  
**Restricciones de uso**

**DERECHOS RESERVADOS ©**  
**PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

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

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



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTONOMA DE  
MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE INGENIERIA  
Dirección  
Núm. 73-  
Exp. Núm. 73/214.2/

Al Pasante señor Javier CHAVARRIA MARTINEZ  
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 Anastasio Guzmán M., para que lo desarrolle como tesis en su examen profesional de Ingeniero CIVIL.

PRESA DE UREPETIRO EN EL RIO TLAZAZALCA, MICHOACAN

"Formúlese el proyecto de una cortina de gravedad para la presa que se establecerá en el mencionado río, comprendiendo los siguientes puntos:

- 1.- Estudio de los datos generales del proyecto.
- 2.- Mencionar posibles tipos de cortina.
- 3.- Cálculo detallado de la sección de gravedad.
- 4.- Generalidades sobre vertedor de excedencias y obra de toma.
- 5.- Presupuesto y programa general de construcción.

Los datos que se proporcionan al sustentante se enumeran a continuación:

- 1.- Topografía de la boquilla.
- 2.- Curva de áreas y capacidades.
- 3.- Perfil geológico de la boquilla.
- 4.- Lista de datos generales del proyecto."

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 su 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. 18 de junio de 1958  
EL DIRECTOR

JBS'RFV'eag.

ING. JAVIER BARROS SIERRA

A MI MAMA  
ALEJANDRA VICENTA MARTINEZ  
VDA. DE CHAVARRIA  
CON TODO CARINO.

A MI PAPA  
EPIGMENIO CHAVARRIA  
QUE ESTA EN EL CIELO

A MIS MAESTROS

A MIS FAMILIARES

A MIS AMIGOS

A MI MADRINA  
MARGARITA CELIS  
VDA. DE MEZA  
CON TODO RESPETO

A MI PADRINO  
GABRIEL MEZA G.  
QUE ESTA EN EL CIELO

Y A TODOS LOS QUE ME  
AYUDARON CON SUS CONSEJOS DURANTE  
MI CARRERA.

D E D I C A.

JAVIER

CHAVARRIA

MARTINEZ

## P R O L O G O.

La Ingeniería siendo una de las profesiones que tiene un gran y extenso campo de trabajo, que se debe aplicar en la práctica tiene por objeto el aprovechamiento económico de las fuerzas y recursos naturales en beneficio de la sociedad.

La Ingeniería es indispensable para el desarrollo integral de un país - dentro de lo económico, social y cultural, ya que los conocimientos técnicos de dicha profesión se aplican para el desarrollo de la industria, agricultura, electricidad etc., que tiene resultados positivos en el aumento de la producción, incrementos de ingresos reales, mejoría del consumo y un mejor nivel de vida para la sociedad y por consiguiente en la estabilidad económica del país.

El Ingeniero que se dedica al ejercicio de cualquiera de los diferentes ramas de la Ingeniería Civil necesita poseer determinadas cualidades en un conveniente equilibrio armónico.

Deberá tener un gran sentido de responsabilidad, exactitud, Ingenuidad, imaginación, claridad, criterio; en la comprensión de los problemas, facilidad y precisión en sus informes etc., que unidos a los conocimientos adquiridos en la escuela lo capacite con un sentido humano que le permita mandar y dirigir núcleos de población con estrategia para el bien colectivo, dentro de la zona donde se desenvuelve; pero principalmente una gran vocación que lo lleve al amor y pasión por su trabajo y velando por estar alejado de intereses extraños a la profesión - que puedan modificar o desviar sus planes; haciéndole sentir gran satisfacción al contemplar la obra ejecutada.

La planeación de grandes obras es un problema muy complicado pero el ingeniero lo puede desmenuzar y así serle factible la ejecución. La planeación -- consiste esencialmente en el estudio, proyecto y construcción de estructuras, que por su índole social y la función a que van a ser destinadas; se agrupan en las grandes ramas de :

Obras Hidráulicas, construcciones Urbanas, Obras Sanitarias, Obras Marítimas, Ferrocarriles, construcción de carreteras, electrificación, construcción

de aeropuertos.

Los constantes adelantos de la ciencia, los nuevos descubrimientos así como los adelantos de maquinarias y equipos, el incremento en los conocimientos como fruto de investigaciones dan lugar a nuevas técnicas para su aplicación.

El Ingeniero debe ser capaz de crear técnicas cada vez más avanzadas -- que usadas en la resolución de los problemas sea la expresión práctica que en -- última instancia, represente la resolución material del problema y el único procedimiento para modificar las condiciones físicas del medio que lo rodea.

El Ingeniero al ir a cualquier región deberá o tratará de captar el problema humano que ahí se desarrolla viviendo con el hombre en el campo, en los poblados cercanos y advirtiéndole desde el primer momento los males que le aquejan: -- hambre, sequía, inundaciones, enfermedades, etc., así como las posibilidades de aprovechamiento de los recursos naturales de dicha región.

En esta forma los informes que obtiene en el campo no son solamente -- cifras que expresen de áreas, de volúmenes escurridos de altitudes; de precipitaciones etc. sino que representa también las condiciones reales de -- vida en que se desarrolla y que depende de la variación de la lluvia y de lo incierto de las siembras de temporal.

Por lo que no se deberá estar esperando en las siembras de temporal -- sino que hay que pensar en las siembras por riego, para así poder tener una base positiva en las cosechas de dichas siembras hay veces que se retrasan las lluvias y las siembras no se desarrollan normales; debido a que cuando necesitan agua no la tienen; por lo que habrá necesidad de hacer obras para proveer a las siembras de riego.

El Ingeniero buscando extender todo lo posible de la acción benéfica -- del riego que asegure las cosechas aumentando los rendimientos, se enfrentará a -- los grandes problemas de cuencas enteras que comprenden gran variedad de suelos, -- así como de los climas más diversos que crean situaciones muy complicadas en la -- elaboración de estudios y proyectos, que se orientan primero hacia los planes y --

##

programas de obras que deban tener una ejecución inmediata ya que venefician al - campesino, al artesano al industrial principiante; aquellas que resuelven situa-- ciones angustiosas de gente que vive aislada y en el aluido, abriendo nuevas - -- tierras para la agricultura, así como caminos vecinales para la transportación de los productos y liga con los demás poblados, fortaleciendo así su economía de la- región y a la vez del país.

Por lo que estamos obligados a cumplir con la sociedad ayudando a la -- planeación y ejecución de obras para el aprovechamiento en beneficio de la colec- tividad, previendo de antemano las necesidades que se pudieran presentar en el - - futuro, con lo cuál cumpliremos nuestro deber como ingenieros y como Mexicanos.

## GENERALIDADES.

La presa en estudio se encuentra situada en el RIO TLAZAZALCA que pertenece al Estado de MICHOACAN. Dicho Río es afluente del RIO DUERO y está dentro de la cuenca del sistema LERMA-CHAPALA-SANTIAGO.

Es una presa para control de avenidas y riego, <sup>a la vez para</sup> su capacidad total es de 13,000,000 de m<sup>3</sup>.

### DESCRIPCION DE LA CUENCA.

La cuenca del sistema LERMA-CHAPALA-SANTIAGO tiene un área de 125,555 - Km<sup>2</sup>, hasta su desembocadura en el Océano Pacífico.

La cuenca del Río LERMA, incluyendo al LAGO DE CHAPALA es de 48,224 Km<sup>2</sup> y la del Río SANTIAGO, desde el LAGO DE CHAPALA hasta su desembocadura es de 77,331 Km<sup>2</sup>.

La cuenca se extiende por el oriente hasta las antiguas lagunas del --- LERMA, cerca de la Ciudad de Toluca, Méx., teniendo como límites al Sur los parteaguas del Río BALSAS, del LAGO DE CUITZEO y del LAGO DE PATZCUARO y extendiéndose por el norte hasta cerca de la Ciudad de Zacatecas.

### CUENCA DEL RIO TLAZAZALCA HASTA EL SITIO UREPETIRO.

El área de la cuenca hasta la estación hidrométrica de UREPETIRO es de 380 Km<sup>2</sup>. La lluvia media anual es de 700 mm. El arroyo de ZANZAN, al este del poblado de PUREPERO es prácticamente el principio del Río TLAZAZALCA. A continuación y entre los poblados de PUREPERO y TLAZAZALCA recibe la contribución de dos arroyos y antes de llegar al poblado de HUIZO recibe otros dos arroyos de mayor importancia. El río sigue su curso pasando por UREPETIRO yendo a desembocar al Río DUERO.

### LOCALIZACION Y DESCRIPCION DE LA CORTINA.

La cortina se encuentra localizada más o menos a unos 20 Km. al este de la Ciudad de ZAMORA, en el Río TLAZAZALCA que pertenece al municipio del -- mismo nombre del Estado de Michoacán.

La región está perfectamente comunicada por medio de la carretera ---- MEXICO-GUADALAJARA y del ferrocarril MEXICO-GUADALAJARA, además de caminos -- vecinales transitables en tiempo de secas.

Se construirá un camino de acceso al sitio de la cortina de aproximadamente de 6 Km. a partir de la carretera MEXICO-GUADALAJARA.

### BOQUILLA.

La solución más conveniente desde el punto de vista económico fue la boquilla el NOGAL, pues en dicho sitio era donde se necesitaba menor cantidad de materiales debido a la forma de la boquilla y por otro lado la roca de --- desplante estaba más cerca de la superficie y por lo tanto requerirán un menor volumen de limpia y menores excavaciones para el DENTELLON.



Por informes se sabe que la avenida más máxima registrada en la estación de UREPETIRO es de  $128 \text{ m}^3/\text{seg.}$  en septiembre de 1955, sin embargo para el proyecto de la obra de excedencias se estimó como gasto máximo ordinario un valor ligeramente incrementado de  $150 \text{ m}^3/\text{seg.}$  y un gasto de  $430 \text{ m}^3/\text{seg.}$  para la avenida máxima probable con una forma semejante a la máxima observada en septiembre de 1955.

#### CAPACIDAD PARA AZOLVES.

Por no contarse con datos de acarreo del azolve en el propio río, se -- utilizaron los correspondientes al Río GRANDE DE MORELIA.

El por ciento medio anual de azolves en relación al volumen es de 0.19. Considerando 50 años como vida útil de la presa, el volumen escurrido sería:  $20 \times 10^6 \times 50$  ó sea 1000 millones de  $\text{m}^3$ . y la capacidad para azolves será:  $0.0019 \times 1000 \pm 2$  millones de  $\text{m}^3$ .

#### CAPACIDAD DE LA PRESA.

Se hizo un estudio comparativo de varios análisis numéricos de funcionamiento de vaso y se vió que lo más conveniente, desde los puntos de vista hidrológico y económico era dar una capacidad total de 13 millones de  $\text{m}^3$ . a la elevación de la cota 1747.90 m. S.N.M.

La capacidad de la obra de excedencias estará capacitada para desalojar  $169 \text{ m}^3/\text{seg.}$

La capacidad de la obra de Toma será de  $20 \text{ m}^3/\text{seg.}$

El sitio de la cortina EL NOGAL (boquilla) tiene en la base de su cauce una elevación de 1724.50 m. S.N.M.

La corona tendrá una elevación de 1752.00 m. S.N.M., quedando la altura de embalse a nivel de aguas máximas a: 1750.50 m. S.N.M.

PRESA DE UREPETIRO EN EL RIO TLAZAZALCA, EDO. DE MICHOACAN.

Formúlese el proyecto de una cortina de Gravedad para la presa que se -  
establecerá en el mencionado Río.

Comprendiendo los siguientes puntos:

- 1.- Estudio de los datos generales del proyecto.
- 2.- Mencionar posibles tipos de cortina.
- 3.- Cálculo detallado de la sección de Gravedad.
- 4.- Generalidades sobre el vertedor de excedencias y obra de Toma.
- 5.- Presupuesto y programa general de construcción.

Los datos que se proporcionan son los que se enumeran a continuación:

- 1.- Topografía de la boquilla.
- 2.- Curva de áreas y capacidades.
- 3.- Perfil geológico de la boquilla.
- 4.- Lista de datos generales del proyecto.

CAPITULO I.

ESTUDIO DE LOS DATOS GENERALES DEL PROYECTO.

Los datos generales del proyecto son:

a).- Capacidad de Almacenamiento elevación 1747.90: ---	13,000,000 m <sup>3</sup> .
b).- Capacidad útil: -----	11,000,000 m <sup>3</sup> .
c).- Capacidad para azolves: -----	2,000,000 m <sup>3</sup> .
d).- Elevación de la corona de la cortina: -----	1752.00 m.
e).- Elevación Nivel aguas máximas: -----	1750.00 m.
f).- Capacidad del vertedor: -----	169 m <sup>3</sup> /seg.
g).- Elevación cresta vertedora: -----	1747.90 m.
h).- Longitud de la cresta vertedora: -----	20.00 m.
i).- Capacidad de la obra de toma: -----	20 m <sup>3</sup> /seg.

DESARROLLO DEL INCISO a).

- a).- Capacidad de Almacenamiento.

Esta capacidad resulta después de haberse hecho un estudio adecuado --  
de la cuenca de captación del río en cuestión.

Para ello se necesitó conocer, la cuenca de captación, el vaso, la bo-  
quilla que en éste caso fue la de el "NOGAL" con los datos seleccionados an-  
teriormente con criterio; después viene el estudio hidrológico de la co---  
rriente.

La capacidad de almacenamiento se estudia por medio del diagrama dife-  
rencia de masas.

NOTA.- Todos los aprovechamientos tienen partes comunes que son:

- 1.- Captación.
- 2.- Almacenamiento.
- 3.- Derivación.
- 4.- Conducción.
- 5.- Distribución.
- 6.- Aplicación directa.
- 7.- Eliminación de sobrantes.

El área de la cuenca se da en  $\text{Km}^2$ . (360  $\text{Km}^2$ ).

El agua que llueve se evapora, infiltra y escurre.

Los regímenes se toman entre 10 y 50 años.

Toda presa de almacenamiento tiene como finalidad cambiar el régimen - de la corriente al régimen del aprovechamiento.

Los aprovechamientos son:

- 1.- Agua potable.
- 2.- Riego.
- 3.- Desarrollo de energía.
- 4.- Entarquinamiento.
- 5.- Navegación.

En nuestro caso es el de almacenamiento de agua para el aprovechamiento para el riego.

Nota.- Hidrograma.- Es la representación gráfica de una corriente en el cual el eje X = tiempos y el eje Y = volúmenes cantidad de agua disponible, cantidad de agua requerida y obras para su aprovechamiento.

Para hallar la cantidad de agua disponible se puede calcular por medio de aforos, pero cuando no hay aforos se puede deducir a partir del dato de - lluvias que da lugar a la corriente.

La cantidad de agua requerida es lo que representa el régimen de las de mandas.

Nota.- Aforo es la medida del gasto de una corriente.

Volumen medio anual escurrido = potencialidad de la corriente.

$V = A.C =$  Area por regar X coeficiente de riego.

El área por regar se levanta por medios topográficos, hidrológicos y es pecialmente agrológicos.

Conocida el área por regar se necesita conocer el coeficiente de riego y éste se da en espesor de lámina de agua. Ejemplo:  $C = 1.00 \text{ M.}$  quiere decir que  $10,000 \text{ m}^3$  agua/Ha.

Hay diferentes coeficientes.

Coficiente de riego bruto.- Es el que se toma de la presa.

Coficiente de riego neto.- Es el que se da ya en la aplicación directa.

Régimen de las demandas es la relación entre los volúmenes requeridos - para regar y los tiempos.

Ejemplo de Régimen de demandas.

M E S E S.	Volúmenes Mensuales. (C <sub>rn</sub> )	%
Enero.	70	8
Febrero.	50	6
Marzo.	100	12
Abril.	100	12
Mayo.	120	14
Junio.	95	11
Julio.	75	8
Agosto.	45	5
Septiembre.	25	2
Octubre.	60	7
Noviembre.	60	8
Diciembre.	60	7
$\Sigma$	860	100%

Supongamos que queremos regar 30,000 Has. y el coeficiente de Riego Neto = 0.86 ó sea  $C_{RN} = 8,600 \text{ m}^3/\text{Ha.}$   
 $30,000 \times 8,600 = 258,000,000 \text{ m}^3.$

Ahora de la tabla tomamos el mes de máximo consumo, en este caso es: mayo = 14% del volumen total, pero no tomamos 14% sino que tomamos 20% por seguridad, entonces se tendrá:  
 $258,000,000 \times 0.20 = 51,600,000 \text{ m}^3/\text{mes}$   
 Pero el coeficiente de variación día

ria varía  $\pm 1.1$  y  $1.3$ , a medida que el riego es mayor el coeficiente de variación diaria es menor.

Tomaremos para este caso el promedio o sea  $\approx 1.2$

$$51,600,000 \times 1.2 = 61,920,000 \text{ m}^3/\text{mes} \quad \text{1 mes} = 30 \text{ días.}$$

$$\frac{51,920,000}{30 \times 24 \times 60 \times 60} = \frac{51,920,000}{30 \times 86,400} = 23.8 \text{ m}^3/\text{seg.} \quad \approx 24 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

Así como se hizo con  $C_{RN} = 0.86 \text{ m.}$  se puede hacer con diferentes coeficientes de Riego, el proceso es el mismo.

El resultado anterior es el volumen que se toma ya en la aplicación directa.

Para la obra de toma en lugar de usar el coeficiente de riego neto se usa el coeficiente de riego bruto y se sigue el mismo proceso de cálculo -- que el anterior, y el resultado sirve para el diseño de la obra de toma y -- para la capacidad del canal de conducción.

Relación entre régimen de la corriente, régimen de las demandas y capacidad de almacenamiento.

Para tener dichas relaciones se deberá tener:

El hidrograma de las corrientes y el hidrograma de las demandas dibujadas a una misma escala para que al sobreponer una y otra y así saber si hay necesidad del almacenamiento.

La capacidad de almacenamiento se estudia por análisis sucesivos del -- diagrama diferencial de masas.

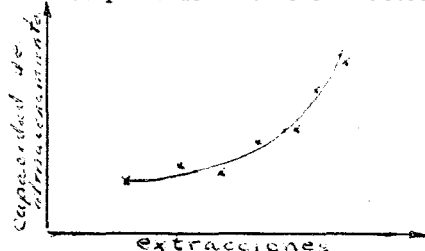
1o.- Se considera una capacidad de almacenamiento fijo y se busca el -- gasto para que no haya déficit, teniendo en cuenta también los derrames.

Del análisis de la curva diferencial de masas obtenemos pares de valores:

$$C_1 - E_1, C_2 - E_2; C_3 - E_3, \dots; C_n - E_n$$

$C_i$  = Capacidades;  $E_i$  = Extracciones ( $i = 1, 2, 3, \dots, n$ ).

con los pares de valores se construye una gráfica.

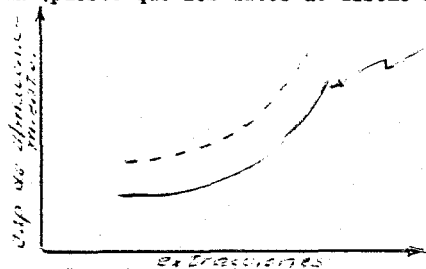


En esta curva obtenida se cometen errores, porque no se ha tomado en cuenta las pérdidas por evaporación y porque las extracciones no son constantes sino que las extracciones varían según la ley de las demandas.

El déficit es aceptable cuando es de un 30% en 2 años.

Nota.- Mientras no se llene la presa no se podrá sacar agua (cuando -- hay escasez).

Con los datos hidrológicos de la presa ya hecha se corrige el hidrograma (puesto que los datos de diseño son supuestos y no reales).



Esta gráfica como se dijo antes tiene 2 defectos.

1o.- No está considerada la pérdida --- por evaporación.

2o.- Que las extracciones no son constantes, sino que varían según la ley de demandas.

Capacidad de almacenamiento se da en millones de  $m^3$ .

Extracciones se dan en millones de  $m^3$ /año.

Vaso.- Levantamientos topográficos necesarios (poligonal base cerrada); secciones transversales, radiales, plancheta, triangulación, convergencia de meridianos y paralelos. Todo lo anterior se dibuja en un plano, se traza to do lo necesario, líneas y puntos con sus cotos y se trazan las curvas de nivel.

La cubicación es necesaria para cualquier proyecto de presa de almacenamiento.

Para nuestro caso ya se nos dió la gráfica de curva de áreas y capacidades.

Pero haremos un ejemplo de cuadro para la cubicación de un vaso.

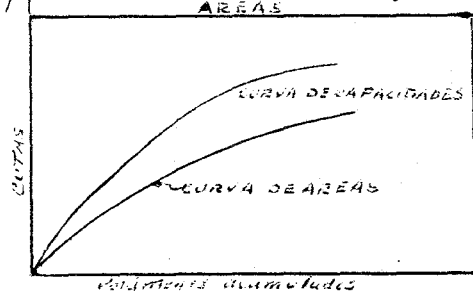
Y		VOLUMENES	X
COTAS	AREAS	PARCIALES	ACUMULADOS
0	0	$V_{0-2}$	0
2	A2	$V_{2-4}$	$V_{0-2}$
4	A4	$V_{4-6}$	$V_{0-4}$
6	A6	$V_{6-8}$	$V_{0-6}$
8	A8	$V_{8-10}$	$V_{0-8}$
10	A10	$V_{10-12}$	$V_{0-10}$
12	A12		$V_{0-12}$

En este ejemplo se consideró hasta la cota 12 pero se puede seguir según las curvas de nivel de cada vaso en este ejemplo es de 2 en 2m. el desnivel  $\frac{1}{2}$  cada curva de nivel pero puede ser distinta. Como se hizo con las cotas anteriores se puede seguir hasta la cota del vertedor con los datos que se

obtienen del cuadro o sea los pares de valores.

Cotas.- Volúmenes acumulados (se construye una gráfica) y con los pares de valores:

Cotas - Areas (se construye otra gráfica)



Las 2 curvas se dibujan en una sola gráfica porque tienen las cotas como eje común.

En esta gráfica se puede interpolar gráficamente y obtener para una cota dada el área de embase correspondiente. Para hallar el área media lo. se obtiene el volúmen medio.

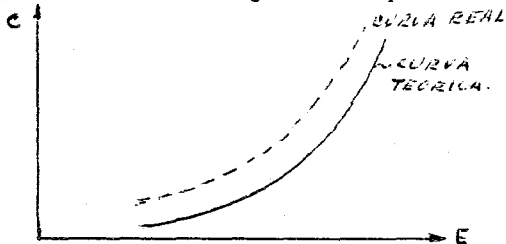
Ejemplo:  $V_m = \frac{V_6 + V_8}{2}$  Con esta  $V_m$  se marca en el eje de Vols. acumulados

y se levanta la normal hasta cortar la curva de capacidades de ahí se traza una línea horizontal hasta cortar a la curva de áreas, y de ese punto se levanta una normal y en el eje de las áreas <sup>SE</sup> nos da el área correspondiente.

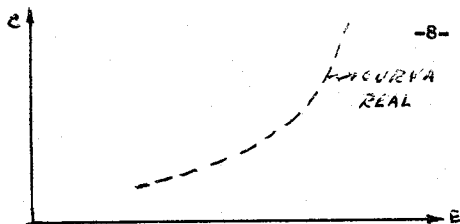
En general la capacidad topográfica es la que se usa más que la capacidad geológica.

Nota.- Se debe uno de asegurar de la impermeabilidad del terreno de la presa.

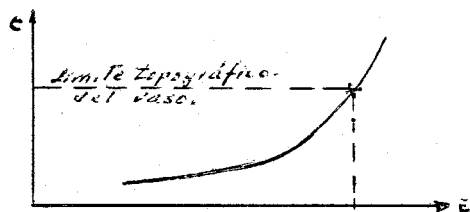
Como se dijo con anterioridad que la curva de extracciones - capacidades que obtenemos es la teórica, la real en la práctica se ve que casi es paralela a la curva teórica y la real queda siempre encima de la teórica, como indicaremos en el siguiente croquis:



Una vez ya teniendo trazada la curva real en definitiva se termina el estudio hidrológico.



Nota.- La curva real no debe cortar al eje de las capacidades en Y positiva por no ser factible, lo que puede ser factible que pase por el origen o que corte al eje "X" en X positiva.



Con el límite topográfico se obtiene la extracción límite, o sea cuando el vaso está limitado por la topografía del mismo.

El aspecto geológico (es importante cuando hay materiales cavernosos -- calizas, yeso, etc....), ya que no se puede subir el nivel de la cortina.

En nuestro caso que nos ocupa y mediante el estudio topográfico, hidrológico y geológico, que se hizo se encontró y se formó la curva de áreas y capacidades con las características que se tienen en dicha gráfica.

En ella se tiene una capacidad de almacenamiento de 13,000,000 millones de  $m^3$ . hasta la cota 1747.90 m. S.N.M., ésta cota fue la que se creyó más -- conveniente, para satisfacer las necesidades del riego, teniendo en cuenta -- el límite económico.

b).- Capacidad Util - 11,000,000  $m^3$ .

La capacidad útil resulta de la diferencia de la capacidad de almacenamiento y la capacidad para azolves.

La capacidad de la presa para el riego es lo que llamamos capacidad --- útil.

c).- Capacidad para azolves - 2,000,000  $m^3$ .

Fenómenos de las corrientes fluviales.

El trabajo desarrollado por los ríos es:

- 1o.- Trabajo de erosión.
- 2o.- " " transportación.
- 3o.- " " depósito.

La erosión de un río consiste en la socavación de su lecho y las orillas, crece con la pendiente, la velocidad y la blandura del terreno; manteniéndose en equilibrio cuando la fuerza erosiva del agua está compensada por la resistencia del terreno. Si este trabajo es mecánico se llama corrosión.

Las rocas duras y compactas resisten la erosión mejor que las disgregadas pues éstas, aunque sean duras, pueden ser rebajadas.

Las rocas estratificadas son fáciles de atacar por la corriente, en particular si los lechos son horizontales.

Las rocas sedimentarias son más fácilmente corroídas que las ígneas.

Un río puede transportar sólidos por arrastre o en suspensión, los sedimentos que puede trasladar se llaman carga de transporte.

Si la velocidad disminuye, algo del material en suspensión se asienta y podrá entonces ser arrastrado por el fondo.

En el transporte en suspensión la arena es arrastrada por el fondo con un movimiento ondulatorio, los cantos van rodando desgastándose sus aristas, los peñascos son arrastrados cuando hay gran pendiente y se van rompiendo -- hasta convertirse en arena.

El poder de transporte de una corriente depende de su velocidad.

El almacenamiento muerto o capacidad para azolves como su nombre lo indica se necesita para el azolve y también para dar la carga mínima para el desarrollo de energía.

En un vaso, la acumulación de azolves es muy importante, porque a veces llega a impedir el funcionamiento de la cortina, pues sirve de decantador.

El agua trae material de arrastre, de suspensión y coloidal. Este azolve, se mide por las estaciones de azolve en los ríos, con los cuales se determina la cantidad de  $m^3$ .azolve/ $1$  millón  $m^3$ . agua/año.

De acuerdo con esto, se calcula el volumen de azolve para un período de 50 ó 100 años.

Puede suponerse, que el material de arrastre llegue a veces hasta el pie de la cortina y otras veces no. El material en suspensión se deposita en el fondo por gravedad y a lo largo de la sección del vaso.

Por lo general: en vasos que derraman frecuentemente, el material de azolve llega hasta el pie de la cortina. Esto constituye lo que se llama almacenamiento o capacidad de azolve.

Desarrollo de Energía Eléctrica.- Por lo general las turbinas necesitan de un tirante mínimo que tiene que dárseles en forma segura en el vaso.

Cuando no se tienen datos del azolve se puede determinar en forma relativa por comparación. Las estaciones de azolve funcionan todos los días, dan datos mensuales y después anuales.

La cantidad de azolve, depende de la cantidad de vegetación en la cuenca. A mayor vegetación menor azolve. También influye la pendiente de la cuenca, la intensidad de las lluvias, etc.

La distribución del azolve en el vaso, no se hace en general en capas horizontales. Esta distribución depende de las entradas y salidas de agua del vaso. En el vaso pueden formarse barras.

Teniendo en consideración lo anterior se tomó para la capacidad de azolve un volumen de  $2,000,000 m^3$ .



d).- Elevación de la corona de la cortina - 1752.00 m. S.N.M.

La altura de la cortina depende de:

- 1.- Tipo de cortina.
- 2.- Tipo de la obra de excedencias.
- 3.- Altura del oleaje.
- 4.- Costo de la Cortina.

Altura de cortina = altura normal hasta el vertedor + altura libre para retenidas + altura del oleaje.

La altura anterior es la altura de la cortina hasta la corona.

En nuestro caso ya teniendo incluidos los datos anteriores se eligió una altura de la corona de la cortina de 1752.00 m. S.N.M.

e).- Elevación nivel aguas máximas.- 1750.00 m. S.N.M. según huellas del río.

f).- Capacidad del vertedor -  $169 \text{ m}^3/\text{seg.}$

Esta capacidad se tomó como base, para cuando la presa estuviera llena y se presentara la avenida máxima la pudiera desalojar sin que el agua pasara sobre la corona.

g).- Elevación de la cresta vertedora - 1747.90 m. S.N.M.

La elevación de 1747.90 m. S.N.M. se dió a la cresta vertedora se obtuvo después de hacer un análisis o cálculo hidráulico del vertedor, teniendo en cuenta que la elevación del nivel de aguas máximas es de 1750.50 m. - S.N.M. y calculando el vertedor de forma trapecial con taludes a los dos lados de 1:1 (Ver Capítulo IV).

h).- Longitud de la cresta vertedora - 20.00 m.

Esta longitud es la del vertedor con taludes de 1:1 a ambos lados hasta el nivel de aguas máximas o sea hasta la cota 1750.50 m. S.N.M.

Dicha longitud es alcanzada cuando por el mencionado vertedor trapecial pasara el gasto de  $169 \text{ m}^3/\text{seg.}$  que es el gasto para el cual fue diseñado el vertedor (Ver Capítulo IV).

i).- Capacidad de la obra de toma -  $20.00 \text{ m}^3/\text{seg.}$

La capacidad de la obra de toma, depende del objeto del aprovechamiento. En UREPETIRO se trata de proteger al valle de ZAMORA de las inundaciones, por medio de control de avenidas y para riego.

La capacidad del cauce de aguas abajo de la presa es de  $20.00 \text{ m}^3/\text{seg.}$  por lo tanto se pensó dar a la obra de toma dicha capacidad.

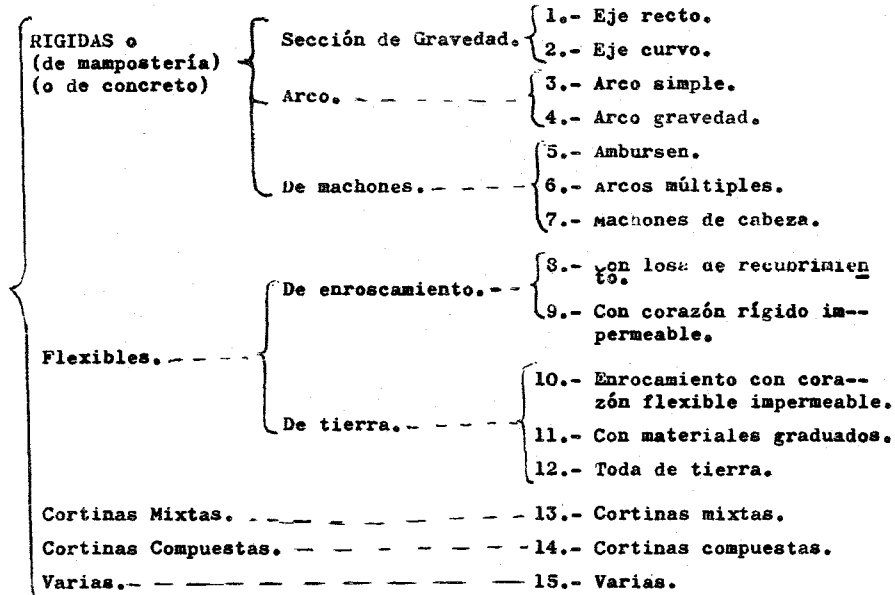
Nota.- La capacidad de la obra de toma está sobrada para el riego; puesto que al hacerse un análisis del área regable y tomando un coeficiente de riego adecuado se obtuvo un gasto de  $12.00 \text{ m}^3/\text{seg.}$  menor que  $20.00 \text{ m}^3/\text{seg.}$

FIN DEL CAPITULO I.

CAPITULO II.

POSIBLES TIPOS DE CORTINAS

Para poderlos mencionar como tipos de cortinas que pudieran ser alternativas de la sección Gravedad eje recto; haremos primero un breve resumen de la clasificación de los diferentes tipos de cortinas y generalidades sobre su construcción.



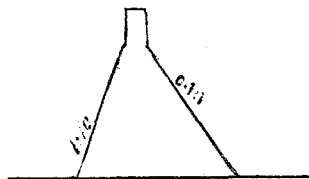
A continuación haremos una somera descripción de los diferentes tipos de cortinas:

1.- SECCION GRAVEDAD DE EJE RECTO.- En este caso que nos ocupa es la -- que se eligió como la más conveniente debido a diversos estudios que se hicieron, debido a las condiciones de seguridad también dentro del aspecto, -- topográfico, geológico y económico. Y en este capítulo precisamente lo que nos ocupa es buscar, las diferentes alternativas con relación a dicha Sección de Gravedad eje recto.

La Sección de Gravedad Eje Recto.- Esta pertenece a las Rípidas y por -- lo tanto exigen una cimentación rígida. Dicha Sección corresponde a la definición de cortina, como el obstáculo <sup>Presión</sup> al cauce del Río, que por su propio peso resiste el empuje del agua.

En este caso la misma mampostería es impermeable. La Sección Gravedad -- se considera como una Ménsula comprimida. Se construyen de mampostería o de concreto. Los materiales usados deben reunir las características de resistencia y peso.

En este caso la base resistente es un rectángulo.



2.- Sección Gravedad Eje Curvo.- Esta tiene las mismas características que la Sección Gravedad de eje recto con la diferencia de que el eje es curvo. Esta sección se emplea cuando la boquilla es muy chica; el eje de la cortina se <sup>dispone</sup> curvo para aumentar el área de cimentación, en este caso la base resistente es un trapecio.

3.- Arco Simple.- En ésta admitimos que los esfuerzos del agua son transmitidos por el arco a 2 machones. Sin embargo, ésta cortina tiene que trabajar como ménsula (exige una cimentación buena). Estas cortinas son espec-  
taculares y más económicas que las de Sección Gravedad en boquillas no muy abiertas. Como se dijo anteriormente, éstas cortinas exigen un clavo pequeño y una cimentación firme, tanto en el fondo como en los lados.

En el fondo, la supresión no tiene gran influencia en el arco; ya que la mayor parte de las cargas son absorbidas por los apoyos del arco en los lados y no en el fondo.

Estas cortinas son casi cascarones por su altura con relación a su espesor.

4.- Arco Gravedad.- Es casi igual a la anterior con la diferencia de -- que la Sección como su nombre lo indica es de Gravedad, ésta resulta del -- cálculo de que la flexión por arco y la flexión por ménsula sean iguales.

Las deformaciones producidas en el arco, se distribuyen una parte por el trabajo del arco y otra por el trabajo de la ménsula.

Las cortinas de Gravedad y de Arco se deben cumplir con el requisito de impermeabilidad, densidad y resistencia al interperismo lo cual lo cumple el concreto.

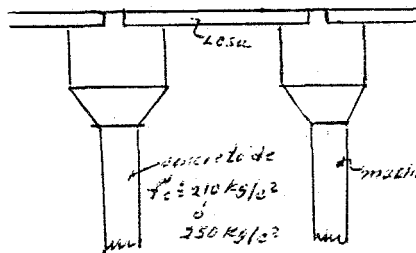
5.- Cortina de Machones Tipo Ambursen.

Machón - elemento resistente.

Cubierta - elemento impermeable.

A este tipo de cortinas también se les suele llamar de Diques Huecos o Diques de Cubierta.

En este tipo la losa está semiempotrada y entonces puede considerarse - que la losa, está pesando sobre el sitio donde se coloca, ayudando al peso



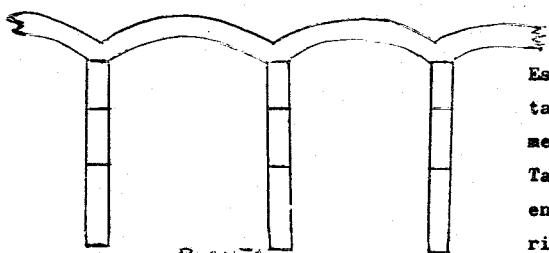
del machón para su resistencia. Esta cortina es bastante económica. En estas cortinas el talud aguas arriba se aumenta para que el peso del prisma de agua que queda sobre la cubierta ayude a la cortina para evitar su volcamiento y deslizamiento.

Dicha inclinación del talud aguas arriba, tiene su límite, ya que su exceso produce tensiones en la mampostería lo cual no es conveniente, ya que se presentarían grietas y filtraciones, lo cual pondría en peligro la estructura.

Estas cortinas requieren cimentación buena y resistente, se emplean a boquillas chicas y de gran altura.

Para evitar el refuerzo, puede meterse en vez de losas, arcos obteniéndose así, la cortina de Arcos Múltiples.

6.- Cortina de Machos Archos Múltiples.- Estas son casi igual a las anteriores; pero con la diferencia que se dijo anteriormente.

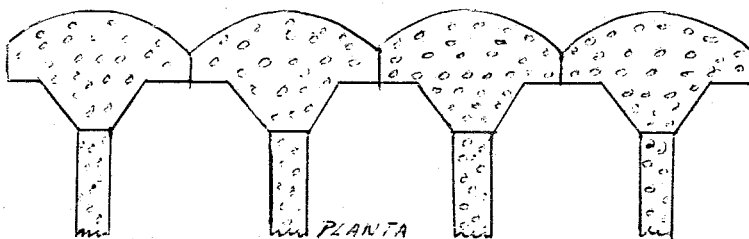


Estas se emplean para boquillas altas y requieren una cimentación firme y resistente.

También éstas son espectaculares y en los machos se usan concretos ricos.

PLANTA

7.- Cortina de Machos de Cabeza.- Estas también son parecidas a los 2 tipos anteriores y por lo tanto también son espectaculares y económicas para cortinas altas. También requieren cimentación resistente.



PLANTA

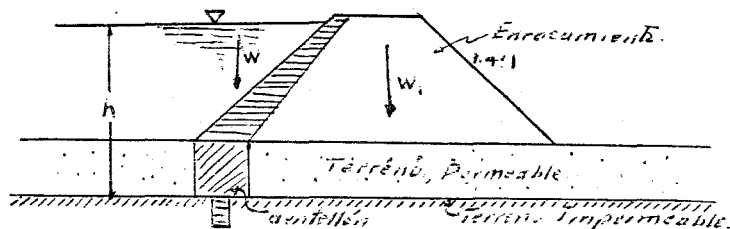
Nota.- Con este tipo de cortina terminamos las del tipo rígido, y pasaremos a ver las del tipo flexible pero antes de entrar, indicaremos que el personal para la construcción de las cortinas rígidas debe ser más competente que las del tipo flexible.

#### CORTINAS DE TIPO FLEXIBLE.

8.- Cortina de Enrocamiento con Losa de Recubrimiento.

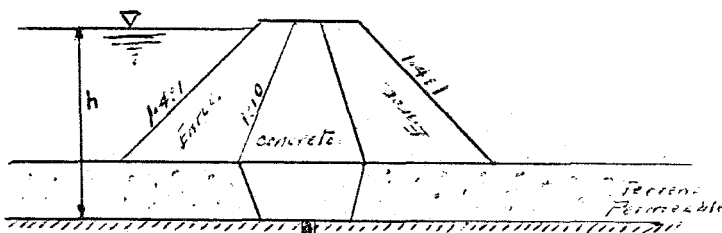
Nota.- Un enrocamiento viene siendo un montón de piedras. Este enrocamiento puede ser a volteo o acomodado. El enrocamiento en sí no es impermeable; y por lo tanto, éste requisito tiene que darse con otros medios.

Dicha impermeabilidad puede darse por medio de una losa de recubrimiento aguas arriba, prolongada con un dentellón hasta topar con terreno impermeable.



En este tipo la única seguridad que se tiene de que el agua no pase, - está dada por el dentellón y su paso de filtración. Por lo tanto, la parte más débil, es la que debe cuidarse en el empotramiento del dentellón, el -- cual una vez colado o cuando se cuele se rellena bien por medio de inyecciones para asegurar su impermeabilidad, también al concreto se le puede añadir sustancias impermeabilizantes.

#### 9.- Cortina de Enrocamiento con Corazón Rígido Impermeable.



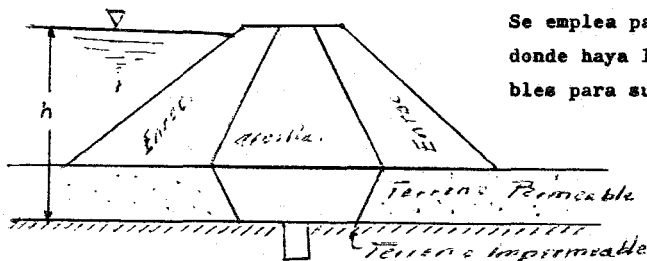
En esta cortina es difícil ver siquiera donde están las grietas como-- la del tipo anterior, si se ven cuando se vacía la presa y entonces se pueden tapar dichas grietas.

Para poder solucionar el problema anterior de no poder ver siquiera las grietas, el corazón se hace de muro celular para revisar las fugas que se -- pudieran presentar una vez ya construida la cortina. Un ejemplo de cortina-- de enrocamiento con corazón de muro celular, es la "PRESA DE REQUENA".

10.- Cortinas de Tierra de Enrocamiento con Corazón Flexible Impermeable.- En éstas el corazón se hace prácticamente de arcilla. Para contener -- dicha arcilla, se recurre al enrocamiento el cual nos obliga al talud natural 2:1.

En este caso la cimentación puede -- ser rígida o flexible.

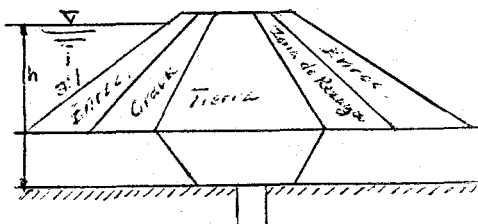
Se emplea para cortinas grandes y -- donde haya los materiales disponi-- bles para su construcción.



11.- Cortinas de Tierra con Materiales Graduados.

En general éstas son la expresión genuina de las cortinas de tierra.

Nota.- Como la arcilla del corazón puede ser arrastrada por el agua, se recurre a las zonas de transición que disminuyen la velocidad de filtración, que no dejan que el agua arrastre con la arcilla o sea la tierra arcillosa del corazón.



La cortina de este tipo tiene material graduado desde el corazón hasta el enrocamiento.

10.- La estabilidad del talud lo da el peso de enrocamiento que funge a manera de muro de retención o sostenimiento.

La acción dinámica de las olas, en cuanto a su resaca o sea a su retirada, tiende a erosionar la cortina y por ello se defiende de la misma por medio del enrocamiento. Por esta misma razón se procura graduar el material de afuera (los más grandes o mayores tamaños) y hacia adentro los menores tamaños).

20.- La zona de transición también sirve como muro de sostenimiento y retención, para sostener el talud del corazón, y establece un filtro invertido para la resaca de las olas.

30.- La zona central constituye la médula de la cortina y nos da el elemento impermeable el cual se busca que tenga su mayor eficiencia. En esta zona impermeable se establece un flujo de agua; con una velocidad muy reducida de tal manera que siempre hay un escurrimiento de agua a través del corazón.

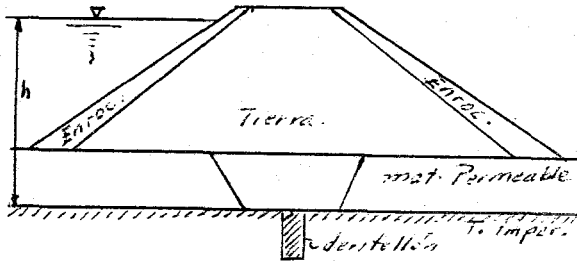
40.- En virtud de esta filtración, es necesario defender el paramento-aguas abajo con otra zona de transición.

50.- Por último, se coloca enrocamiento para dar la estabilidad. Sin embargo, hay zonas en las cuales es completamente difícil conseguir el enrocamiento y entonces se hará la cortina toda de tierra que veremos adelante.

Muchas veces, cuando la capa impermeable del terreno está a baja profundidad, se baja un dentellón del mismo material del corazón,

En el caso de que la capa impermeable sea profunda se <sup>introduce</sup> un dentellón de material impermeable arcilloso y se <sup>lleva</sup> con <sup>los</sup> talud<sup>es</sup> natural<sup>es</sup> del terreno.

12.- Cortina toda de Tierra.- Se llama así porque en casi toda su sección está hecha de tierra con un recubrimiento aguas arriba y aguas abajo de 1.5 m. a 2 m. de espesor de enrocamiento para evitar la erosión.



Este tipo de cortina es económica para cuando cerca del lugar de la obra hay arcilla de buena calidad.

Este tipo de cortinas es la que tiene menos exigencias en su cimentación porque puede ser rígida o flexible.

Como ejemplo de este tipo tenemos la "Presa del Azúcar".

13.- Cortinas Mixtas.- Estas como su nombre lo indica son las que en su construcción entran dos o más tipos de cortinas de las vistas antes. Ejemplo: "Presa Calles".

14.- Cortinas de Tipo Compuestas.- Este tipo de cortinas es muy usado y variable, pues depende de las condiciones topográficas y geológicas de la boquilla.

El problema está en la liga o junta de un tipo de cortina con el otro tipo.

Cortina de tipo compuesto es la que tiene distintos tipos de cortinas.

15.- Cortinas Varias.- En este tipo de cortinas se incluyen todas aquellas que no tienen un tipo definido y que no se encuentre dentro de las ya anotadas.

Nota.- Para cortinas de enrocamiento el ancho de la corona está definido según las necesidades de tránsito puede ser de 7, 8, 9 y 10 m. o más pero lo estandar es aproximadamente de 10 metros.

La práctica <sup>indica</sup> que el enrocamiento el talud <sup>debe ser</sup> 1.4:1 (Para cortinas de enrocamiento).

Las cortinas de enrocamiento tiene grandes ventaja y es una alternativa de las de Arco (Pero siempre hay que calcular bien cada una por separado).

Taludes

Límites de Variación de Taludes.	}	En el Tipo 10.-	1.75: 1
		En el Tipo 11.-	2.00: 1
		En el Tipo 12.-	3.00: 1

GENERALIDAD <sup>DA</sup> SOBRE LA CONSTRUCCION DE LAS CORTINAS RIGIDAS Y FLEXIBLES.

En una cortina de concreto hay que evitar las grietas producidas por la construcción.

10.-El cemento al fraguar, produce calor, éste calor es superior al medio ambiente; al fraguar, el concreto se encuentra a temperatura mayor que la del

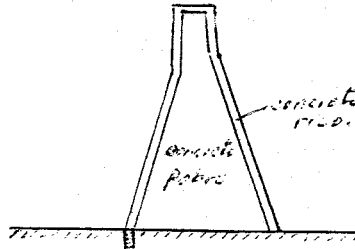
ambiente. El concreto debido a ésto se contrae y produce grietas, por regla general se usa cemento de bajo calor y además se usan serpentines de agua para enfriarlo.

Por lo general en las cortinas se procura usar el mínimo de cemento - en los concretos, incluso se han llegado a usar concretos de 130 Kg. de cemento por m<sup>3</sup>. de concreto.

En las Cortinas de Gravedad como es la de este caso que nos ocupa, el concreto hecho con baja proporción de cemento, se procurará colocarlo al centro de la Sección Gravedad, ya que es bastante erosionable. No debe quedar en contacto con el agua, sino que se deberá cubrir con concreto rico.

El recubrimiento del concreto rico se hace en la parte exterior, pero cabe la posibilidad de que ya haya fraguado el concreto pobre y no haya adherencia con el concreto rico. Para evitar lo anterior, se recurre al siguiente procedimiento:

Se va colocando el concreto pobre en capas y al llegar a los extremos se echa el concreto rico, de tal manera que haya una adherencia efectiva, el espesor de las capas será de unos 2 metros aproximadamente.



Estas cortinas requieren para su construcción personal más competente en relación con las del tipo flexible.

En las cortinas del tipo flexible las rocas para el enrocamiento debe ser pesada, compacta y resistente.

Compacta para que no se desmorone, pesada para que tenga mayor estabilidad, así como resistente para que soporte la acción del intemperismo. Cuando la roca es de tamaño uniforme se tienen gran cantidad de vacíos; en cambio si el material es bien graduado, los vacíos se reducen en gran parte.

Nota.- Para tener un buen enrocamiento hay que cargar con pala mecánica la roca. El tamaño máximo del material depende del equipo que se use.

Enrocamiento a Volteo.- Es la colocación de la roca en la cortina sin que intervenga la mano del hombre (para acomodarla). El talud natural es de 1.4:1.

En presa vacía, el enrocamiento aguas arriba resiste y ayuda al corazón. En presa llena, el que trabaja es el enrocamiento aguas abajo. El talud 1.4:1 corresponde a un material de volteo.

En el caso de acomodar el material se podría obtener ventaja en el talud de aguas arriba. En este caso se acomoda la roca formando un muro de



retención o sea muro de mampostería sin mortero.

En el enrocamiento a volteo se tiene aproximadamente <sup>entre</sup> 35 y 40% de --  
vacíos, en cambio en el enrocamiento acomodado <sup>Varia de</sup> 28 y 30% de vacíos.

En el enrocamiento acomodado el ahorro se logra en volumen, aunque --  
quedaría por comprobar el aspecto económico en relación con la mano de obra.

En la actualidad, casi todo enrocamiento se hace a volteo y se acomoda una parte muy pequeña en espesor en la superficie para que sirva como molde al colocado a volteo.

La calidad del enrocamiento se gradúa por su cantidad de vacíos.

En las canteras se explota el material bueno, el material malo que está en la superficie se desecha. Las rocas grandes que no pueden transportarse se rompen con cartuchos para hacerlas de un tamaño que se puedan manejar.

Cuando la colocación del material se hace a 2 cabos y en capas de 2 ó 3 metros de enrocamiento resulta malo.

El camión debe ser el mínimo rodamiento en el enrocamiento.

Lo ideal es usar el cable - vía; con uno de sus extremos móviles para abarcar el área del enrocamiento, llenando capas de 2 a 3 m. de espesor.

Al colocar el material, hay que ponerle agua, buscando siempre la humedad óptima a tal que permita el mejor acomodamiento.

La cantidad de agua usada es aproximadamente igual a un volumen y medio del volumen del enrocamiento.

Sin embargo, es preferible usar un material bien graduado (que tenga piedras de diferentes tamaños) a usar agua para el acomodamiento de la roca.

Cuando se usa agua, la tubería de que se dispone es de 2" ó 3" de diámetro.

#### E X T R A C C I O N .

Enrocamiento es un conjunto de rocas amontonadas para formar una estructura determinada, en éste caso, para resistir el empuje del agua. Este enrocamiento puede provenir de piedra de cantera o de "pepena".

Las rocas de pepena están redondeadas sus aristas y además ya están --  
intemperizadas, por lo cual es más provechosa.

Por lo general la roca se obtiene explotando las canteras, se busca --  
que el material sea pesado, compacto y resistente.

En cualquier cantera siempre se necesita un piso y un frente.

El piso debe estar a un nivel determinado y conveniente, y el frente --  
de una altura deseada. También es necesario limpiar la cantera y desechar todo el material malo.

Carga.- La carga de los camiones de volteo, puede hacerse a mano; o con

pala mecánica. Cuando la carga se hace a mano se tienen muchas desventajas, una de ellas es que no se hace una buena selección de la roca.

Para disminuir a su mínimo la cantidad de vacíos en la cortina es necesario buscar materiales bien graduados desde la cantera.

Colocación.- Este puede ser a volteo o acomodado.

Según la colocación de los materiales, se obtiene materiales más o menos compactos o densos.

En el Enrocamiento a volteo el número de vacíos varía:  $\frac{1}{2}$  35, 38 y 40% y por lo tanto el peso volumétrico es más bajo que el acomodado.

En el Enrocamiento acomodado a mano, el número de vacíos está  $\frac{1}{2}$  28 y 30%.

El número de vacíos depende de la composición granulométrica del material y del procedimiento de colocación que se use.

Asentamiento.- A mayor número de vacíos será mayor el asentamiento --- (El asentamiento se debe  $\propto$  el estallamiento de las rocas), esto se presenta debido a las presiones que soportan las rocas y como no están acomodadas las aristas de las piedras se quiebran, y esto da origen a que las demás -- piedras se rocen entre sí.

También hay asentamientos fuertes cuando se pone cimentación que no soporta las cargas.

Transporte.- Este se puede hacer por medio de camiones de volteo Decauville o Cable - Vía.

Las Cortinas de Tierra y Enrocamiento son las menos exigentes en su -- cimentación.

Nota.- Las cortinas de arco requieren para su construcción una roca + que tenga igual módulo de elasticidad que el del concreto y además otros requisitos.

La mampostería siempre exige una cimentación firme.

La cortina de tierra en nuestro medio es la más económica con respecto a las demás, y no se requiere trabajadores especializados, en cambio en las -- de otros tipos sí se necesitan.

Cuando la cimentación se hace sobre material agrietado, se procura tapar las grietas con inyecciones de lechada de cemento u otras substancias.

#### INSTRUCCIONES SOBRE LAS OPERACIONES DE INYECTADO DE UNA ROCA DE CIMENTACION.

Este punto es de suma importancia porque no es posible establecer reglas rígidas y de talladas para las diferentes fases que presenta la operación de inyectado de una roca de cimentación.

#### TRATAMIENTO QUE SE LE DA A LA CIMENTACION DE UNA CORTINA.

Todas las operaciones relacionadas con el tratamiento de una cortina de

una presa de almacenamiento, tienen como finalidad la formación de una base resistente e impermeable.

Estas operaciones comprenden:

1.- La limpia.- Que consiste en la remoción de todo material objetable, que quede arriba del que se acepte para soportar la cortina.

2.- Inyectado.- Generalidades.- El trabajo de inyectar una cimentación presenta uno de los problemas discutidos en el diseño y construcción de presas, el principal objeto del inyectado es establecer una barrera efectiva -- al paso del agua o sea obtener un efecto impermeabilizante y como finalidad secundaria, pero también muy importante es de mejorar la resistencia de la cimentación.

Inyectar una cimentación es introducir mezclas líquidas dentro de la roca que soporta la estructura, para corregir imperfecciones conocidas o -- sospechosas. Para formular un buen diseño de cortina, es indispensable conocer a fondo las características de la cimentación, y este conocimiento se obtiene con un buen examen geológico del sitio de la cortina que fije la calidad de la roca y su estructura, estratificación, fallas, juntas, grietas, etc.

Estos datos se complementarán con la información que se obtenga por exploraciones geológicas como son: pozos a cielo abierto, túneles y trincheras.

La mayor o menor minuciosidad en estos trabajos de exploración y el refinamiento con que debe hacerse el inyectado, dependen de las características esenciales tanto de la roca de cimentación, como de la estructura que va a soportar. Para cortinas de gran altura y de alto costo se justifican gastos elevados en los trabajos de exploraciones geológicas, pero aún en -- cortinas de poca importancia serán necesarios los estudios geológicos que -- sirven de base para conocer las necesidades del inyectado.

El geólogo primero hace un reconocimiento preliminar para formar la génesis de su formación geológica; después se hace un estudio topográfico, hidrológico y económico.

En *seguida* se hace el estudio geológico por deducción, éste estudio está -- sujeto a errores; éste estudio se debe comprobar por medio de las explota-- ciones; cuando se ha llegado a conclusiones que coincidan se hacen cortes geológicos.

#### EXPLORACIONES.

1o.- Con pulseta (barrena o colección de barrenas).- Con ésta se ve que al encajar la pulseta a tal cota y a tal profundidad se encuentra la roca y así se hace con diferentes puntos que se crean que son convenientes y se toma rán también todos los datos necesarios.

2o.- Posteadora o una barrena (broca).

Estas 2 exploraciones son simples o preliminares.

3a.- La exploración más importantes es por medio de "Pozos a Cielo -- Abierto" (de 2.00 x 2.50 m.) y profundidades según convenga, lo normal es de 8, 10 ó 15 m. aunque puede haber casos en que la profundidad llegue a los 30 m.

4o.- Por medio de máquinas perforadoras.- Existen 2 tipos:

Depercusión y rotatorias (saca corazones de muestreo).

Del tipo rotatorio.- Perforadora de diamante negro (es muy costosa).

Hay de diferentes diámetros 7/8", 1", 2", 3" (con la de 3" se ha llegado hasta profundidades de 500 m.) Ultimamente se han usado hasta de 5" de diámetro.

Las perforaciones de corazón se han llegado a hacer hasta de 75 cm. de diámetro y profundidades, según sean las necesidades. Así de esta manera se puede meter un hombre dentro y ver palpar la estratigrafía materialmente.

En las perforadoras de 5" de  $\phi$  cabe una cámara fotográfica que toma fotos a diferentes profundidades y así se evita hacer pozos de mayor diámetro que resultan muy costosos.

Con todos los datos obtenidos y aportados en diferentes pozos se forma el corte geológico. Con dicho corte geológico se procede a hacer el programa del inyectado.

El campo de aplicación para la inyección de rocas agrietadas, está limitado por el hecho de que ninguna grieta cuya anchura sea menor de 0.1 mm. puede ser cementada, por la misma razón ninguna arena fina o grava revuelta con arena fina puede ser cementada.

Para cementar grietas menores de 0.1 mm. o arenas, se usan los métodos de inyección de productos químicos que en su mayor parte están basados en -- el principio de inyección sucesiva o simultánea de 2 substancias líquidas cu una reacción mutua produce una gelatina inorgánica destinada a cerrar los vacíos del material en que se inyectan.

#### PROGRAMA DE INYECCIONES.

Desde al hacer el diseño de la cortina, fundado en los conocimientos -- aportados por las exploraciones geológicas, se formulará un programa de cimentación, que serán diferentes para cada proyecto de inyecciones.

El inyectado de una cimentación puede hacerse en la forma de un tapete o en la de una pantalla o en la de ambos combinados.

#### DESCRIPCION DE CADA UNO:

TAPETE.- El tapete de inyecciones se forma con un conjunto de inyecciones poco profundas y aplicadas a baja presión que cubren determinada área de la de contacto de la zona impermeable de la cortina con la cimentación. ---

Tiene por objeto impermeabilizar y consolidar la parte superior de la roca al rellenar y sellar mayores huecos y grietas superficiales. Cuando el agua del vaso tiene fácil acceso a esta zona, el tapete en esta área crítica, -- constituye un excelente reforzamiento para la pantalla.

En el programa preliminar de un tapete se fijará tentativamente la extensión que debe cubrir tomando como base el conocimiento que se tenga de la cimentación por las exploraciones geológicas.

Esta extensión se modificará de acuerdo con las características de la roca que se descubra después de la limpia del sitio de la cortina, dando -- preferente atención el área de la faja de la cimentación que queda hacia -- aguas arriba.

Es común que la distribución de las perforaciones se haga en el programa, según 3 ó más líneas paralelas al eje de la cortina con separación de 5 m. y en cada línea, las perforaciones con equidistancias también de 5 m. Al realizar el programa se completa una primera etapa perforando e inyectando pozos en cada línea con separación de 10 m. y alternando con los pozos de las líneas adyacentes, y hasta terminar con la primera etapa, se inicia -- la segunda etapa, perforando e inyectando los pozos intermedios que reducen la equidistancia a la programada de 5 m. El consumo de lechada y la forma -- en que pudo inyectarse en la primera etapa, indicarán si debe modificarse -- la segunda etapa.

Si en toda la zona que cubre el tapete o en determinadas áreas de dentro de ella, se tienen inyecciones de la segunda etapa con alto consumo de lechada, se insistirá en una tercera etapa, poniendo inyecciones intermedias, formando cuadrícula con las dos de 2.50 m., pudiendo en determinados casos -- reducir aún esta equidistancia a 1.25 m. en una cuarta etapa.

La profundidad de cada perforación en el tapete puede variar entre 3 y 15 m., dependiendo de la constitución de la roca de cimentación y de la carga hidrostática a que vaya a estar sujeta.

PANTALLA.- La pantalla de inyecciones se hace con inyecciones profundas y aplicadas a alta presión, según una o varias líneas paralelas, bien -- sea como una prolongación hacia abajo del dentellón, o bien reforzada por -- otras líneas paralelas a ambos lados de la anterior.

Generalmente basta una sola línea de inyecciones de corto esparcimiento para formar la pantalla en cortinas bajas o de mediana altura.

En lo relativo a impermeabilidad es preferible una sola línea de perforaciones.

Se exponen a continuación las instrucciones relativas a las características u operaciones relativas al inyectado de una pantalla.

- 1.- Etapas de inyectado.
- 2.- Procedimientos.- a).- Inyectado progresivo. b).- Inyectado con empaque. c).- Inyectado por series.
- 3.- Diámetro y profundidad de las perforaciones.
- 4.- Lechada.
- 5.- Relación agua cemento.
- 6.- Lavado.
- 7.- Presión.

I.- ETAPAS DE INYECTADO.- Desde que se formula el diseño se hace un programa tentativo de la pantalla de inyecciones, tomando en cuenta las características de la roca de cimentación, por las exploraciones geológicas.

Generalmente en este programa tentativo se señala un espaciamiento de 2.50 m. para las perforaciones, en línea, pero al realizar el inyectado se procede por etapas.

En la primera etapa se perfora e inyecta con equidistancia de 10 m. y después la segunda etapa está constituida por la serie de perforaciones e inyecciones que se ponen intermedias a las de la primera, reduciendo la equidistancia o espaciamiento a 5 m. Las perforaciones de la segunda etapa deben hacerse hasta que están inyectadas las de la primera. Fundándose en los resultados que se tengan en ésta segunda etapa, se decidirá si debe pasarse a la tercera etapa que se hará con inyecciones intermedias con equidistancia de 2.50 m. Si en algunos tramos de la línea se tienen consumos altos de cemento, se insistirá en esos puntos, poniendo inyecciones intermedias.

Quando la pantalla está constituida por 2 ó más líneas de inyecciones, se procede al inyectado estudiando las etapas sucesivas con el mismo criterio antes expresado.

II.- PROCEDIMIENTOS.- Esencialmente se aplican 3 procedimientos para hacer la aplicación de una inyección, que son:

- a).- El de inyección progresiva. b).- El de inyección con empaques.
  - c).- El de inyección en series.
- a).- INYECCION PROGRESIVA.- Este procedimiento se desarrolla en la forma siguiente:

Se hace la perforación llevándola con una primera progresión hasta que se encuentre una grieta en la roca, lo cual se revela por la pérdida del agua de enjuague de la perforación.

Después se inyecta la lechada con la relación agua-cemento y presión debidas. Terminada la inyección y después de que la lechada ha tenido su fraguado inicial, se limpia y lava el pozo y se reanuda la perforación hasta la profundidad correspondiente a la segunda progresión.

El procedimiento de perforar e inyectar alternativamente, se continúa --

hasta que se alcanza la profundidad total.

Una de las ventajas más importante de la inyección progresiva, es que se da un tratamiento particular a las zonas más malas que se cruzan con la perforación, lo que permite elegir la más apropiada relación agua-cemento y de la presión más apropiada para cada progresión. Otra ventaja importante es que la repetida aplicación de lechada con aumento sucesivo de la relación agua-cemento y de la presión tiene un efecto benéfico sobre las grietas y también tiende a compensar la retracción por el fraguado de la lechada en las grietas más grandes.

Además el inyectado progresivo permite incrementar las presiones para las mayores profundidades. Aunque este procedimiento es más costoso que el de inyectar hasta cuando el pozo tiene su profundidad total, se estima que se justifica el costo adicional.

b).- INYECCIONES CON EMPAQUES.- Cuando se sigue este procedimiento la perforación se sigue hasta su profundidad total, llevando nota detallada de los puntos donde se tienen grietas. De acuerdo con la distribución de estos puntos, se procede al inyectado por tramos desde el fondo hacia arriba. En el primer tramo o sea el más profundo, se limita por su parte superior por un tapón o empaque, por el centro del cual pasa un tubo por el que se inyecta la lechada a alta presión. Cuando se termina este tramo, se remueve el empaque, levantándolo hasta el extremo superior del nuevo tramo que se va a inyectar a una presión menor. En forma análoga se procede para el tercer tramo y los sucesivos.

Este procedimiento elimina perforar y rimar la lechada anterior pero tiene varios inconvenientes de los cuales el más importante es el de que la roca cercana a la superficie, no está sujeta al inyectado repetido con presiones que van aumentando sucesivamente como lo recibe cuando se usa el procedimiento de inyección progresiva.

c).- INYECTADO POR SERIES.- Este procedimiento se desarrolla en la forma siguiente:

Se hacen en la línea de la pantalla una primera serie de perforaciones poco profundas que se inyectan a baja presión procediendo con espaciamiento o equidistancia de unos 10 m. en una primera etapa que se reduce a 5 m. en la segunda etapa y así sucesivamente hasta que la pantalla superficial que se ha formado ya no tome lechada.

Se procede en seguida a una segunda serie haciendo perforaciones más profundas que se inyectan a mayor presión, avanzando también por etapas como en la primera serie.

Puede requerirse en algunos casos una tercera serie, dependiendo de --

la profundidad a que tenga que llevarse la pantalla. La principal ventaja de este procedimiento, es que:

- 1).- Pueden hacerse los pozos con perforadora de percusión en la zona superficial.
- 2).- Evita la reperfusión o rimado del tramo ya inyectado.
- 3).- Que elimina la dificultad de impermeabilizar las empaques y también la tendencia de la lechada a escapar.

La mayor desventaja de este procedimiento es la necesidad de una cantidad excesiva de perforación.

#### COMPARACION DE LOS 3 PROCEDIMIENTOS.

Cada procedimiento tiene sus ventajas e inconvenientes; las características de la cimentación señalarán la que debe usarse. Donde la roca es bastante cerrada, el procedimiento de empaques puede ser el más rápido y efectivo. Pero si la cimentación es relativamente agrietada, existe el peligro de que la lechada a presión pase por arriba del empaque; dejándolo aprisionado en la perforación y deben entonces recurrirse a la inyección progresiva.

3.- DIAMETROS Y PROFUNDIDAD DE LAS PERFORACIONES.- Como el costo de la perforación de los pozos constituye uno de los conceptos de mayor cuantía en cualquier programa de inyectado, y estando ese costo íntimamente ligado a las dimensiones de los pozos y su espaciamento es indudable la importancia el diámetro de las perforaciones y su profundidad, sobre todo cuando las condiciones locales exigen el uso de la corona de diamantes.

Para condiciones similares, con una cantidad determinada de dinero para perforaciones, cuando se hace con pequeño diámetro, se podrán obtener más agujeros y por lo tanto con un espaciamento menor. Como la finalidad del inyectado de las rocas es rellenar grietas, huecos y fisuras, es lógico suponer que mientras menor sea el espaciamento de los pozos, mayor será la posibilidad de que se haga eficazmente ese relleno; por esto es preferible el diámetro de la perforación que permita hacerla lo más económicamente posible, siempre que permita introducir la lechada sin taparse. La cantidad de lechada que puede inyectarse, depende más de la estructura de la roca que cruza, que el diámetro de la perforación. Siendo iguales todas las otras condiciones, el proyecto que parece más deseable, es el que planea el mayor número de perforaciones o del menor espaciamento entre ellas, independientemente de su nombre.

Un límite que puede señalarse como mínimo para el diámetro de la perforación es de 1 7/16", siendo recomendable salvo casos especiales, el uso de corona AX para perforación de 1 7/8".



La profundidad a que deben llevarse las perforaciones para la formación de una pantalla, varía mucho con las características de la cimentación y con la carga hidrostática a que va a quedar sujeta.

En una cimentación de roca compacta y dura, la profundidad puede variar entre el 30 y el 40% de la carga hidrostática sobre la boca del pozo; en una cimentación de pobre calidad, la profundidad tendrá que ser mayor, pudiendo llegar hasta el 70% de la carga hidrostática.

Cuando la profundidad requerida exceda de unos 100 m., se excavan galerías horizontales a distancias verticales no mayores de 50 m. con sección transversal suficientemente grande para que permita el montaje y funcionamiento de un equipo de perforación dentro de ellas.

4.- LECHADA.- La solución que se inyecta puede ser cualquier líquido que se solidifique después de inyectado. Se usan las lechadas de cemento, polvo de roca y arcilla, el asfalto y otras varias sustancias químicas.

La lechada de Cemento Portland se considera como la mejor para el inyectado en general, usando la adición de otras sustancias, más bien como excepción que como regla.

El costo del cemento que se consume en forma de lechada, constituye uno de los conceptos más importantes en cualquier programa de inyectado.

En el inyectado de un tapete, el consumo de lechada es alto porque, como se ha indicado, la constitución de la roca en lo general, es más abierta en la zona superficial.

Las operaciones de inyectado deben hacerse de modo que se ponga dentro de la zona por tratar, la mayor cantidad de cemento.

Una de las emergencias que se presentan durante el inyectado, es la del pozo raro o extraordinario que consume cantidades exorbitantes de lechada. Excepto en el caso que se compruebe que la lechada se está extendiendo hasta áreas que no se tienen bajo tratamiento, no se justifica el recurrir a medidas para disminuir ese consumo.

5.- RELACION AGUA-CEMENTO.- La relación agua-cemento es el índice de lo más o menos espeso de la lechada que se usa y depende de las dimensiones de las figuras, grietas o cavidades que presenta la roca, de la distancia a la que se desee hacer llegar la lechada y de la presión con que se aplique.

La localización relativa de los pozos y la finalidad que se persigue con el inyectado, son factores que influyen en la determinación de la mezcla más adecuada para la inyección. La mejor lechada es la más espesa que puede inyectarse sin tapar el pozo.

Para pozos muy impermeables, se podrá emplear una relación agua-cemento de 3, para los que ofrecen cierta resistencia al paso del agua, será de 1.5 y para los muy abiertos, 0.66.

La relación agua-cemento de 3, da una lechada sumamente fluida cuyo uso

presenta dificultades desde el punto de vista del control de la presión para evitar dislocamientos.

La relación agua-cemento de 0.66, produce una lechada tan espesa que presenta grandes dificultades para transportarla por largas tuberías hasta el pozo. Debe considerarse como un límite inferior no deseable.

Cuando se inyecta a presión fija, la cantidad de cemento que toma el pozo por hora, con cierta relación agua-cemento, va disminuyendo con el tiempo y cuando llega a cierto límite se sube la mencionada relación, para que vuelva a tomar, lo que hace que al final del inyectado se tenga generalmente una lechada más fluida. Cuando las grietas o cavidades a donde se va a ser llegar la lechada, están llenas de agua, la relación agua-cemento de la lechada, tiene poca importancia.

Las relaciones agua-cemento que se mencionan están dadas en volumen. Conviene adoptar esa expresión suponiendo que el saco de cemento de 50 Kg. tiene un volumen de 33 litros.

En seguida se dan tabulados los litros de agua que deben ponerse por cada saco de cemento de 50 Kg. para las diferentes relaciones de agua-cemento.

A/c	l.a/s.c.
0.75	24.7
1.00	33.0
1.25	41.2
1.50	49.5
1.75	57.7
2.00	66.0
2.25	74.2
2.50	82.5
2.75	90.7
3.00	99.0
3.50	115.5
4.00	132.0
5.00	165.0

6.- LAVADO.- Algunas veces el lavado de un pozo tiene por objeto introducir en las grietas existentes una corriente de agua capaz de remover la arcilla de que están llenas, dándoles salida por el mismo pozo o por otro adyacente. En este caso el lavado debe ser enteramente eficaz o si no ni siquiera intentarlo, porque si quedan residuos de esa arcilla, el cemento puede mezclarse con ellos, formando una masilla que no llega a fraguar.

Lo más común es que un pozo se lave antes de inyectar, para remover el polvo y esquirlas de la roca, producidas al perforar, para que no obstruyan el paso de la lechada a las grietas.

El lavado se hace por la aplicación alternativa de aire y agua a presión, pero debe efectuarse con precaución para no dislocar la roca por un exceso de presión. Se puede tener un criterio sobre la presión del lavado, por el peso de la roca que queda arriba de la grieta más alta del tramo tratado. Generalmente pueden excederse un poco estas presiones teóricas cuando se tiene la seguridad de que no se ejerce debajo de toda la zona y de que la roca adyacente puede ofrecer resistencia a lajearse o desprenderse en sus planos de estratificación.

7.- PRESION.- Uno de los problemas más importantes y difíciles que se presentan en una operación de inyectado, es la selección de la presión con que debe inyectarse la lechada.

Una regla elemental ampliamente aceptada para fijar la presión máxima de inyectado que debe usarse, es que dicha presión en libras por pulgada cuadrada en cualquiera elevación no deberá exceder 3 veces su profundidad en metros. Esta regla sólo considera una de las 5 variables que intervienen en la determinación de este dato y que son: Peso de la roca arriba del plano inyectado, tipo y características físicas de la roca y de su constitución geológica, relación agua-cemento de la lechada, inyectados anteriores hechos en la zona de influencia y peso de la estructura sobrepuesta que descansa sobre la roca.

La operación de inyectado en la cimentación de una cortina de una presa de almacenamiento constituye una parte esencial de los trabajos de construcción y tiene una influencia enorme sobre el comportamiento de la obra ya terminada, por lo que se considera que debe dársele una muy grande atención y una estricta supervisión.

Una vez que se hizo la inyección, se empieza a construir el dentellón a medida que las capas se van tendiendo y rodillando.

El rodillado sobre sitios cercanos al dentellón se hacen por medio de rodillos neumáticos.

Por lo general se procura dar la humedad óptima en el material cuando éste se encuentra aún en el banco, y no darlo precisamente en el lugar de la obra. En la obra, se le agrega agua solamente una pequeña cantidad. El material que se toma en el banco, al recogerlo <sup>en</sup> prácticamente se revuelve -- que es la forma como debe de utilizarse. Por esta razón el ataque al banco se hace en tajadas verticales (para que al recogerlo, se revuelvan los materiales de las diferentes capas), y no en tajadas horizontales. Esta explotación se hace cuando el material está estratificado.

Cuando el banco está retirado de la obra, se procura abrir un buen camino con el objeto de que el camión de transporte pueda dar su máxima eficiencia, que alcancen velocidades de 15 a 20 Km./h. (que son buenas velocidades) esto indica que es un equipo bien empleado.

En general las capas se extienden por capas de 20 cm. de espesor y después se les hace el riego. El riego puede hacerse con manguera, pero no es prudente porque el agua se concentra en determinados sitios; en cambio si se hace con un camión regador el agua se distribuye bastante bien.

Por lo general, el grado de humedad debe ser un poco inferior al óptimo.

COMPACTACION.- RODILLO LISO Y RODILLO PATA DE CABRA.

La compactación depende del número de pasadas que dé la máquina sobre las capas de tierra.

Cuando se utiliza material bien graduado para una cortina de tierra, se debe tener mucho cuidado de que la zona de transición no vaya a resultar más impermeable que el corazón, pues ésto crearía un estado de fuerzas que puede producir la falla de la estructura. Cuando la presa está vacía, dentro del corazón queda una cantidad de agua que no puede salir por la impermeabilidad de la zona de transición, y sobre la cual ejerce determinada presión.

Para la construcción de la zona impermeable se dan especificaciones.

1o.- La humedad se da al material, desde el banco de explotación. Por lo general no se obtiene nunca la humedad óptima (15 a 20%).

De esta manera, la humedad por infiltración es bastante uniforme. Se da una humedad inferior a la óptima (unos 2%).

2o.- Ataque al banco.- Con equipo mecánico y el ataque con frente vertical (no es propio el uso de escrepas). Se usa la pala mecánica o la draga, que al mismo tiempo le dan una revoltura al material.

3o.- Carga.- Por lo general se hace con palas mecánicas para cargar -- los camiones.

Especificación = condiciones o reglas que se fijan para norma de trabajo.

Siempre es preferible que el equipo esté formado por camiones de la -- misma capacidad. En esta forma se evitan muchas demoras.

4o.- Transporte.- Para el transporte se requiera de un camino que dé -- buenos resultados. Estos caminos se cuidan, se riegan una o dos veces al día, etc. para tenerlos en buenas condiciones, tales que los camiones nos -- den la máxima eficiencia.

Este camino es el llamado "Camino de Construcción". La velocidad económica de los camiones es de 15 a 20 Km./hora.

5o.- Ramales.- Los ramales son caminos de construcción que sirven para ir a diferentes alturas según la construcción de la cortina.

6o.- Descarga.- El material debe ser llevado a la misma altura de -- capas, en ambos taludes. En los taludes debe tener un enrocamiento para que -- aguanten la presión ejercida por las compactadoras.

Los camiones descargan a distancias iguales (si son de la misma capacidad) y con un Bulldozer se procede a distribuirlo con un espesor determinado (unos 20 cm.).

En seguida viene el laboratorio y la prueba de Proctor y se le da el -- agua restante, con un camión regador (la distribución del agua se hace al -- tanteo sobre el terreno).

7o.- Compactación.- Esta tiene por objeto reducir a un mínimo la cantidad de vacíos de un material determinado.

La compactación es función del peso del rodillo y de la humedad.

La mejor máquina para la compactación es el rodillo pata de cabra, el cual tiene 3 erectos.

1o.- Compresión concentrada en las patas de cabra.

2o.- Mezclado uniforme del material.

3o.- Escarifica la superficie (no la deja lisa para ligar bien con la otra capa).

El rodillo liso da resultado también y exige menos combustible.

Por sí sólo su uso no es suficiente, ya que va dejando capas muy lisas en el terreno de tal manera que puede haber la duda de una junta correcta - entre las capas. Además es necesario escarificar de vez en cuando con rodillo pata de cabra.

Cuando se trabaja en zona lluviosa, conviene el uso del rodillo liso y en un plano inclinado, para permitir el escurrimiento del agua.

Parte de agua se infiltra pero la mayoría escurre y luego se puede crear.

Por lo general el trabajo de un día a otro o antes de la lluvia se hace con rodillo pata de cabra y la última pasada se da con rodillo liso.

La prueba proctor, nos determina el grado de humedad óptima.

Cuando el material está mezclado con piedras grandes no es aconsejable el uso del rodillo pata de cabra, porque es fácil que se descomponga y además el trabajo es defectuoso.

La ventaja del rodillo pata de cabra es que compacta de abajo hacia arriba, cosa que no sucede con el rodillo liso.

Con el objeto de ver cómo va quedando la compactación, se hacen pozos para muestras en el terreno, y dentro de ellos se hace otro de 30 x 30 x 30 cm. para hacer pruebas de muestreo etc.

Al mismo tiempo que la terracería, los enrocamientos deben irse construyendo. Al igual que éstas partes, el dentellón debe de continuarse hasta cierta altura.

La velocidad del trabajo va disminuyendo a medida que se va subiendo, pues es más laboriosa la parte superior de la cortina.

Sobre la corona se coloca un buen enrocamiento y después sobre éste el pavimento.

El estudio geológico nos muestra la clase y estratigrafía del terreno, así como materiales disponibles (grava, arena, roca, etc.)

La topografía nos indica la posibilidad de caminos de acceso para ligar el sitio de la obra con las comunicaciones, como son: carreteras, vías férreas, teléfonos, telégrafos, etc.

Por otra parte hay que tomar en cuenta la obra de desvío, la cual puede

llegar a ser muy costosa, la instalación del campamento, la magnitud de la zona inundada por la presa y el derecho de vía (zona en que se va a trabajar).

A veces, las vías de comunicación resultan inundadas y entonces se pueden desviar o hacerlas pasar sobre la cortina.

Por lo que respecta a la boquilla hay que analizarla.

1o.- Si es muy abierta (tierra o enrocamiento).

2o.- Si es muy cerrada (arco u otro tipo).

Una vez localizado el eje de la cortina, se procede a localizar el lugar para las excedencias.

La obra de toma está íntimamente ligada a la obra de desvío, y es digna de observarse y tomarse en cuenta al efectuar en los reconocimientos preliminares.

Para seleccionar los posibles tipos de cortinas que alternen con la -- sección Gravedad, corresponderán a las que tengan ventajas en seguridad según las condiciones locales y específicas del caso particular que estamos estudiando.

En nuestro caso tenemos una longitud de la cortina aproximadamente de - 600.00 m. y una altura máxima de 27.50 m. (En la sección máxima) y un buen terreno para cimentación (roca), además tenemos cerca del sitio de la obra - buenos bancos de préstamo, así como roca, arena, grava, etc.

El cemento y demás materiales se transportarán por caminos de acceso -- ya planeados.

Con la breve descripción que se ha hecho de las diferentes tipos de cortinas, podemos mencionar ya los posibles tipos de cortina que alternen con la cortina de sección gravedad de eje recto.

Siguiendo el orden en que hemos hecho la descripción de las cortinas - tandremos:

1.- Cortina Rígida Sección Gravedad Eje Recto.- Esta cortina es la que estamos estudiando y a la cual buscamos las posibles alternativas.

2.- Cortina Rígida Sección Gravedad Eje Curvo.- Atendiendo a las condiciones locales específicas del caso, podemos decir que este tipo de cortina no se recomienda por ser amplia la boquilla.

3.- Cortina Rígida en Arco.- Tipo de Arco Simple.- No se recomienda por ser muy abierta la boquilla.

4.- Cortina Rígida en Arco.- Tipo Arco Gravedad.- También este tipo de cortina no se recomienda por ser muy amplia la boquilla.

5.- Cortina Rígida de Machones.- Tipo Ambursen.- No la recomendamos por ser abierta la boquilla.

- 6.- Cortina Rígida de Machones.- Tipo Arcos Múltiples.- No se recomienda -- para alternar con la cortina Sección Gravedad Eje Recto por ser abierta -- la boquilla.
- 7.- Cortina Rígida de Machones.- Tipo Machones de Cabeza.- No la recomendamos por ser amplia la boquilla y se requiere personal preparado, así como en las anteriores cortinas, lo que no se requiere en las cortinas del tipo flexible.
- 8.- Cortina Flexible de Enrocamiento.- Con Losa de Recubrimiento.- Esta no es recomendable por la longitud de la cortina, debido a que la parte impermeable o sea la losa de recubrimiento, se necesitaría tener mucho cuidado al iría colando y a tener también cuidado en las juntas de la losa, ya que una falla *por* diferencia de asentamientos puede romperse la losa y filtrarse el agua.
- 9.- Cortina Flexible de Enrocamiento con Corazón Rígido Impermeable.- Desde el punto de vista de las condiciones del lugar de la obra, podemos decir que éste tipo de cortina puede ser una de las posibles alternativas de la cortina de Sección Gravedad de Eje Recto. Para ello se tendría que hacer un estudio económico entre los 2 tipos.
- 10.- Cortina Flexible de Tierra.- Tierra y Enrocamiento con Corazón Flexible Impermeable.- De este tipo de cortina podemos decir que sí es recomendable para alternar con la Sección Gravedad Eje Recto porque en este tipo de cortinas como en la flexibles en general se necesita personal cualquiera, lo cual nos bajaría los costos por mano de obra, y también porque contamos con buenos materiales cerca de la obra.
- 11.- Cortina Flexible de Tierra con Materiales Graduados.- Este tipo de cortina es el de los más usados en nuestro País, y podemos decir que sí es recomendable para alternar con la Sección Gravedad Eje Recto, porque puede -- adaptarse a cualquier longitud de boquilla y por disponer de buenos materiales cerca de la obra y también por requerir personal cualquiera para su --- construcción.
- 12.- Cortina Flexible Toda de Tierra.- Este tipo de cortina también es recomendable para alternar con la Sección Gravedad Eje Recto, por disponer con buenos bancos de préstamo cerca de la obra.
- 13.- Cortina Mixta.- Este tipo de cortina no se recomienda debido a que la forma de la boquilla de nuestro caso no lo requiere.
- 14.- Cortina de Tipo Compuesto.- No es recomendable para alternar.
- 15.- Cortinas Varias.- En este tipo entran las cortinas que no están definidas y en nuestro caso no son recomendables para alternar con la Sección Gravedad Eje Recto.

Generalizando podemos decir que:

Las cortinas que pueden alternar con la Cortina de Sección Gravedad - Eje Recto, son las cortinas del tipo flexible excluyendo el tipo de cortina flexible de enrocamiento con losa de recubrimiento.

Resumiendo podemos decir que las cortinas más probables que alternen a la cortina de Sección Gravedad Eje Recto son:

(Usaremos el mismo orden en que las estudiamos):

- 9.- Cortina de Enrocamiento con Corazón Rígido Impermeable.
- 10.- " " Tierra y Enrocamiento con Corazón Flexible.
- 11.- " " Tierra con Materiales Graduados.
- 12.- " Toda de Tierra.

FIN DEL CAPITULO II.



### CAPITULO III.

#### CALCULO DETALLADO DE LA CORTINA SECCION GRAVEDAD.

Para poder hacer el cálculo de la Sección Gravedad, analizaremos las - fuerzas que intervienen en ella.

Las fuerzas que intervienen para el cálculo de la Sección Gravedad son:

1).- Presión del Agua.

- |   |                        |                              |
|---|------------------------|------------------------------|
| { | a).- Presión Estática. | Empuje o presión horizontal. |
|   |                        | Presión Vertical.            |
|   |                        | Subpresión.                  |
|   |                        | Presión por Sismo.           |
|   |                        | Presión del Hielo.           |
|   |                        | Oleaje.                      |
| { | b).- Presión Dinámica. |                              |
|   |                        |                              |

2).- Peso de las mamposterías.

3).- Acción del Sismo sobre las mamposterías.

4).- Presión o Empuje de la Tierra.

5).- Presión Atmosférica.

6).- Presión del Viento.

7).- Reacción del terreno de cimentación.

Antes de entrar al cálculo detallado de la sección en estudio, haremos un breve estudio de definiciones y nociones necesarias para poder entender-después la cuantía de las fuerzas.

Fuerza.- Fuerza es toda causa capaz de producir o modificar un movi-  
miento.

Vector.- Es la representación matemática de la fuerza.

#### CLASES DE VECTORES:

1.- Libres: Se pueden mover libremente pero conservando su dirección y sentido. (Se pueden trasladar paralelamente a sí mismos).

2.- Deslizantes: Línea de acción fija. (Libertad de movimiento sobre -- su línea de acción).

3.- Ligados: Línea de acción fija; punto de aplicación fijo.

#### CARACTERISTICAS DE LAS FUERZAS Y VECTORES.

1.- Magnitud, se representa: analíticamente por un número o guarismo - y gráficamente por un segmento de recta a escala.

2.- Dirección (Línea de Acción), se representa: analíticamente por la ecuación de una recta y gráficamente dibujando la recta.

3.- Sentido, se representa: Analíticamente por un signo (más o menos) - y gráficamente por una flecha.

4.- Punto de Aplicación, se representa: analíticamente por las coordenadas del punto y gráficamente dibujando el punto.

Escalas.- Escala es en esencia un cociente; es decir es la relación en-

tre la magnitud real y la magnitud dibujada.

$$\text{ESCALA} = \frac{\text{Magnitud Real.}}{\text{Magnitud Dibujada.}} \quad E = \frac{Mr}{Md}$$

#### SISTEMA DE FUERZAS.

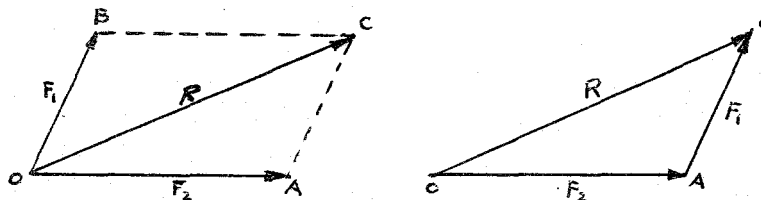
Se denomina sistema de fuerzas a un conjunto determinado de fuerzas - que actúan sobre un cuerpo o sistema de cuerpos.

Resultante de un Sistema de Fuerzas.- Se denomina resultante de un -- sistema de fuerzas a una fuerza única que es capaz de producir los mismos efectos mecánicos que el sistema.

En consecuencia: los sistemas de fuerzas son recíprocamente sustituibles.

El resultante de 2 fuerzas concurrentes coplanarias está dada en magnitud, dirección y sentido por la diagonal del paralelogramo formado por esas 2 fuerzas.

La resultante mencionada también se puede obtener en magnitud, dirección y sentido llevando las 2 fuerzas una a continuación de la otra respetando - sus direcciones y sentidos y uniendo el origen de la primera con el extremo de la última como se ven en las siguientes figuras.



La resultante de un número cualquiera de fuerzas coplanarias concu--- rrentes se obtiene aplicando sucesivamente la Ley del paralelogramo.

#### FUERZAS COPLANARIAS NO CONCURRENTES.

Fuerzas coplanarias no concurrentes son aquéllas cuyas líneas de acción no concurren a un mismo punto y están contenidas en un plano.

#### PRINCIPIO DE MOMENTOS. (TEOREMA DE VARIGNON).

El principio de momentos establece que el momento de la resultante de - un sistema de fuerzas, es igual a la suma algebraica de los momentos de las fuerzas del sistema.

Aplicando el principio anterior a un sistema de fuerzas coplanarias no- concurrentes, éste queda establecido de la siguiente manera: "El momento de- la resultante de un sistema de fuerzas coplanarias no concurrentes non res-- pecto a un punto cualquiera en el plano de las fuerzas es igual a la suma al- gebrica de los momentos de las fuerzas con respecto a dicho punto.

### CENTRO DE GRAVEDAD DE AREAS.

Para calcular analíticamente los centros de gravedad de áreas, ayuda considerablemente el concepto de "Momento estático de un área con respecto a un eje del mismo plano".

La razón de esa ayuda radica en que con el concepto de momento estático, podemos aplicar el teorema de VARIGNON para las áreas.

Definición.- Se llama momento estático de una superficie plana con respecto de un eje del mismo plano, al producto del área de la figura considerada por la distancia de su centro de gravedad al eje.

Lo anterior nos servirá para hallar el C.G. de la Sección Gravedad.

Momento estático de un área con respecto a un eje =  $B = \int x dA$

Momentos de Inercia.- Se define como momento de inercia de un área plana con respecto a un eje contenido en su plano, a la suma de los productos de todos los elementos de área multiplicados por el cuadrado de sus distancias respectivas al eje considerado.

Símbolos:  $I_x = \int y^2 dA$  ó  $I_y = \int x^2 dA$

Radio de Giro.- Se llama radio de giro con respecto a un eje a la distancia cuyo cuadrado multiplicado por el área total, nos da el momento de Inercia del Area.

Es decir: radio de giro de un área con respecto a un eje "X", es la raíz cuadrada del momento de Inercia de esa área con respecto al mismo eje dividido entre el valor del área.

Símbolos:  $\rho_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}}$  ó  $\rho_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}}$

Teorema de los Ejes Paralelos. El momento de Inercia de un área con respecto a un eje X cualquiera, es igual al momento de Inercia de esa misma área con respecto a un eje X paralelo al primero y que pasa por el centro de gravedad del área, más el producto de ésta por el cuadrado de la distancia entre los 2 ejes considerados.

Símbolos:  $I_{x_1} = \bar{I}_x + Ad^2$  ó  $I_{y_1} = \bar{I}_y + Ad^2$

Estudio breve sobre la barra plana.

Primer Estado de SAINT VENANT.

Características que debe tener una pieza para considerarla en forma genérica como barra. Estas son:

- 1.- El lugar geométrico de los centroides de las secciones transversales de la pieza debe ser una curva plana.
- 2.- El eje centroidal de la pieza debe tener un radio de curvatura mayor o igual a 5 veces la dimensión máxima de la sección correspondiente.
- 3.- El eje centroidal de la pieza debe ser mayor o igual a 5 veces la máxima dimensión de las secciones transversales.

4.- La mayor dimensión de una sección transversal debe ser menor o -- igual a 4 veces la menor dimensión de dicha sección.

El primer estado de Saint Venant.- Trata de determinar los esfuerzos - normales en una sección cualquiera de una barra, en función de los elementos mecánicos que lo producen.

Para poder proceder a la resolución de las ecuaciones de elasticidad, - haremos la siguiente hipótesis relativa a las componentes de esfuerzo:

$$f_x = 0, f_y = 0, V_{xy} = 0$$

que es la hipótesis de "Saint Venant. (Ver resolución en el libro de Estabilidad del Ing. Salazar Polanco).

Mediante la resolución anterior y admitiendo ciertas hipótesis aproximadas se tiene:

1er. Resultado de SAINT VENANT.

$$f_z = \frac{Nz}{A} + \frac{My}{I_y} + \frac{Mx}{I_x} \quad Y$$

Expresión que se conoce con el nombre de FORMULA GENERAL DE LA ESCUADRIA, de gran importancia en el estudio de la ELASTICIDAD.

ESTUDIO DEL EJE NEUTRO.

La fórmula de la escuadría determina la ecuación de la superficie de -- esfuerzos en la sección, y ya que fz es paralelo al eje Z y se mide del plano de corte (xy) a la superficie de esfuerzos, podemos hacer fz = Z en donde Z es la cota de un punto cualquiera del plano de esfuerzos. Entonces por la fórmula de la escuadría:

$$Z = \frac{Nz}{Z} + \frac{My}{I_y} X + \frac{Mx}{I_x} Y$$

que es la ecuación de dicho plano.

Definición de eje neutro.- Eje neutro es la recta de intersección del plano de esfuerzos con el plano de la sección.

Las ecuaciones del eje neutro en el espacio tridimensional son, por lo tanto:

$$\text{E.N.} \quad \left\{ \begin{array}{l} Z = \frac{Nz}{A} + \frac{My}{I_y} X + \frac{Mx}{I_x} Y \\ Z = 0 \end{array} \right.$$

Por lo tanto el eje neutro estará definido si Mx y My no son simultáneamente nulos; además podrá pasar o no por el C.G. de la sección según que Nz sea nulo o diferente de cero.

De la definición anterior se concluye que el esfuerzo normal en los -- puntos del eje neutro es nulo.

En general, a cada sección de una barra corresponde un eje neutro. El

lugar geométrico de los ejes neutros de todas las secciones de la barra, es una superficie reglada que se llama superficie neutra. Es evidente que todos los puntos de esta superficie tienen esfuerzo normal nulo.

TEORIA DEL NUCLEO CENTRAL.- Consideremos una sección transversal de una barra. Supongamos que el perímetro de dicha sección es una curva regular y con tangente única en cada uno de sus puntos. Eligiendo un sistema de ejes centroidales y principales en la sección.

Si  $(X_c, Y_c)$  son las coordenadas del punto donde la resultante exterior-izquierda (Rei) intercepta a la sección.

$$X_o = - \frac{P_x^2}{X_c} ; Y_o = - \frac{P_y^2}{Y_c} \quad \text{Son las coordenadas al origen del eje neutro.}$$

Recíprocamente, si  $(X_o, Y_o)$  son las coordenadas conocidas, las del punto de aplicación de la resultante externa izquierda serán:

$$X_c = - \frac{P_x^2}{X_o} , Y_c = - \frac{P_y^2}{Y_o}$$

Se ve que a cada eje neutro corresponde un único punto de aplicación -- de la Rei y recíprocamente.

El problema es ahora determinar el lugar geométrico de los puntos de aplicación de la Rei de tal suerte que sólo existan en la sección esfuerzos normales del mismo signo, para lo cual se requiere que el eje neutro no corte a la sección transversal o que a lo sumo, sea tangente al perímetro de la misma. A este lugar geométrico se le llama NUCLEO CENTRAL.

Este problema tiene 2 aspectos.

a).- Conocida la sección transversal, determinar el lugar geométrico de los puntos de aplicación de la Rei que originan ejes neutros tangentes al -- perímetro de la sección. Dicho lugar geométrico es la frontera del núcleo -- central.

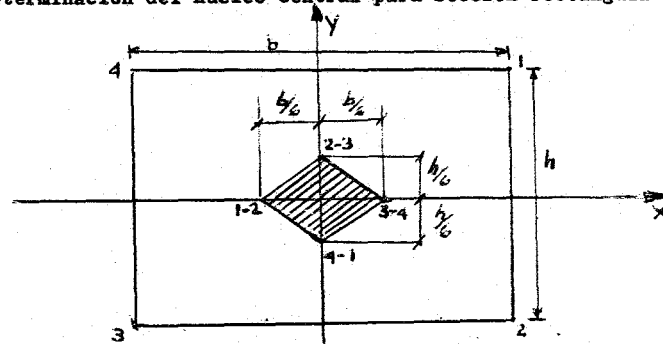
b).- Conocido el núcleo central, determinar la forma y dimensiones de -- la sección transversal de manera que los ejes neutros correspondientes a -- puntos del borde del núcleo central sean tangentes al perímetro de la sección.

Determinado el perímetro del núcleo central, si el punto de aplicación de la Rei queda dentro de él, el eje neutro correspondiente no corta a la -- sección transversal en ningún punto. Si la Rei cae fuera del núcleo central, el eje neutro corta a la sección transversal y se establecen 2 zonas en ella en las que existen esfuerzos normales de diferentes signos.

Puede presentarse el caso en que la frontera de la sección transversal tiene punto en el que no tiene tangente única. En ese caso podemos trazar -- 2 tangentes límites en la sección las cuales serán consideradas como ejes -- neutros y tendremos definidos 2 puntos del núcleo central y uniendo éstos nos dará el segmento de recta que corresponderá al punto de tangentes múltiples.

Ejemplo de aplicación:

Determinación del núcleo central para sección rectangular.



Localicemos el punto de aplicación de la carga que determina el eje neutro  $E_1 N_2$  (de la figura anterior) se tiene:

$$X_c = - \frac{P_x^2}{X_o} \dots Y_c = - \frac{P_y^2}{Y_o}$$

Pero  $Y_o = \infty$  ,  $Y_c = 0$

$$P_x^2 = \frac{I_y}{A} = \frac{hb^3}{12hb} \dots P_x^2 = \frac{b^2}{12}$$

También  $X_o = \frac{b}{2}$  ,  $X_c = - \frac{b}{6}$  . Por consiguiente, el punto de aplicación de la carga es  $(-\frac{b}{6}, 0)$

Análogamente, para un eje neutro que coincida con la arista 2-3,

$$X_o = \infty \dots X_c = 0$$

$$P_y^2 = \frac{bh^3}{12bh} = \frac{h^2}{12} \text{ y } Y_c = \frac{h^2}{12h/2} = \frac{h}{6}$$

El punto de aplicación de la carga es en este caso  $(0, \frac{h}{6})$

En la misma forma para los ejes neutros que coinciden con 1-2 y con 3-4, los puntos correspondientes del núcleo central son, respectivamente?  $(0, -\frac{h}{6})$  y  $(\frac{b}{6}, 0)$ .

Conocemos entonces 4 puntos del perímetro del núcleo central.

En los vértices de la sección, la frontera de ésta no admite tangentes únicas, por lo cual a cada vértice corresponde un tramo recto de línea de carga situado en el cuadrante o puesto al del punto considerado. Las tangentes-límites en cada vértice determinan las intersecciones con los ejes coordenados de la línea de carga correspondiente. El núcleo central es, por lo tanto un rombo cuyas diagonales coinciden con los ejes y cuyas longitudes son -----

$$\frac{h}{3} \text{ y } \frac{b}{3} .$$

Evidentemente si la carga intercepta a la sección en uno de los vértices del rombo, en el lado respectivo de la sección el esfuerzo normal es nu lo.

Estos resultados los aplicaremos en nuestro diseño de la cortina, para que evitemos que la mampostería trabaje a tensión en ninguna de sus partes. De aquí nace el conocido principio o Regla DEL TERCIO MEDIO que establece que la resultante de fuerzas que obran sobre la mampostería debe caer en el tercio medio de la sección base.

Determinación de los esfuerzos normales en la sección rectangular cuando la Rei pasa por el vértice del núcleo central de coordenadas  $(-\frac{b}{6}, 0)$ .

En este caso la arista 1-2 de la sección Y es paralelo al eje Y. En con secuencia el plano de esfuerzos es paralelo a dicho eje, y para todas las -- rectas paralelas al mismo el esfuerzo normal es constante.

La ecuación del plano de esfuerzo es, por la fórmula de la ESCUADRIA:

$$f_z = \frac{N_z}{A} + \frac{N_z X_c}{I_y} X$$

Ya que  $M_y = N_z X_c$ ;  $M_x = 0$  y  $N_z < 0$  (por ocasionar esfuerzos de compresión en la sección).

En la expresión anterior se tiene:

$$A = bh; \quad I = \frac{hb^3}{12}; \quad X_c = -\frac{b}{6}$$

Por lo tanto

$$f_z = \frac{N_z}{bh} - \frac{2N_z X}{hb^2}; \quad f_z = \frac{N_z}{bh} \left(1 - \frac{2x}{b}\right)$$

que es la ecuación del plano de esfuerzos.

El valor del esfuerzo normal para todos los puntos del eje Y se encuentra haciendo  $X = 0$  en la expresión anterior. Obsérvese que éste último es -- idéntico al esfuerzo medio, éste es:

$$f_{\text{medio}} = f_m = \frac{N_z}{bh}$$

El esfuerzo normal en un punto cualquiera de la sección puede calcu-- larse en función del esfuerzo medio con la expresión:

$$f_z = f_m \left(1 - \frac{2x}{b}\right)$$

Así, para los puntos de la arista 1-2 ( $X = \frac{b}{2}$ ) se tiene:

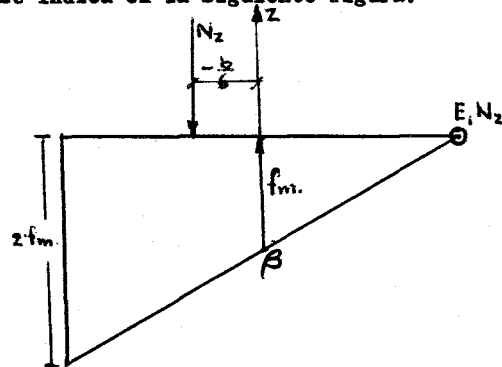
$$f_z = f_m (1-1) = 0$$

y para los puntos 3-4 ( $x = -\frac{b}{2}$ ) se tiene:

$$f_z = f_m (1+1) = 2 f_m.$$

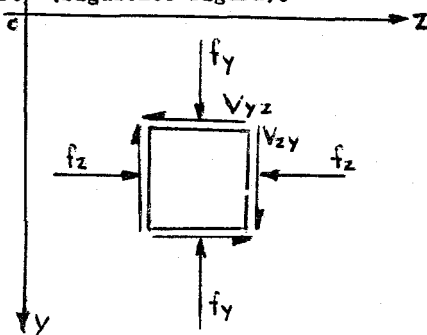
De lo anterior se deduce que el esfuerzo máximo para este caso es igual a 2 veces el esfuerzo medio.

Con estos valores se procede a trazar el diagrama de esfuerzos normales como se indica en la siguiente figura:



EMPUJE DE TIERRAS.

Consideremos una masa semi-infinita de un material no cohesivo; éste es, una masa homogénea sólo limitada por un plano horizontal en su parte superior. (Siguiendo figura).



Para estudiar este cuerpo, estableceremos las siguientes hipótesis:

1).- Existe estado de esfuerzo plano en los puntos del cuerpo.

Consideremos una molécula del cuerpo orientada de tal manera que sus caras sean paralelas al plano límite y otras perpendiculares a él.

Si suponemos que el sistema de ejes de referencia es el indicado en la figura, la hipótesis anterior es equivalente a admitir que sólo existen esfuerzos en las caras perpendiculares al plano YZ.

2).- El esfuerzo normal en las caras de la molécula paralelas al plano límite, es directamente proporcional a la profundidad de las mismas. La constante de proporcionalidad es el peso volumétrico  $\gamma$  del material, entonces

$$f_y = \gamma y \text{ -----(1)}$$

3.- La geología del sólido es de tal naturaleza que existe una relación constante entre los esfuerzos normales  $f_z$  y  $f_y$ . Esto es:

$$\frac{f_z}{f_y} = K_0 \text{ -----(2)}$$

a la constante  $K_0$  se la llama "coeficiente de empuje en estado de reposo".

Cuando el proceso de acumulación del material del cuerpo no es natural sino es ocasionado por la mano del hombre, la hipótesis anterior no se cumple.



Terzaghi establece a  $K_0$  como función de la historia geológica del cuerpo.

Con esta hipótesis puede determinarse el estado de esfuerzo en un punto cualquiera del cuerpo. Para ello partiremos de las ecuaciones de equilibrio elástico para el estudio de esfuerzo plano.

$$\frac{\partial f_z}{\partial z} + \frac{\partial V_{zy}}{\partial y} + z = 0 \text{ ----- (3)}$$

Pero de (1) y (2)

$$f_z = K_0 f_y$$

$$\therefore \frac{\partial f_z}{\partial z} = 0 \text{ ----- (4)}$$

Obsérvese que  $f_z$  no depende de  $Z$ .

Si consideramos además que el peso es la única fuerza de cuerpo que actúa en la molécula, la componente horizontal  $Z$  de dicha por unidad de volumen, es nula. Por lo tanto, la expresión (3) se reduce a:

$$\frac{\partial V_{zy}}{\partial y} = 0 \text{ ----- (5)}$$

Los únicos valores posibles del esfuerzo  $V_{zy}$  que verifican a la ecuación (5) son:

- 1).-  $V_{zy} = \text{constante o nula.}$
- 2).-  $V_{zy} = V(Z)$

La posibilidad (2) queda excluida al analizar el estado de esfuerzo en un punto del plano que limita al cuerpo. En efecto, teniendo en cuenta que en la frontera del cuerpo no actúan cargas exteriores;  $V_{yz} = 0$  y dado que, por (5),  $V_{zy}$  no depende de  $Y$ , se concluye que en planos paralelos al límite el esfuerzo tangencial es nulo y por lo tanto, los esfuerzos razantes en planos perpendiculares al mismo son nulos también.

De lo anterior se concluye que en las caras paralelas al plano límite y perpendiculares a él de una molécula cualquiera del sólido semi-infinito, obran esfuerzos normales exclusivamente. Por esta razón,  $\sigma_x$  y  $\sigma_y$  son esfuerzos normales exclusivamente. Por esta razón,  $\tau_{xy}$  y  $\tau_{yx}$  son esfuerzos principales.

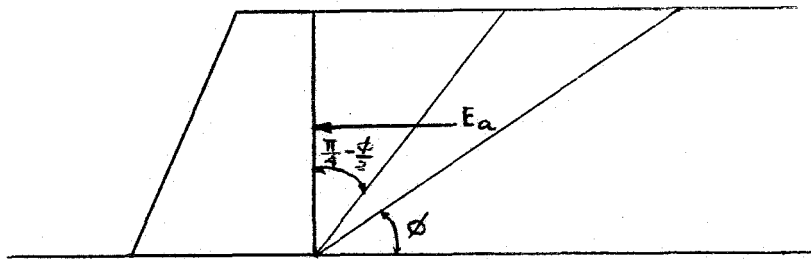
Rankine obtuvo los siguientes valores para las constantes  $K_0$  de los estados de esfuerzo activo y pasivo.

$$K_0 \text{ activo} = \frac{1 - \text{Sen } \phi}{1 + \text{Sen } \phi} \quad \text{y} \quad K_0 \text{ pasivo} = \frac{1 + \text{Sen } \phi}{1 - \text{Sen } \phi}$$

Siendo  $\phi$  el ángulo de fricción interna del material.

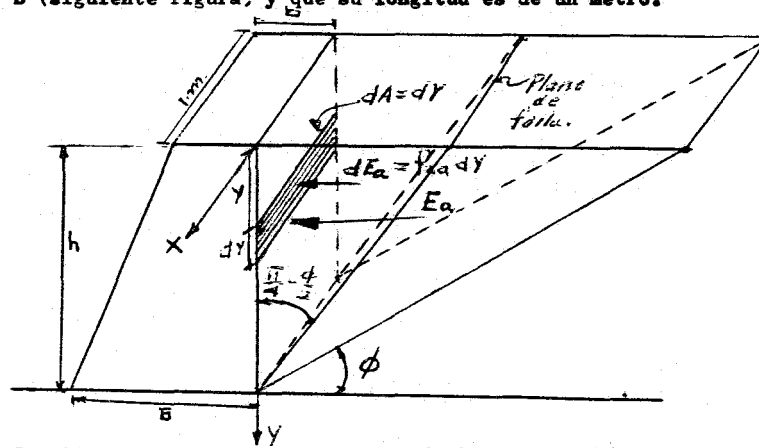
Como una aplicación de los resultados de Rankine acerca del empuje de tierras en muros de retención debido a un terraplén sin cohesión.

El terraplén tiene un ángulo de talud natural ( $\beta$ ) que coincide con el ángulo de fricción interna (siguiente figura).



Todo el material situado abajo del plano que forma el ángulo  $\phi$  con el horizonte no produce teóricamente ninguna acción sobre el paramento vertical del muro. Entonces el empuje sobre el paramento vertical del muro es el ocasionado por el material que queda arriba de dicho plano; recibe el nombre de empuje activo ( $E_a$ ), y de acuerdo con la teoría de Rankine, es idéntico al producido sobre una sección vertical dentro de una masa semi-infinita con superficie horizontal, para un estado activo de Rankine.

Para determinar el empuje total que el terraplén ocasiona sobre el muro, supondremos conocidos de éste la altura  $h$ , el ancho  $b$  de la corona, la base  $b$  (siguiente figura) y que su longitud es de un metro.



Consideremos una faja diferencial ( $dA$ ) en el paramento vertical del muro, a una profundidad  $Y$  de la superficie libre, hemos visto que para todos los puntos del material situados a la misma profundidad el estado de esfuerzo es idéntico; por lo tanto, la faja estará sometida a un estado uniforme de esfuerzo y empuje total sobre ella será:

$$dE_a = f_z a dA = f_z a dy \quad \text{----- (a)}$$

aplicado en el centroide de la faja. Llevando a la expresión (a) el valor de  $f_z a$  dado por (1) se tendrá:

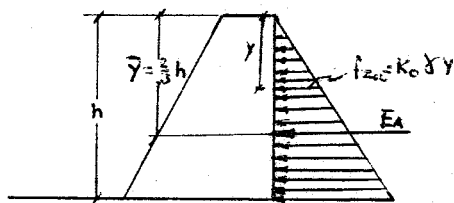
$$dE_a = \gamma y \frac{1 - \text{sen} \phi}{1 + \text{sen} \phi} dy \text{ integrando de } 0 \text{ a } h$$

$$E_a = \gamma \frac{1 - \text{sen} \phi}{1 + \text{sen} \phi} \int_0^h y dy \therefore E_a = \frac{\gamma h^2}{2} \frac{1 - \text{sen} \phi}{1 + \text{sen} \phi} \quad \text{--- (b)}$$

Que es el valor del empuje activo total sobre el muro. Para el empuje pasivo puede obtenerse análogamente:

$$E_p = \frac{\gamma h^2}{2} \frac{1 + \text{Sen } \phi}{1 - \text{Sen } \phi} \text{-----}(c)$$

La posición del empuje activo  $E_a$  Total sobre el muro se obtiene tomando momentos con respecto al eje X y aplicando el teorema de VARIGNON.



$$E_A \bar{Y} = \int_0^h f_{2a} Y dY = K_{0a} \gamma \int_0^h Y^2 dY$$

$$E_A \bar{Y} = K_{0a} \frac{\gamma h^3}{3}$$

$$K_{0a} \frac{\gamma h^2}{2} \bar{Y} = K_{0a} \frac{\gamma h^3}{3} \therefore \bar{Y} = \frac{2}{3} h$$

A estos resultados puede llegarse también observando que la distribución de los esfuerzos activos es función lineal de la profundidad Y. Se tiene así una distribución de los esfuerzos en el paramento vertical del muro semejante a la presión hidrostática; éste es un caso particular del empuje activo y aplicando la fórmula (b) puede encontrarse el empuje hidrostático, teniendo en cuenta que para los Líquidos  $\gamma = w$  y el ángulo de fricción interna  $\phi$  es nulo.

$$\text{En consecuencia } K_0 = \frac{1 - \text{Sen } \phi}{1 + \text{Sen } \phi} = \frac{1}{1} = 1 \text{ para los líquidos}$$

$$\text{y } E_a \text{ hidrostático} = E_{ah} = \frac{1}{2} w h^2$$

La falla del terraplén en el caso del empuje activo sobre muros de retención, ocurre en el plano que forma un ángulo de  $(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2})$  con paramento vertical.

**Empuje horizontal del agua.-** El empuje del agua es la fuerza actuante más importante en cualquier cortina.

**Empuje vertical del agua.-** La consideramos en las superficies inclinadas.

**Subpresión.-** Antes no se consideraba como una condición efectiva de cálculo, sino como una fuerza adicional. La subpresión se presenta en la base de la cortina y su valor será:

$$S_p = whb ; \text{ siendo : } w \text{ \# peso unitario del agua.}$$

$$h = \text{altura total de la cortina.}$$

$$b = \text{base total de la cortina.}$$

Lo anterior sucedería si no hubiera salida o dren en el talón de la cortina, pero si ponemos dren, se establecerá un flujo, en el cual la presión en el talón es nula.

Por lo tanto, la subpresión se reduce a la mitad, ésto es:

$$Sp = \frac{whb}{2}$$

Nota.- Cuando se evitara la entrada del agua completamente en la cortina, la subpresión sería nula. Por lo tanto, para las cortinas debe evitarse la entrada del agua; pero si ésta entrara, deberá darse salida a la más fácil posible, pero sin que arrastre el material de la cimentación.

En una cortina, el dentellón de aguas arriba tiende a evitar la entrada del agua, pues se construye hasta tocar material impermeable. El dentellón de aguas abajo no deberá trabajar con impermeabilidad y por se le pondrán dren, dicho dentellón también tiene por objeto evitar la erosión y su retro acceso.

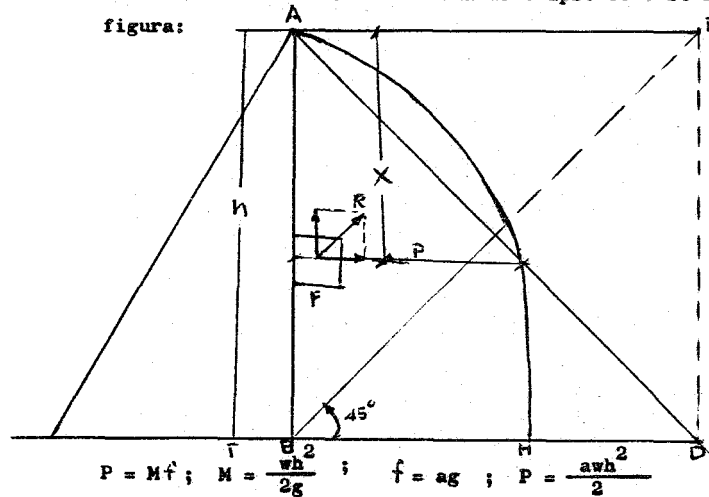
En cortinas altas es conveniente construir galerías filtrantes para reducir la filtración.

En general:  $Sp = C \frac{whb}{2}$

C = coeficiente que depende de la permeabilidad del material.

La junta de la cortina con el terreno es la más delicada y hay que poner mucho cuidado al hacer dicha construcción, ya que una falla en la cimentación es falla de la cortina.

Presión por Sismo.- Efecto del sismo en el agua. La variación de presión en este caso toma la forma de elipse como se muestra en la siguiente figura:



Consideremos primero -- que la variación de la presión es lineal con la profundidad.

$$P = Mf; \quad M = \frac{wh}{2g}; \quad f = ag; \quad P = \frac{awh^2}{2}$$

$$\frac{Poh}{2} = \frac{awh^2}{2}; \quad Po = awh; \quad M = \frac{awh^2}{2} \times \frac{h}{3} = \frac{awh^3}{6} \doteq 0.1667 awh^3$$

Ahora consideremos que la variación de presiones es elíptica.

$$P = \frac{P_0}{h} \sqrt{x(2h-x)} ; p = \frac{awh^2}{2} ; P_0 = \frac{2awh}{\pi}$$

$$P = \frac{2aw}{\pi} \sqrt{x(2h-x)} ; d = \frac{4h}{3\pi} \dots M = \frac{2awh^3}{3\pi} = 0.2125 awh^3$$

d = punto de aplicación de P.

Presión del hielo.- Este efecto se considera para aquellos lugares en donde sea importante el descenso de la temperatura.

En México no hay lugares que ameriten considerar la presión del hielo salvo en algunos lugares como excepción.

Pero para el caso que estamos estudiando no <sup>lo</sup> tomaremos en cuenta.

Nota.- Cuando la temperatura aumenta el hielo se agrieta y por las -- grietas penetra el agua; al bajar nuevamente la temperatura el agua que pe -- netra en las grietas comienza a congelarse y a ejercer presiones laterales que pueden ser trasmitidas a la cortina. Para que la presión pueda ser -- trasmitida a la cortina, se requiere una capa gruesa de hielo, pues de --- otra manera éste se flambaría. Por otra parte, que en el extremo de la - capa que ejerce la presión sobre la cortina, debe de haber un buen apoyo, - pues de otra manera el hielo deslizaría por el sitio de menor resistencia.

Oleaje.- Por lo general no se toma en cuenta al hacer el cálculo de -- una sección gravedad, pues para este efecto la cortina queda dentro de la - seguridad.

Sin embargo, en las cortinas del tipo granular sí es necesario consi-- derarlo, ya que es preciso proteger el corazón.

Presión dinámica del agua:  $p_d = \frac{wv^2}{g}$

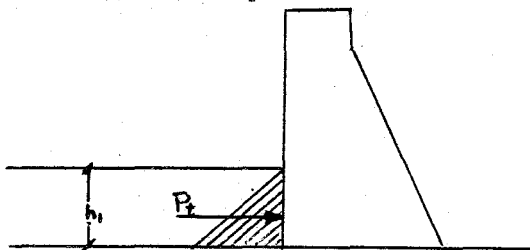
Peso de las mamposterías.- El peso de las mamposterías se obtienen por las formas del proporcionamiento de los materiales. Dichos pesos se obtienen mediante pruebas de laboratorio. Generalmente al concreto reforzado se le asigna un valor de 2.4 Ton/m<sup>3</sup>, y a los concretos simples se da valores - más bajos que 2.4 Ton/m<sup>3</sup>.

PESOS VOLUMETRICOS DE MAMPOSTERIA:

Concreto reforzado: -----	2,400 Kg. 1 m <sup>3</sup> .
Concreto simple: -----	2,200 "
Mampostería de piedra: -----	2,200 "

Acción del sismo sobre las mamposterías.- Los efectos del sismo sobre- las mamposterías se suman a  $\frac{wh}{2}$  y van aplicados en el centro de gravedad de la sección de la cortina.

Presión de la tierra.- La presión de la tierra en este caso lo produce el azolve en el pie de la cortina.



$$P_t = \frac{\omega_1 h_1^2}{2} \left( \frac{1 - \text{sen } \phi}{1 + \text{sen } \phi} \right)$$

Fórmula de Rankine.

$\omega_1$  = peso volumétrico del material de azolve seco dentro del agua.

Ejemplo: Un material con 40% de vacíos, tiene 600 lts. de sólidos, con una densidad de 2.7 por lo que serán:

$600 \times 2.7 = 1620 \text{ Kg/m}^3$ . estando seco; pero si está sumergido dentro del agua, hay un desalojamiento de 600 litros:

$$\therefore \omega_1 = 1620 - 600 = 1020 \text{ Kg/m}^3$$

La presión de la tierra se considera en la mayoría de las cortinas, sobre todo cuando la roca de la cimentación está muy abajo de la base de la cortina.

Presión atmosférica.-  $N_0$  se toma en cuenta.

Presión del viento.- Tampoco se toma en cuenta por ser muy pequeñas en comparación con las demás fuerzas.

#### REACCION DEL TERRENO DE CIMENTACION.

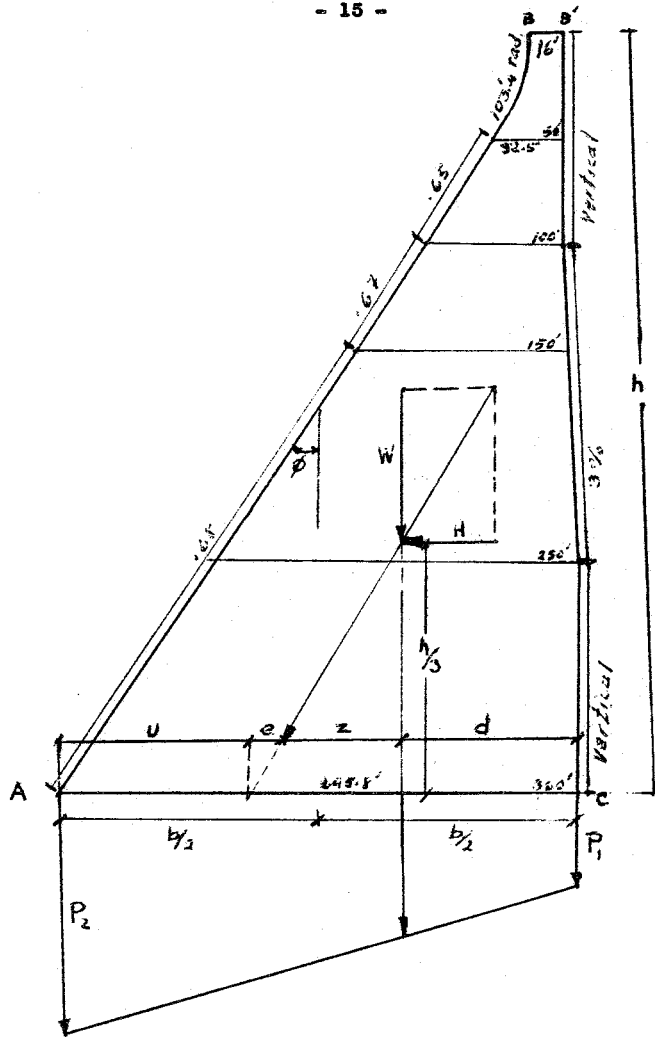
Teniendo cargas horizontales y verticales encontramos la resultante; la cual descomponemos en 2 fuerzas que actúan sobre la junta con el terreno.

Las presiones en la cimentación deben determinarse de las consideraciones de localización, magnitud, y dirección del empuje resultante.

La presión máxima en el fondo o sea en la base, incluyendo el efecto de la excentricidad de tal empuje, no deberá ser mayor que el valor soportante del terreno en que se apoya la cortina. Deberá considerarse una posible redistribución de la presión del suelo, debida a la excentricidad y al efecto de posibles vibraciones y los consiguientes asentamientos desiguales.

A continuación veremos un ejemplo y fórmulas que se emplean:

##



$$\begin{aligned}
 w &= \left( \frac{P_1 + P_2}{3} \right) b; \quad U = \frac{(P_2 + 2P_1) b}{3(P_2 + P_1)}; \quad P_2 = \frac{2W}{b} \left( 2 - \frac{3U}{b} \right); \quad P_1 = \frac{2W}{b} \left( \frac{3U}{b} - 1 \right) \\
 u &= \frac{b}{2} - e; \quad P_2 = \frac{W}{b} \left( 1 + \frac{6e}{b} \right); \quad P_1 = \frac{W}{b} \left( 1 - \frac{6e}{b} \right) \\
 \text{si } e &= \frac{b}{6}; \quad P_2 = \frac{2W}{b} \quad \text{y} \quad P_1 = 0 \\
 \text{si } e &= 0; \quad P_2 = P_1 = \frac{W}{b} \\
 \text{si } e &= \frac{b}{6}; \quad P_2 = \frac{2W}{3 \left( \frac{b}{2} - e \right)}
 \end{aligned}$$

En general

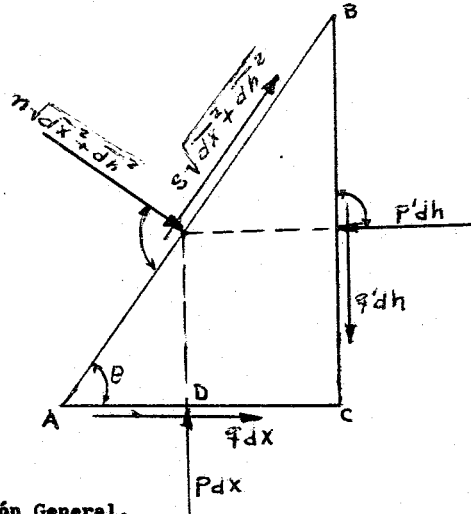
$$P = \frac{W}{A} \left(1 \pm \frac{6e}{b}\right); P = P_1 + \frac{x}{b} (P_2 - P_1) \text{ y } e = \left(\frac{wh^3}{6W} - \frac{b}{2} + d\right)$$

$$P = \frac{2W}{b} \left(2 - \frac{3d}{b}\right) - \frac{wh^3}{b^2} + \left[ \frac{6W}{b} \left(\frac{2d}{b} - 1\right) + \frac{2wh^3}{b^2} \right] \frac{x}{b}$$

Para una presa verdedora:

$$P = \frac{2W}{b} \left(2 - \frac{3d}{b}\right) - \frac{6W}{b^2} (h-h_0)^2 (h-2h_0)$$

$$+ \left[ \frac{6W}{b} \left(\frac{2d}{b} - 1\right) + \frac{2W}{b^2} (h-h_0)^2 (h-2h_0) \right] \frac{x}{b}$$



Ecuación General.

$$P = \left[ 4W \tan \phi (b-3d) + wh^2 (3b-2h \tan \phi) \right] \frac{x}{b^3}$$

$$- \left[ 6W \tan \phi (b-3d) - 3wh^2 (b-h \tan \phi) \right] \frac{x^2}{b^2}$$

Si  $x = b$ ,  $q = 0$  Si  $x = \frac{b}{2}$ ;  $P = \frac{3wh^2}{4b}$

Caso triangular  $d = \frac{b}{3}$ ;  $\tan \phi = \frac{b}{h}$ ;  $P = \frac{wh^2}{5b} x$

De la figura anterior tenemos:

$$N = \frac{P+P'}{2} + \left(\frac{P-P'}{2}\right) \cos 2\theta - q \sin 2\theta$$

$$S = \left(\frac{P-P'}{2}\right) \sin 2\theta - q \cos 2\theta$$

$$\tan 2\theta = \frac{2q}{P-P'}$$



$$\cos 2\theta = \frac{1}{\sqrt{1+\tan^2 2\theta}} ; \quad \text{sen } 2\theta = \frac{\tan 2\theta}{\sqrt{1+\tan^2 2\theta}}$$

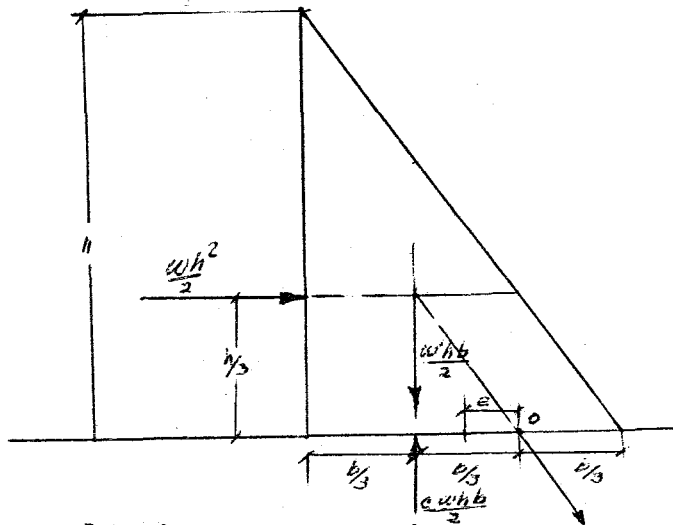
$$\therefore r_2 = \frac{P+P' \pm \sqrt{(P-P')^2 + 4q^2}}{2}$$

$$\tan 2\theta = \frac{P-P'}{2q} ; \quad \cot 2\theta = \frac{2q}{P-P'} = \tan 2\theta' = \cot (90^\circ - 2\theta')$$

(Ver teoría de los ejes inclinados).

Ecuaciones de transformación por rotación de ejes.- En el Libro de - Estática de Marco A. Torres H. o en apuntes del Maestro Alejandro González Cueto (resistencia de los materiales) o también (ver apuntes de Estabilidad referente a el estado de esfuerzo en un punto de un cuerpo ligado a un plano. Prof. Salazar Polanco).

En seguida para darnos una idea de la sección a que debemos llegar, - consideraremos una sección triangular o sea un triángulo rectángulo con su paramento aguas arriba vertical.



Datos de que disponemos según datos de proyecto y condiciones locales del lugar.

$$w = 1,000 \text{ Kg/m}^3 ; \quad w^1 = 2,200 \text{ Kg/m}^3 ; \quad c = 0.6 ; \quad h = 27.50 \text{ m.}$$

$$\text{densidad} = \frac{w^1}{w} = 2.2 ; \quad h/3 = 9.17 \text{ m.} , \quad h^2 = 756.25 \text{ m}^2.$$

Para que no haya tensiones en las mamposterías en ningún punto de la -

sección, obligaremos a la resultante del sistema de esfuerzos que obran en la sección, a pasar por el tercio medio. Tomando momentos con respecto al punto "O" tendremos:

$$\frac{w^2 hb}{2} \times \frac{b}{3} - c \frac{whb}{2} \times \frac{b}{3} - \frac{wh^2}{2} \times \frac{h}{3} = 0 \quad \text{simplificando}$$

$$w^2 abxb - cwhxb - wh^2 xh = 0 \quad \text{dividiendo entre } h \text{ a la ecuación}$$

$$w^2 b^2 - cwb^2 - wh^2 = 0 \quad \text{dividiendo } \div w$$

$$\frac{w'}{w} b^2 - c b^2 - h^2 = 0 ; b^2 \left( \frac{w'}{w} - c \right) = h^2 ; b^2 = \frac{h^2}{\frac{w'}{w} - c}$$

$$\therefore b = \frac{h}{\sqrt{\frac{w'}{w} - c}}$$

Substituyendo valores tendremos:

$$\frac{w'}{w} = \frac{2,200}{1,000} = 2.2 \quad c = 0.6 ; \frac{w'}{w} - c = 2.2 - 0.6 = 1.6$$

$$\sqrt{1.6} = 1.265 ; b = \frac{h}{1.265} = 0.79h$$

$$b = 0.79 \times 27.50 \text{ m} = 21.70 \text{ m.}$$

Como ya cumplimos la condición de que:

$$\text{excentricidad} = e \leq \frac{b}{6}$$

Ahora veremos la condición para que no haya deslizamiento:

$$Q_{ZH} = \Sigma V \quad \therefore Q = \frac{(\Sigma V - S_p) L + 7b}{\Sigma H}$$

$$\Sigma V = \frac{whb}{2} = \frac{2.2 \times 27.50 \times 21.70}{2} = 660 \text{ Ton.}$$

$$S_p = \frac{cwhbc}{2} = \frac{1 \times 27.50 \times 21.70 \times 0.6}{2} = 180 \text{ Ton.} \quad \Sigma V - 180 = 480 \text{ Ton.}$$

$$\Sigma H = \frac{wh^2}{2} = \frac{1 \times 27.50^2}{2} = 378.125 \text{ Ton.}$$

Si tomamos  $q = 7.0 \text{ Kg/c}^2$ . como ejemplo nada más

$$1 \text{ Kg/c}^2 = 10,000 \text{ Kg/m}^2 \quad \therefore 7.0 \text{ Kg/c}^2 = 70,000 \text{ Kg/m}^2$$

$$q_b = 70,000 \text{ Kg/m}^2 \times 21.7 \text{ m}^2 = 1,519,000 \text{ Kg} = 1520 \text{ Ton}$$

$$\begin{aligned} (\Sigma V - Sp) \cdot u &= 480 \times 0.7 = 336 \text{ Ton.} \\ \frac{4}{b} &= \text{-----} \quad \underline{1520 \text{ Ton.}} \\ \text{Suma ---} & \quad 1856 \text{ Ton.} \end{aligned}$$

$$Q = \frac{1,856}{378.125} \approx 5$$

Ya visto este ejemplo podemos entrar ya al diseño de la sección gravedad, pero antes haremos una nomenclatura que nos servirá para guiarnos.

H = resultante total de fuerzas horizontales encima de la sección horizontal o sea sobre la base de la cortina.

W = resultante total de fuerzas verticales que actúan en la sección.

$\omega$  = peso unitario del agua.

$\omega^1$  = peso unitario de la mampostería.

$\omega_1$  = peso volumétrico del material (de azolve).

h = altura total de la cortina.

b = longitud de la base de la cortina.

c = coeficiente de subpresión.

k = aceleración del sismo.

g = aceleración de la gravedad.

$a = \frac{k}{g}$  = relación de aceleraciones.

c = excentricidad.

$\mu$  = coeficiente de fricción.

Sp = subpresión.

Q = coeficiente de seguridad.

$\tau$  = resistencia al esfuerzo cortante.

$P_1$  = esfuerzo principal menor.

$P_2$  = esfuerzo principal mayor.

$H_1$  = presión estática del agua.

$H_2$  = presión de la tierra.

$H_3$  = presión del sismo.

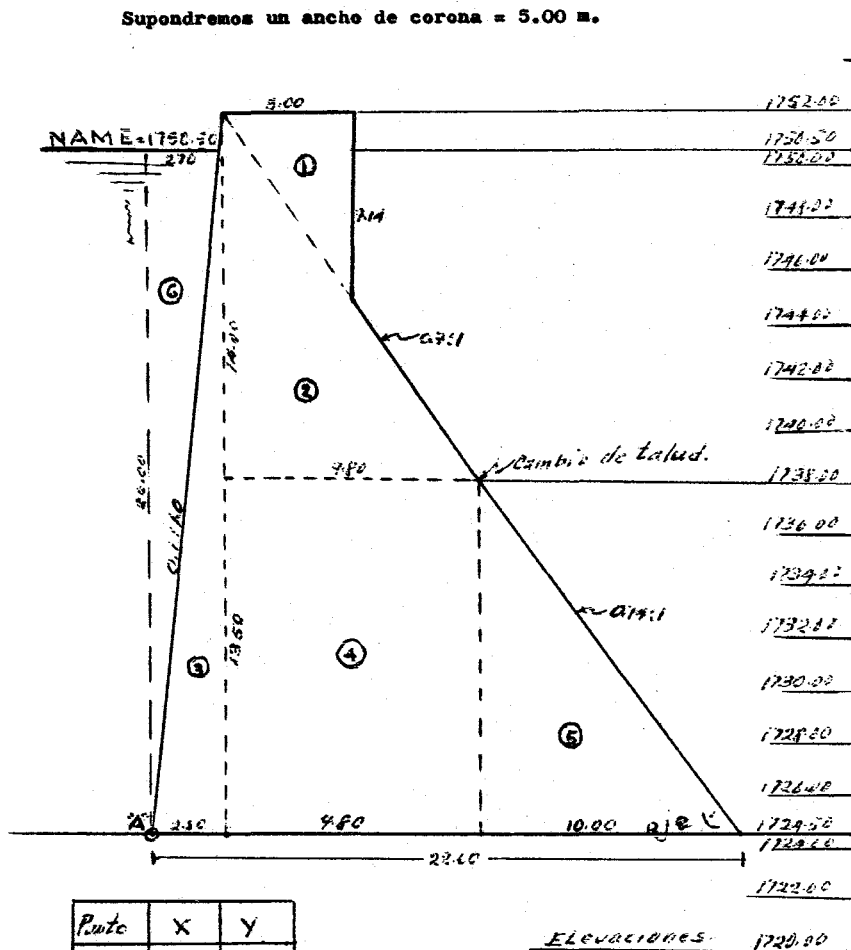
Del ejemplo anterior concluimos que la base fundamental para la estabilidad de la cortina, se debe procurar que el centro de gravedad de la sección quede lo más cercano posible al nivel de la base. Este concepto también es aplicable en la fabricación de automóviles para su estabilidad.

Si al verificar el muro por esfuerzo en la mampostería y el terreno y tenemos un esfuerzo mayor que el permisible para la cimentación, pero menor que el permisible para la mampostería, el problema se solucionaría ampliando la base de sustentación del muro únicamente mediante una zapata de cimenta-

ción, ésto es, se deja al muro con las mismas dimensiones y se coloca una losa de concreto en su base.

Con el breve estudio que hemos hecho en este capítulo ya podemos tener idea de la sección de la cortina, en seguida haremos una suposición de la sección y después la revisaremos.

Supondremos un ancho de corona = 5.00 m.



Punto	X	Y
1	6.20	25.12
2	6.07	18.22
3	0.93	9.17
4	7.70	6.75
5	15.93	4.50

Elevaciones 1720.00

ESC. NAL. DE ING.  
SECCION TEORICO  
TRIANGULAR  
JAVIER. CH. MTZ.

TABLA PARA ENCONTRAR EL C.G. DE LA SECCION EXPUESTA.

SECC.	FORM.	AREA.	X	Y	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>
1	1/2 (5x7.14)	17.85	6.20	25.12	110.8	451.0
2	1/2 (9.8 x14)	68.60	6.07	18.20	415.0	1250.0
3	1/2 (2.8x27.5)	38.50	0.93	9.17	35.8	353.0
4	9.8x13.5	132.30	7.70	6.75	1020.0	897.0
5	1/2 (10x13.5)	67.50	15.93	4.50	1075.0	304.5
SUMAS:		324.75			2656.6	3255.5

Nota.- El punto "A" es el origen de coordenadas del eje X es la base.

De la tabla se concluye que:

$$\text{EL G } (X_1, Y_1).$$

$$\therefore X_1 = \frac{\sum M_x}{\sum A}; Y_1 = \frac{\sum M_y}{\sum A} \quad \text{substituyendo valores se tiene:}$$

$$X_1 = \frac{2656.60}{324.75} \approx 8.20 \text{ m. y } Y_1 = \frac{3255.50}{324.75} \approx 10.02 \approx 10.00 \text{ m.}$$

X = abscisa del C.G. de la cortina siendo "A" el origen de coordenadas.

Y = ordenada del C.G. de la cortina siendo "A" el origen de coordenadas.

En la figura se ve que el peso del agua que ayuda a la cortina a impedir el volcamiento es la marcada con el número (6) y como es un triángulo-- su centro de gravedad será:

$$X_2 = \frac{2.70}{3} = 0.90 \text{ m. y } Y_2 = \frac{26.00}{3} = 8.7$$

su peso será = 1/2 (2.70 x26.00) x 1000 = 35,200 Kg. (en 1 m. de longitud).

Entonces peso del agua aguas arriba = W<sub>2</sub> = 35,200 Kg.

Supresión.

$$\text{Magnitud} = S_p = \frac{c \times \omega \times b \times h}{2} = \frac{0.6 \times 1000 \times 22.60 \times 27.50}{2} = 186,300 \text{ Kg.}$$

$$\text{Aplicación} = \frac{b}{3} = \frac{22.60}{3} = 7.53 \text{ m.}$$

Peso total de la sección recta de la cortina en 1 m. de longitud

$$W_1 = 324.75 \times 1.00 \times 2300 = 746,925 \text{ Kg.}$$

Fuerza Vertical total.

$$W = W_1 + W_2 - S_p = 746,925 + 35,200 - 186,300 = 595,825 \text{ Kg.}$$

Punto de aplicación:

$$W \times d = W_1 \times X_1 + W_2 \times X_2 - S_p \times \frac{b}{3} \quad \therefore d = \frac{W_1 X_1 + W_2 X_2 - S_p \frac{b}{3}}{W}$$

$$d = \frac{746,925 \times 8.20 + 35,200 \times 0.90 - 186,300 \times 7.53}{595,825}$$

$$d = \frac{6,122,785 + 31,580 - 1,402,839}{595,825} \approx 8.00 \text{ m.}$$

La fuerza horizontal total en este caso la determinará el empuje del agua,  $H_1$  y la fuerza de temblores  $H_2$ , despreciaremos el empuje de la tierra porque teóricamente la vida útil de la presa es de 50 años y hasta esa fecha se acumularía el volumen total de azolves, lo cual ya no afecta; teniendo en cuenta lo anterior tendremos:

$$H = H_1 + H_2$$

$$\text{Magnitud de } H_1 = \frac{\omega h^2}{2} = \frac{1000 \times 27.5 \times 27.5}{2} = 378,125 \text{ Kg.}$$

Punto de aplicación aquí admitiremos que se presenta a una altura de -----

$$\frac{h}{3} = \frac{27.5}{3} = 9.17 \text{ m.}$$

$$\text{Magnitud de } H_2 = MK \text{ en la que } M = \frac{W}{g} \text{ y } K = a.g. = 0.1 \text{ g.}$$

Substituyendo y efectuando operaciones:

$$H_2 = \frac{746,925 \times 0.1 \text{ g}}{g} = 74,692 \text{ Kg.}$$

Punto de aplicación la consideraremos aplicada en el C.G. de la cortina.

Aplicación = 10.00 m.

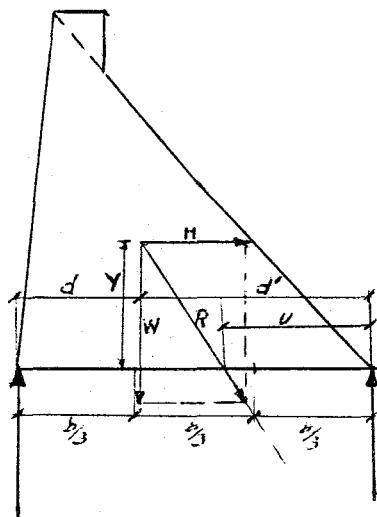
$$\text{Fuerza horizontal total: } H = H_1 + H_2 = 378,125 + 74,692 = 452,817 \text{ Kg.}$$

Punto de aplicación:

$$H \times Y = H_1 \times \frac{h}{3} + H_2 \times Y_1 \quad \cdot \cdot \cdot \sqrt{-} = \frac{H_1 \frac{h}{3} + H_2 Y_1}{H} \quad \text{substituyendo y efectuando operaciones:}$$

$$Y = \frac{378,125 \times 9.17 + 74,692 \times 10}{452,817} = \frac{3,470,000 + 746,925}{452,817} = \frac{4,216,925}{452,817} = 9.40 \text{ m.}$$

Considerando el triángulo de fuerzas formado por W, H y la resultante de estas 2 se hace la siguiente relación. (De la siguiente figura).



$$\frac{d'-U}{H} = \frac{Y}{W} \text{ despej. a } (d'-U)$$

$$d'-U = \frac{YH}{W} = \frac{9.40 \times 452,817}{595,825} = \frac{4,256,479}{595,825}$$

$$d'-U = 7.15 \text{ m.}$$

$$d+d'=b=22.60 \text{ m. } \cdot \cdot \cdot d'=b-d=22.60-8.00=$$

$$d'=14.60, \quad d'-U = 7.15 \text{ m.}$$

$$\cdot \cdot \cdot U = d' - 7.15 = 14.60 - 7.15 = 7.45 \text{ m.}$$

$$\frac{b}{3} = \frac{22.60}{3} = 7.57 \text{ m. } \quad U = 7.45 \text{ m.}$$

Siendo  $U < \frac{b}{3}$  la resultante de todas.

Las fuerzas caen fuera del núcleo central o sea fuera del tercio medio.

Por lo tanto, cambiaremos la sección, pero antes daremos algunos datos sobre fatigas de algunos materiales.

ESTABILIDAD CONTRA EL SOBRESFUERZO.

Consideraciones generales.- En adición a las fallas inherentes al deslizamiento en una sección horizontal y al volcamiento alrededor de la traza -- aguas abajo de la cortina, una estructura de mampostería puede fallar por sobrefatigar los materiales que la componen.

Es por lo tanto de vital importancia calcular los esfuerzos probables producidos en la cortina y tener conocimiento de las resistencias características de los materiales que se van a utilizar en la construcción.

En nuestro tiempo las cortinas de sección gravedad se construyen de concreto, pero muchas de ellas también se construyen de granito, piedra caliza y a veces de piedra arenisca.

Los esfuerzos principales que producen la falla son: la tensión, la compresión y el esfuerzo cortante. En la generalidad de los casos se considera que una cortina de sección gravedad no debe tener esfuerzos de tensión. Fatigas de trabajo permisibles para mamposterías y roca. La fatiga de trabajo unitario para compresión y esfuerzo cortante de los materiales se dan a continuación:

M A T E R I A L	ESFUERZOS EN KG/c <sup>2</sup> .	
	COMPRESION.	CORTANTE.
Granito.	40 a 50	10 a 12
Piedra caliza.	40 a 45	9 a 10
Piedra arenisca.	30 a 40	7 a 10
Concreto de 103 Kg/c <sup>2</sup> . a los 28 días.	26	12
" " 140 " " " " "	35	18
" " 175 " " " " "	48	21
" " 210 " " " " "	53	26

Los esfuerzos dados en esta tabla son para muestras buenas.

En la sección anterior vimos que la resultante de todas las fuerzas -- cayó fuera del núcleo central aproximadamente  $\frac{b}{3} = 7.57$  y  $U = 7.45$

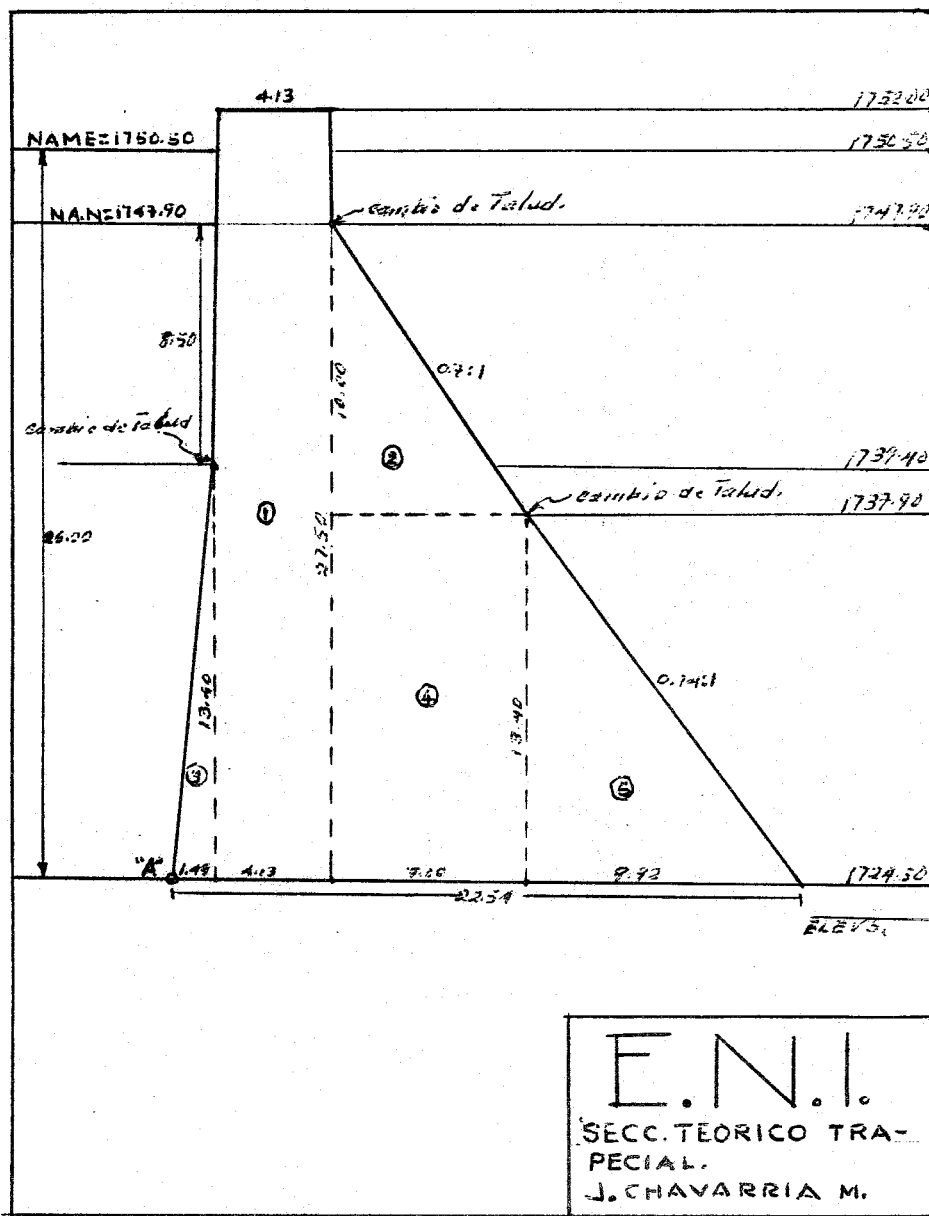
$\frac{b}{3} - U = 7.57 - 7.45 = 12$  cm. Como se vé, ya andamos cerca de los resultados a que debemos llegar, con el análisis anterior ya tenemos mejor idea -- para hallar la nueva sección, teniendo en cuenta que para ello, pues las -- fuerzas  $H_1$  y  $H_2$  son constantes. lo que buscaremos es bajar un poco el C.G. de la nueva sección.

Ahora emplearemos una sección teórico-trapezoidal.

La sección de una cortina gravedad-vertedora, es un trapecoide con la cara aguas arriba vertical o ligeramente inclinada. La corona se modifica -- para aumentar la descarga y adherencia de la lámina de agua al cuerpo de la cortina, para el buen funcionamiento de cualquier gasto que se vierta sobre ella.

Por consideraciones hidráulicas se recomienda que la modificación de la corona consista en dotarla en una simple corona circular, o bien en una serie de curvas circulares, tangentes unas a otras.

Los cimacios con estas características han sido ampliamente estudiados en los laboratorios de hidráulica y han mostrado ser los más eficientes (como se verá en el capítulo IV).





Seguiremos la misma secuela de cálculo que la del análisis anterior pero antes mencionaremos las fallas que pueden presentarse en una cortina y así poderlas evitar.

1).- Por compresión. 2).- Por esfuerzo cortante. 3).- Por deslizamiento. 4).- Por erosión. 5).- Por tubificación. 6).- Por subpresión.

1 y 2).- La falla por compresión siempre va ligado a la de esfuerzo cortante, y es debida al exceso de carga en la cimentación o sea fatiga excesiva.

3).- Falla por deslizamiento se debe a la estratigrafía del terreno de cimentación, que no deslicen las capas del subsuelo (o sean estratos).

4).- Falla por erosión.- Esta falla se debe de tomar muy en cuenta en las cortinas del tipo vertedoras por la secavación del terreno aguas atrás, principalmente cuando son muy altas, hay que procurar que el agua caiga semejante a una lluvia fuerte y no de golpe. Para ello se puede poner revestimiento aguas atrás.

5).- Falla por tubificación.- Consiste en el paso del agua en material granular, cuando es corto el paso de filtración la velocidad aumenta y es peligroso, al aumentar la velocidad se forman conductos debajo de la cortina y si la velocidad arrastra el material de cimentación esos conductos se hacen más grandes de sección y puede fracasar la cortina. Por ello se debe dar un paso de filtración mayor, ésto se puede hacer, por medio de corazones más amplios o por medio de dentellones o con delantales en aguas arriba.

Los requisitos que debe cumplir la cortina para que se considere estable son:

- 1.- Que no deslice.
- 2.- Que no se voltee.
- 3.- Que no se sobrepasen los esfuerzos considerados como permisibles en ninguna sección de ella.
- 4.- Que existan sólo esfuerzos de compresión en todos los puntos de la mampostería.
- 5.- Que los esfuerzos en la superficie del terreno en contacto con la base de la cortina sean menores que la resistencia del suelo.

Para que la condición (1) se cumpla es indispensable que la suma de las proyecciones horizontales de todas las fuerzas que actúan en la cortina sea menor que la fuerza friccionante máxima que puede desarrollarse entre la cortina y el terreno de cimentación. Esta fuerza depende del peso de la cortina y del coeficiente de fricción entre las superficies de contacto.

Para que se satisfaga la condición (2) es necesario que la línea de acción de la resultante de las fuerzas que actúan en la cortina arriba del plano de la base, corte a la misma.

Para que se verifique la condición (4) es necesario que la resultante caiga dentro del núcleo central de la base. Se observa que si se satisface esta condición se cumple la (2) y sólo restará rectificar las condiciones 1, 3 y 5.

TABLA PARA ENCONTRAR EL C.G. DE LA SECC. TRAPEZOIDAL.

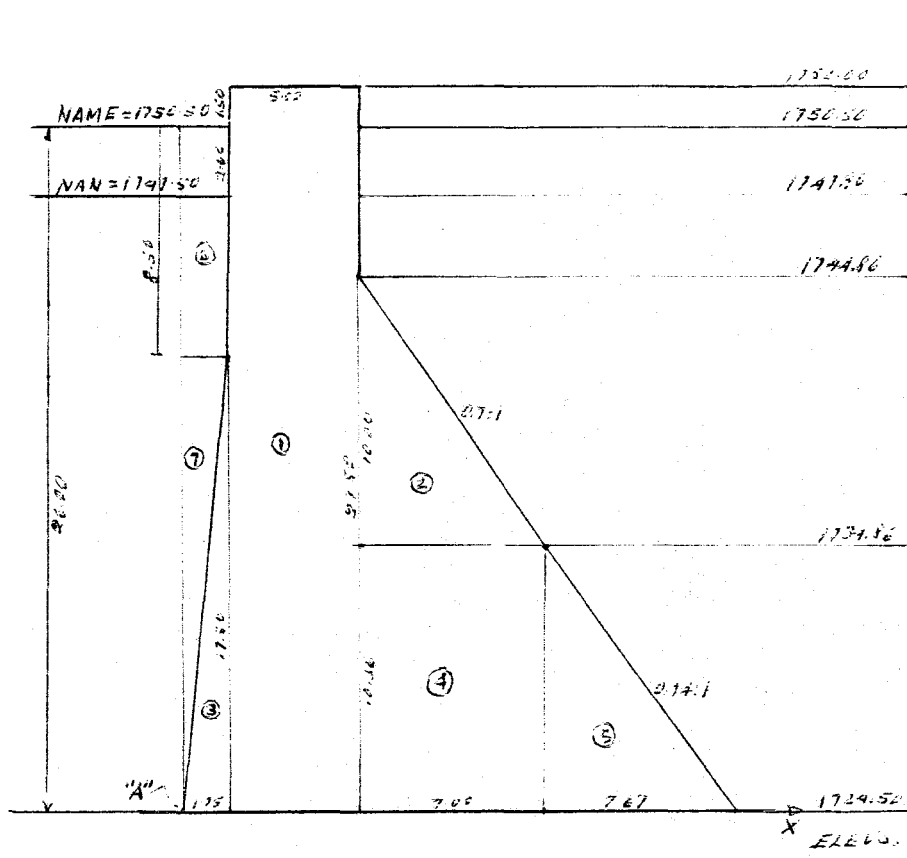
SECC.	FORM.	AREA	X	Y	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>
1	27.5x4.13	113.80	3.55	13.25	405.00	1505.0
2	1/2(10x7)	35.00	7.95	16.73	278.0	584.0
3	1/2(14.9x9x1.49)	11.10	0.92	4.97	10.2	55.2
4	7x13.4	93.80	9.12	6.70	856.0	629.0
5	1/2 (13.4x9.92)	66.46	16.00	4.80	1065.0	318.2
SUMAS:		320.16			2614.2	3091.4

Nota.- El punto "A" es el origen de coordenadas y el eje X es la base de la cortina. De la tabla se concluye:

$$X_1 = \frac{M_x}{\sum A} \quad \text{y} \quad Y_1 = \frac{M_y}{\sum A} \quad \text{substituyendo valores:}$$

$$X_1 = \frac{2,614.20}{320.16} = 8.15 \text{ m.} \quad \text{y} \quad Y_1 = \frac{3,091.40}{320.16} = 9.62 \text{ m.}$$

Como se verá, esta tabla con la de la otra sección no es muy ventajosa porque sólo reducimos la sección aproximadamente 4.00 m<sup>2</sup>. De otros análisis que hice escogí la siguiente sección: (continúa en la pag. 26')



SECCION QUE SE ESCOJO COMO UNA  
 DE LAS MAS ECONOMICAS (de las calculadas)

TABLA PARA ENCONTRAR EL C.G. DE LA SECCION DE LA CORTINA.

SECC.	FORM.	AREA.	X	Y	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>
1	5x27.5	137.50	4.25	13.75	584.0	1890.0
2	1/2(7x10)	35.00	9.08	13.70	317.5	479.0
3	1/2(1.75x17.5)	15.33	0.58	5.80	8.9	89.0
4	7x10.36	72.52	10.25	5.18	743.0	376.0
5	1/2(6.67x10.36)	34.50	16.31	3.52	562.0	87.0
SUMAS:		294.85			2215.4	2921.0

Nota.- El punto "A" es el origen de coordenadas y la base es el eje "X"

$$\therefore X_1 = \frac{2,215.40}{294.85} = 7.53 \text{ m.}$$

$$Y_1 = \frac{2,921.00}{294.85} = 9.92 \text{ m.}$$

Peso total de la sección recta de la cortina en 1 m. de longitud:

$$W_1 = 294.85 \times 1.00 \times 2,300 = 678,155 \text{ Kg.}$$

En la figura tenemos que el C.G. del agua que ayuda a la estabilidad de la cortina es:

SECC.	FORM.	AREA	X	Y	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>
6	1.75x8.5	14.85	0.875	21.75	13.0	324.0
7	1/2(1.75x17.5)	15.33	1.17	11.70	17.9	179.0
SUMAS:		30.18			30.9	503.00

Se utilizó el mismo sistema de ejes.

$$X_2 = \frac{\sum M_x}{\sum A} = \frac{30.90}{30.18} = 1.01 \text{ m.}$$

$$Y_2 = \frac{\sum M_y}{\sum A} = \frac{503.00}{30.18} = 16.70 \text{ m.}$$

Peso del agua en un metro de longitud:

$$W_2 = 30.18 \times 1.00 \times 1000 = 30,180 \text{ Kg.}$$

Subpresión:

$$\text{Magnitud } S_p = \frac{c \times \omega \times b \times h}{2} \therefore C = 0.6; \quad \omega = 1000; \quad b = 21.42; \quad H = 26$$

$$S_p = \frac{0.6 \times 1000 \times 21.42 \times 26}{2} = 0.3 \times 1000 \times 556.92 = 3 \times 55,692 = 167,076 \text{ Kg.}$$

$$\text{Aplicación } \frac{b}{3} = \frac{21.42}{3} \text{ a } 7.14 \text{ m.}$$

Fuerza vertical total:

$$W = W_1 + W_2 - S_p = 678,155 + 30,180 - 167,076 = 541,259 \text{ Kg.}$$

Punto de aplicación de W:

$$W \times d = W_1 X_1 + W_2 X_2 - S_p \frac{b}{3} \therefore d = \frac{W_1 X_1 + W_2 X_2 - S_p \frac{b}{3}}{W}$$

$$d = \frac{678,155 \times 7.53 + 30,180 \times 1.01 - 167,076 \times 7.14}{541,259}$$

$$d = \frac{5,100,000 + 30,500 - 1,195,000}{541,259} = \frac{3,935,500}{541,259} = 7.25 \text{ m.}$$

La fuerza horizontal total en este caso la determina el empuje del agua  $H_1$  y la fuerza de temblores  $H_2$ . Las demás fuerzas las despreciaremos.

Teniendo en cuenta lo anterior tendremos:

$$H = H_1 + H_2$$

$$\text{Magnitud de } H_1 = \frac{w}{2} (h^2 - h_0^2) = \frac{1000}{2} (26^2 - 2.6^2) = 500 (676 - 6.76)$$

$$H_1 = 500 \times 669.24 = 334,620 \text{ Kg.}$$

Punto de aplicación:

$$Y_3 = \frac{(h-h_0)(h+2h_0)}{3(h+h_0)} = \frac{(26-2.6)(26+5.2)}{3(26+2.6)} = \frac{23.4 \times 31.2}{3 \times 28.6} = \frac{730.0}{85.8} = 8.5 \text{ m.}$$

Magnitud de  $H_2$

$$H_2 = M \cdot K \text{ en la que } M = \frac{W_1}{g} \text{ y } K = a \text{ g} = 0.1 \text{ g subst.}$$

$$H_2 = \frac{W_1}{g} \times 0.1 \text{ g} = 0.1 W_1 = 0.1 \times 678,155 = 67,815 \text{ Kg.}$$

Aplicación = B

$$678,155 \times 9.92 = 6,820,000$$

$$\frac{30,180 \times 16.70}{708,335} = \frac{503,000}{7,323,000}$$

$$B = \frac{7,323,000}{708,335} = 10.35 \text{ m.}$$

Fuerza horizontal total:

$$H = H_1 + H_2 = 334,620 + 67,815 = 402,435 \text{ Kg.}$$

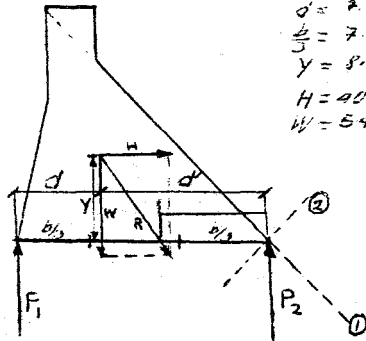
Punto de aplicación:

$$HY = H_1 Y_3 + H_2 B = 334,620 \times 8.5 + 67,815 \times 10.35 = \frac{2,840,000}{3,540,000} + \frac{700,000}{3,540,000}$$

$$H \cdot Y = 3,540,000 \text{ Kg. m.}$$

$$\therefore Y = \frac{3,540,000}{402,435} = 8.80 \text{ m.}$$

Considerando el triángulo de fuerzas formado por  $W$  y  $H$  y la resultante de estas 2 fuerzas hace la siguiente relación:



$$b = 21.42 \text{ m.}$$

$$d = 7.25 \text{ m.}$$

$$\frac{b}{Y} = 7.25 \text{ m.}$$

$$Y = 8.80 \text{ m.}$$

$$H = 402,435 \text{ Kg}$$

$$W = 541,259 \text{ m.}$$

$$\frac{d' - U}{H} = \frac{Y}{W} \therefore d' - U = \frac{Y H}{W}$$

$$d' - U = \frac{8.8 \times 402,435}{541,259} = 6.52 \text{ m.}$$

$$\therefore d + d' = b; d' = b - d = 21.42 - 7.25 = 14.17 \text{ m.}$$

$$d' - U = 6.52 \text{ m.}$$

$$U = d' - 6.52 = 14.17 - 6.52 = 7.65 \text{ m.}$$

$$\frac{b}{3} = \frac{21.42}{3} = 7.14 \text{ m. ; } U = 7.65 \text{ m.} \therefore U > \frac{b}{3}$$

Siendo  $U > \frac{b}{3}$  la resultante de todas las fuerzas cae dentro del tercio medio de la base.

$P_2$  = fatiga en  $\text{Kg/cm}^2$  en el pie de la cortina.

$P_1$  = " " " " " " " " " " " "

$W$  = fuerza vertical total = 541,259 Kg.

$b$  = base de la cortina = 21.42 m.

$U$  = distancia desde el origen de la traza de aguas abajo al centro de presiones sobre la sección horizontal = 7.65 m.

FORMULAS QUE SE USAN:

$$P_2 = \frac{2W}{b} \left( 2 - \frac{3U}{b} \right) \text{ y } P_1 = \frac{2W}{b} \left( \frac{3U}{b} - 1 \right) \text{ Subst. valores tenemos:}$$

$$P_2 = \frac{2 \times 541,259}{21.42} \left( 2 - \frac{3 \times 7.65}{21.42} \right) = \frac{1,082,518}{21.42} \left( 2 - \frac{22.95}{21.42} \right) = \frac{1,082,518}{21.42} (2 - 1.07)$$

$$P_2 = 50,537 \times 0.93 = 46,999.41 \text{ Kg/m}^2 \approx 4.7 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$P_1 = \frac{2W}{b} \left( \frac{3U}{b} - 1 \right) = \frac{2 \times 541,259}{21.42} \left( \frac{3 \times 7.65}{21.42} - 1 \right) = \frac{1,082,518}{21.42} \left( \frac{22.95}{21.42} - 1 \right)$$

$$P_1 = 50,537 (1.07 - 1) = 50,537 \times 0.07 = 3537.59 \text{ Kg/m}^2 = 0.353759 \text{ Kg/c}^2.$$

Como se vé, a presa llena la mayor fatiga está en el pie de la cortina y es de  $4.7 \text{ Kg/c}^2$ , valor aceptable en el material de la cortina y de la cimentación.

Los esfuerzos principales se tienen en los planos (1) y (2); en el plano (1) es:

$$P_1 = P_2 \cos \theta$$

ESTABILIDAD CONTRA EL DESLIZAMIENTO.

Los componentes horizontales de las presiones de la tierra y el agua provocan el deslizamiento de la cortina sobre una sección horizontal.

Las presiones sobre la cara de aguas arriba, tienden a mover la cortina hacia aguas abajo o viceversa.

La tendencia del movimiento hacia aguas arriba es de menor importancia, pero la tendencia del movimiento hacia aguas abajo, es el factor determinante en la estabilidad de la cortina.

El deslizamiento de la cortina sobre cualquier sección horizontal, se resiste por la fricción debida al peso de la cortina, del agua y de la tierra sobre sus taludes y por encima de la sección horizontal, disminuida por la subpresión.

Se calculará con la siguiente fórmula:

$$\mu = \frac{QH}{W} \quad \text{donde:}$$

$\mu$  = coeficiente de fricción en este caso = 0.75  
 Q = factor de seguridad (debe ser 1)  
 H = fuerza horizontal total = 402,435 Kg.  
 W = fuerza vertical total = 541,259 Kg.

despejando a Q y substituyendo valores:

$$Q = \frac{W}{H} = \frac{0.75 \times 541,259}{402,435} = \frac{405,944}{402,435} \approx 1.01$$

Estabilidad contra el volcamiento.- La fuerza horizontal total tiende a voltear la cortina y es contrarrestada por la fuerza vertical total.

Tomando momentos en el extremo del talud aguas abajo:

$W \times d = H \times Y \times Q_1$  despejando a  $Q_1$  (factor de seguridad) y subst.:

$$Q_1 = \frac{W d}{H Y} = \frac{541,259 \times 14.17}{402,435 \times 8.80} = \frac{7,680,000}{3,541,428} = 2.17$$

#### CALCULO DE LA ESTABILIDAD DE LA CORTINA A PRESA VACIA.

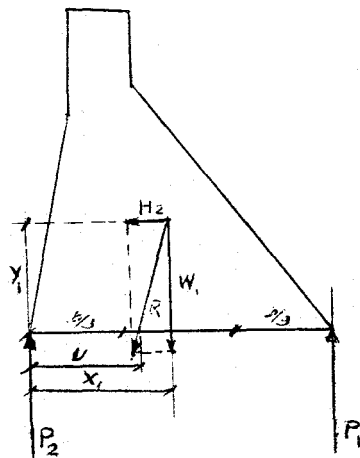
El caso más desfavorable para la estabilidad de la cortina estando la presa vacía, es considerar la fuerza  $H_2$  debida a un temblor normal al eje de la cortina y en dirección aguas arriba.

$$H_2 = MK; \text{ en la que } M = \frac{W_1}{g} \text{ y } K = a g = 0.1 g.$$

$$H_2 = \frac{W_1}{g} a g = \frac{W_1}{g} 0.1 g = 0.1 W_1 \text{ substituyendo valores se tiene:}$$

$$H_2 = 678,155 \times 0.1 = 67,815 \text{ Kg.}$$

Considerando el triángulo de fuerzas formado por  $W_1$ ,  $H_2$  y la resultante de éstas 2 podemos hacer la siguiente relación:



$$H_2 = 67,815 \text{ Kg.}$$

$$W_1 = 678,155 \text{ Kg.}$$

$$\frac{b}{3} = \frac{21.42}{3} = 7.14 \text{ m.}$$

$$X_1 = 8.15 \text{ m.}$$

$$Y_1 = 9.62 \text{ m.}$$

$$\frac{X_1 - U}{H_2} = \frac{Y_1}{W_1}$$

$$\therefore X_1 - U = \frac{Y_1 H_2}{W_1}$$

Subst.:

$$X_1 - U = \frac{9.62 \times 67,815}{678,155} = 0.962 \text{ m.}$$

$$X_1 - U = 0.962 \therefore U = X_1 - 0.962$$

$$U = 8.15 - 0.962 = 7.188 \text{ m.}$$

$$\frac{b}{3} = 7.14 \text{ m. como se ve } U > \frac{b}{3}$$

Por lo tanto, la resultante de todas las fuerzas cae dentro del tercio medio.

FATIGA EN EL PIE Y TALON DE LA CORTINA A PRESA VACIA.

$$P_2 = \frac{2W}{b} \left( 2 - \frac{3U}{b} \right) = \frac{2 \times 678,155}{21.42} \left( 2 - \frac{3 \times 7.188}{21.42} \right) = \frac{1,356,310}{21.42} \left( 2 - \frac{21.564}{21.42} \right)$$

$$P_2 = \frac{1,356,310}{21.42} (2 - 1.01) = \frac{1,342,747}{21.42} = 62,750 \text{ Kg/m}^2 = 6.27 \text{ Kg/c}^2.$$

$$P_1 = \frac{2W_1}{b} \left( \frac{3U}{b} - 1 \right) = \frac{1,356,310}{21.42} (1.01 - 1) = 0.01 \times 63,200 = 632 \text{ Kg/m}^2.$$

$$P_1 = 0.0632 \text{ Kg/c}^2.$$

Como vemos, ya no hace falta analizarla por deslizamiento ni por volteo, ya que sólo está soportando su peso propio sin que haya otra fuerza.

En conclusión escogemos esta sección por ser una de las que requiere menor cantidad de materiales y como vimos es estable.

FIN DEL CAPITULO III.



CAPITULO IV.

GENERALIDADES SOBRE EL VERTEDOR DE EXCEDENCIAS Y OBRA DE TOMA.

Antes de hablar sobre las generalidades de dichas estructuras, haremos un estudio sobre algunas nociones de hidráulica que se aplican en vertedores y tubos.

Principio de Galileo.

Donde no hay fuerza no hay aceleración  $y = \frac{d(v)}{dt}$

Principio de Newton.

La fuerza es proporcional a la aceleración  $\frac{f_1}{f_2} = \frac{m_1}{m_2} = \frac{f_3}{f_4} \dots = \text{masa.}$

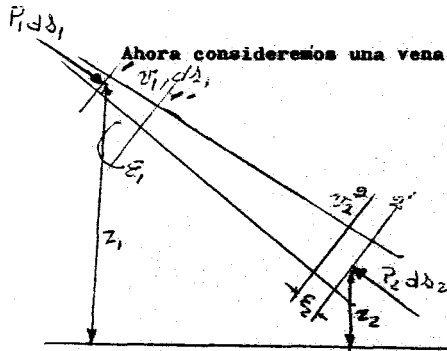
Las masas son proporcionales a los pesos:

$$\frac{P}{m} = g ; P = mg \therefore \frac{P}{g} = m.$$

Todos los cuerpos caen con la misma velocidad.

Trabajo mecánico.

Por definición  $\bar{C} = 1/2 m v^2$  ;  $1/2 m v^2 = \text{fuerza viva del cuerpo o energía cinética.}$



Ahora consideremos una vena líquida en régimen permanente.

Aplicando el principio de que el espacio es = a la velocidad por la diferencial de tiempo:

$$E_1 = v_1 dt$$

$$E_2 = v_2 dt$$

El volumen de agua encerrado entre las secciones 1 y 1' debe ser = al encerrado entre las secciones 2 y 2'.

$$E_1 dA_1 = E_2 dA_2 = d \text{ Volumen} = d \text{ Vol.}$$

$dA_1$  y  $dA_2$  son las secciones de la vena líquida en 1 y 2 respectivamente.

Aplicando la definición de gasto, o sea que la diferencia de volumen - entre la diferencia de tiempo = diferencia de gasto.

$$dQ = \frac{dVol}{dt} = \frac{v_1 dA_1}{dt} = \frac{v_2 dA_2}{dt} ; \text{aplicando el principio de trabajo mecánico se tiene:}$$

$$\bar{C} = P_1 dA_1 E_1 - P_2 dA_2 E_2 + \omega dVol(z_1 - z_2) = \frac{1}{2} \frac{\omega dVol}{g} v_2^2 - \frac{1}{2} \frac{\omega dVol}{g} v_1^2$$

dividiendo entre  $d \text{ Vol}$  a toda la ecuación se tiene:

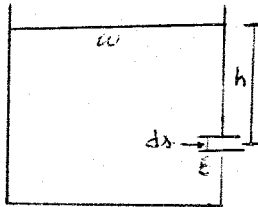
$$\frac{P_1}{\omega} - \frac{P_2}{\omega} + z_1 - z_2 = \frac{v_2^2}{2g} - \frac{v_1^2}{2g} \quad \text{separando índices:}$$

$$z_1 + \frac{P_1}{\omega} + \frac{v_1^2}{2g} = z_2 + \frac{P_2}{\omega} + \frac{v_2^2}{2g} \quad \text{Teorema de Bernoulli.}$$

Teorema de Bernoulli: Dice que la suma de:

La carga de altura, carga de presión y carga de velocidad permanece - constante para cualquier sección de la vena.

$$\text{Fórmula de Torricelli: } v = \sqrt{2gh}$$



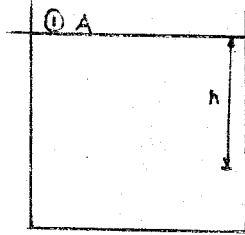
cond;  $whdsE$  - trabajo;  $P = wh$ ;  $h = \frac{P}{w}$

$$whdsE = \frac{1}{2} \frac{E d s w}{g} v^2 \therefore h = \frac{v^2}{2g}$$

$$\therefore v^2 = 2gh \therefore v = \sqrt{2gh}$$

Aplicación del teorema de Bernoulli a orificios.

A = es muy grande en comparación con a



$$h + \frac{v^2}{2g} + \frac{Patmasf}{\rho} = 0 + \frac{V^2}{2g} + \frac{Patmasf}{\rho}$$

simplificando:

$$h + \frac{v^2}{2g} = \frac{V^2}{2g} \text{ pero } VA = va$$

$$\therefore V = \frac{v \cdot a}{A}; \frac{v^2}{2g} = \frac{a^2}{A^2} \cdot \frac{v^2}{2g}$$

$$\frac{v^2}{2g} - \frac{v^2}{2g} = h; h = \frac{v^2}{2g} \left( 1 - \frac{a^2}{A^2} \right) \text{ despejando a } v$$

$$\frac{v^2}{2g} = \frac{h}{\left( 1 - \frac{a^2}{A^2} \right)}; v^2 = \frac{2gh}{\left( 1 - \frac{a^2}{A^2} \right)} \therefore v = \sqrt{\frac{2gh}{1 - \frac{a^2}{A^2}}}$$

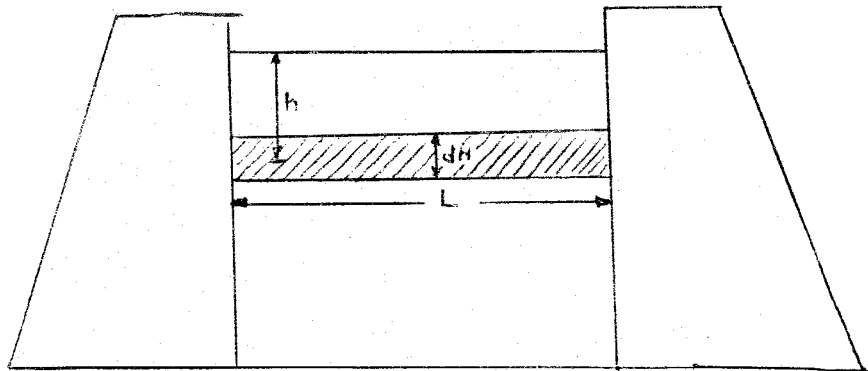
Como A es muy grande  $\frac{a^2}{A^2}$  se desprecia y se tiene la fórmula práctica de que  $v = \sqrt{2gh}$

como g es constante  $\sqrt{2g} = 4.43 \therefore v = 4.43\sqrt{h}$

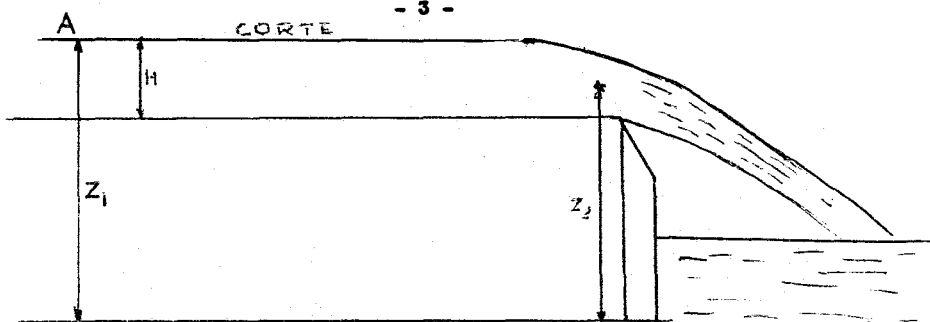
Ya vistos los principios aplicados a los orificios, se pueden aplicar a vertedores, canales, etc.

A continuación veremos fórmulas que se aplican a vertedores.

VERTEDORES RECTANGULARES:



FRENTE



$$Z_1 + \frac{P_a}{\rho} + \frac{v_1^2}{2g} = Z_2 + \frac{P_a}{\rho} + \frac{v_2^2}{2g} ; Z_1 = Z_2 + \frac{v_2^2}{2g}$$

$$\therefore \frac{v_2^2}{2g} = Z_1 - Z_2 = H \quad \therefore v_2 = \sqrt{2gH}$$

$$dQ = LdH \sqrt{2gH} ; dQ = \sqrt{2g} \cdot L \times H^{\frac{1}{2}} dH ; Q = \sqrt{2g} \cdot L \int_0^H H^{\frac{1}{2}} dH$$

$\therefore Q = \frac{2}{3} \sqrt{2g} \times L \times H^{\frac{3}{2}}$  como  $\frac{2}{3}$ ;  $2g$ ; y  $L$  son constantes se ve que el gasto es proporcional a la cresta.

$$Q = LH \sqrt{2gX} ; \frac{2}{3} \sqrt{H} = \sqrt{X} \quad \therefore X = \frac{4}{9} H$$

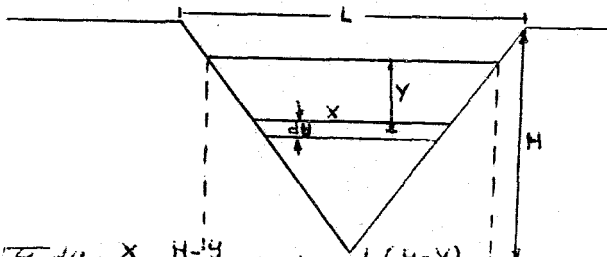
$$Q = \frac{2}{3} c \sqrt{2g} \times L H^{\frac{3}{2}} \quad \dots c \hat{=} 0.61, 0.62, 0.63, 0.64 \text{ (Ver el King).}$$

Si  $H$  crece  $c$  decrece.

En este caso despreciamos la velocidad de llegada. Hay otras fórmulas que sí la toman en cuenta. (Ver el King).

**VERTEDORES TRIANGULARES.**

Estos vertedores se usarán para gastos pequeños y son aconsejables para dichos gastos porque dan resultados más precisos para este tipo de gastos.



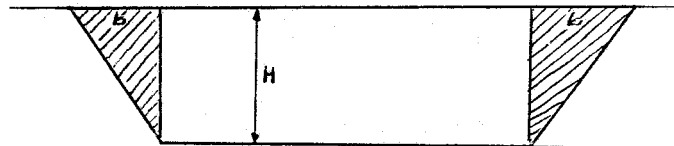
$$dQ = x dy \sqrt{2gy} = \sqrt{2g} x \sqrt{y} dy ; \frac{x}{L} = \frac{H-y}{H} \quad \therefore x = \frac{L(H-y)}{H}$$

$$\therefore dQ = \sqrt{2g} \frac{L}{H} \int_0^H (H-y) \sqrt{y} dy = \sqrt{2g} \frac{L}{H} \left[ \frac{2}{3} Hy^{\frac{3}{2}} - \frac{2}{5} y^{\frac{5}{2}} \right]_0^H$$

$$Q = \frac{4}{15} \sqrt{2g} \cdot LH^{\frac{3}{2}} \quad \text{gasto vertedor triangular.}$$

Nota.- El vertedor triangular estandar es un triángulo rectángulo isósceles.

VERTEDORES TRAPECIALES O DE CHIPOLETTI.



condición  
L > 3H

$$Q_c = K (L - .2H) H^{3/2} ; Q_c = KLH^{3/2} - 0.2 KH^{5/2}$$

$$.2KH^{5/2} = \frac{2}{5} K 2bH^{3/2}$$

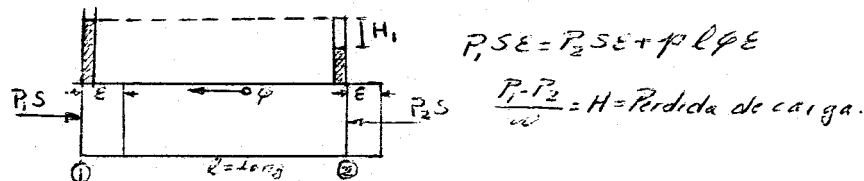
El King da una fórmula:  $Q = 3.3 \times \frac{LH^{3/2}}{3.12}$

$$Q = 3.3 \times 0.66 LH^{3/2} \therefore Q = 1.86 LH^{3/2}$$

Nociones sobre "tubos"; tubo forzado o canal.

En el tubo la presión es menor que la presión atmosférica.

En el canal la presión es igual que la presión atmosférica.



La presión en (1) es mayor que en (2)

$$z_1 + \frac{P_1}{w} + \frac{V_1^2}{2g} = z_2 + \frac{P_2}{w} + \frac{V_2^2}{2g} ; \text{ pero } V_1 = V_2$$

$$z_1 + \frac{P_1}{w} = z_2 + \frac{P_2}{w} ; H = \frac{P_1 - P_2}{w}$$

Acueducto se sobreentiende canal cerrado.

Si el tubo es recto, la pérdida de carga es debido a la fricción ---

$\phi$  = fuerza por unidad de área.

Quando la velocidad aumenta  $\phi$  aumenta.

$$P_1 SE - P_2 SE - \phi pl E = 0 ; \text{ el incremento de la fuerza viva es nula.}$$

$$S (P_1 - P_2) = \phi pl ; P_2 < P_1$$

$H_1$  = pérdida de carga por la fricción.

$$H_1 = \frac{P_1 - P_2}{w} = \frac{\phi pl}{ws} ; \frac{s}{\phi} = \text{Radio Hidráulico} = r = \frac{\pi d^2}{4\pi d} = \frac{d}{4}$$

$$H_1 = \frac{P_1 - P_2}{w} = \frac{\phi pl}{ws} = \frac{\phi l}{wr} ; r = \frac{d}{4}$$

$\phi$  no depende de la presión sino de la velocidad.

En el régimen laminar  $f$  es proporcional a la velocidad.

En el régimen hidráulico  $f$  es proporcional toscamente a  $v^2$ .

$$H_1 = \frac{Kv^2 l}{\omega r} \quad \text{Fórmula de Chezy.}$$

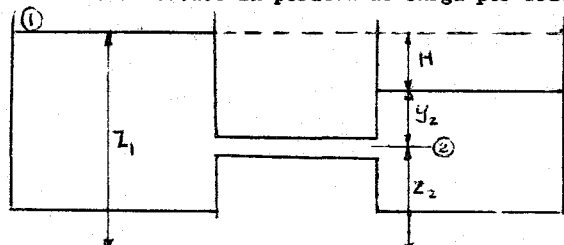
$$H_1 = \frac{Kv^2 l}{\omega r} = \frac{4K}{\omega} \frac{v^2 l}{d} \quad \text{multiplic. y divid. por } 2g.$$

$$\frac{29.4K}{\omega} \frac{v^2 l}{d} = H_1 \therefore H_1 = f \frac{l}{d} \frac{v^2}{2g} \quad \text{Fórmula de Chezy adaptada para tubos.}$$

$f$  no es constante.

$f$  es una función creciente de la velocidad.

Ahora veremos la pérdida de carga por fricción y por entrada.



$$v = C_v \sqrt{2gH}$$

$$z_1 = z_2 + y_2 + \frac{v^2}{2g} + H_0$$

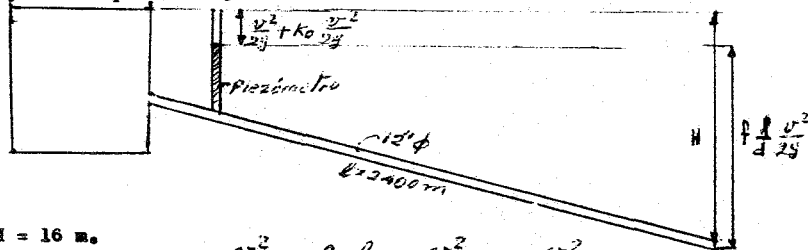
$$H = \frac{v^2}{2g} + H_0$$

$$H_0 = H - \frac{v^2}{2g}$$

$$v^2 = C_v^2 2gH \therefore H = \frac{v^2}{C_v^2 2g}; \quad H_0 = \frac{v^2}{C_v^2 2g} - \frac{v^2}{2g} = \frac{v^2}{2g} \left( \frac{1}{C_v^2} - 1 \right)$$

$$\frac{1}{C_v^2 2g} = K_0 \therefore H_0 = K_0 \frac{v^2}{2g}$$

Ejem. de aplicación.



$$H = 16 \text{ m.}$$

$$\text{Carga total } H = K_0 \frac{v^2}{2g} + f \frac{l}{d} \cdot \frac{v^2}{2g} + \frac{v^2}{2g}$$

$$H = \frac{v^2}{2g} (K_0 + f \frac{l}{d} + 1); \quad f \text{ varía de } 0.01 \text{ a } 0.04$$

$$\text{Subst. Valores: } f_{\text{supuesta}} = 0.02$$

$$16 = \left( 0.5 + \frac{0.2 \times 2400}{0.3048} + 1 \right) \frac{v^2}{2g} = (0.5 + 158 + 1) \frac{v^2}{2g} = 159.5 \frac{v^2}{2g}$$

$$\therefore \frac{v^2}{2g} = \frac{16}{159.5} = 0.1002 \text{ m. } \therefore v = 4.43 \sqrt{0.1002} = 1.41 \text{ m/seg.}$$

$$v = 1.41 \text{ m/seg.} = \frac{1.41}{0.3048} = 4.64 \text{ Pies/seg. con el diámetro y esta veloci-}$$

dad se entra en el manual de King y se obtiene 0.0218 y 0.0213 que se -  
tabulan para hallar  $f$  ;  $\frac{5}{1} \times 0.64 = 3.2$  ;  $= 0.0218 - 0.00032$

$$f = 0.0215; \frac{158}{2} \times 2.15 = 79 \times 2.15 = 169.8$$

$$169.8 + 1 + 0.5 = 171.3 ; \frac{16}{171.3} = \frac{v^2}{2g} = 0.0935 \text{ m.}$$

$$v = 4.43 \sqrt{0.0935} = 1.35 \text{ m/seg.}$$

$$d = 0.3048 \pm .305, \text{ \u00e1rea} = 0.073 \text{ m}^2.$$

$$Q = A \times v = 0.073 \times 1.35 = 0.098 \text{ m}^3/\text{seg.} = 98 \text{ l/seg.}$$

*Con los principios y ejemplos vistos pasamos  
a ver las generalidades sobre el vertedor de excedencias  
y sobre su forma.*

#### CAPITULO IV.

#### GENERALIDADES SOBRE VERTEDOR DE EXCEDENCIAS Y OBRA DE TOMA.

#### VERTEDOR DE EXCEDENCIAS.

Generalidades.- El vertedor de excedencias es la estructura que da salida a las aguas que ya no se puede almacenar en el vaso, evitando la destrucción de la cortina y otras estructuras.

Para el diseño de un vertedor se supone que la avenida máxima probable puede presentarse cuando esté llena la presa.

Tipos de vertedores: a).- de cresta libre.  
b).- con compuertas.

Los de tipo a pueden ser de planta recta o planta curva, con o sin cimacio, con canal de descarga o sin él, pueden tener régimen acelerado o no, - usar estructuras amortiguadoras de descarga o no, etc.

Los del tipo b se subdividen según el tipo de compuertas empleadas.

Los vertedores más usados en la práctica se conocen con los siguientes nombres:

1).- De abanico; 2).- de cresta recta; 3).- de canal lateral; 4).- de trayectorias planas o rápidas.

Las partes principales de que consta un vertedor son generalmente:

a).- Canal de llegada; b).- Cresta vertedora; c).- Canal de descarga; d).- Disipador de energía.

Canal de llegada este canal se excava desde un nivel poco inferior a la cresta vertedora, para poder dar la forma de cimacio.

Cresta vertedora.- Esta debe ser de tal forma que cuando pase el gasto máximo, la superficie inferior del chorro, no se despeque de la superficie del cimacio, pues de otra manera se forman vacíos entre el chorro y el cimacio y entonces la presión atmosférica rompe el chorro para llenar con aire la zona de cavitación; éste cierre es arrastrado por el chorro y se vuelve a repetir el fenómeno, poniendo en peligro el cimacio.

Canal de descarga.- Generalmente se construyen rectos, pero en muchas ocasiones debido a la topografía, se tendrían que hacer grandes excavaciones que resultarían muy costosas y entonces se hacen en forma curva.

Cuando las laderas son muy inclinadas, se construyen canales laterales, pero generalmente son poco eficientes, los canales necesitan revestirse debido a las grandes velocidades que alcanza en esa región el agua.

Disipador de energía.- Generalmente se usan umbrales de flectores o colchones de agua.

Vertedor de la Presa Urepitiro.- Se selecciona un vertedor de cierta recta de 20.00 m. de longitud localizado sobre el extremo izquierdo (según el dibujo de la boquilla) de la cortina y con un canal de descarga en forma curva.

El gasto máximo obtenido fue de  $169 \text{ m}^3/\text{seg.}$  (Método de Goodrige) con una carga de 2.60 m. sobre el vertedor y para dar una capacidad de 13 millones de  $\text{m}^3$ .

Se hará una excavación a la elevación 1746.00 que servirá de acceso al vertedor.

El canal de salida tiene un tramo recto inicial que estará revestido y a continuación se le dió forma curva para desviarlo hacia el río que es donde termina. Este segundo tramo no lleva revestimiento.

#### CALCULO HIDRAULICO DEL VERTEDOR.

Datos: Elevación de la cresta vertedora: ----- 1747.90 m. S.N.M.  
Longitud de la cresta vertedora: ----- 20.00 m.  
Gasto de proyecto: -----  $169.00 \text{ m}^3/\text{seg.}$   
Coeficiente de gasto: ----- 2.00

La carga sobre la cresta vertedora se determina de la siguiente manera;  
 $H = \text{elevación N.A.M.} - \text{elevación de la cresta.}$

Como la elevación de la corona es de 1752.00 S.N.M. y el bordo libre es de 1.50 el N.A.M. será:

$$\text{N.A.M.} = 1752.00 - 1.50 = 1750.50; \quad H = 1750.50 - 1747.90 = 2.60 \text{ m.}$$

Verificación de los datos; para esto calcularemos la carga sobre el -- vertedor.

$$Q = CLH^{3/2}; \text{ despejando a } H; \quad H = \frac{169}{2 \times 20} = \frac{169}{40} = 4.225$$

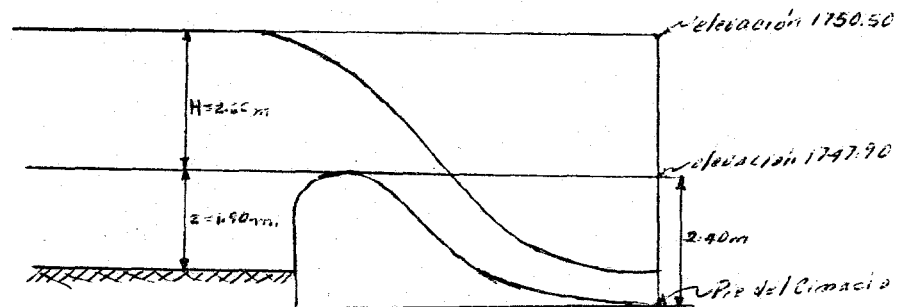
$$H^{3/2} = 4.225; \quad \sqrt{H^3} = 4.225; \quad H^3 = (4.225)^2 = 17.8; \quad H = \sqrt[3]{17.8} = 2.61 \text{ m}$$

Por lo tanto, aceptamos la carga de  $H = 2.60$  propuesta.

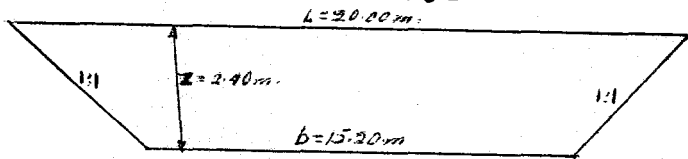
Virante al pie del cimacio.- La elevación de la plantilla al pie del cimacio se fija de tal manera que no vaya a funcionar ahogado el vertedor y además teniendo en cuenta la topografía del punto considerado.

Aplicando el teorema de Bernoulli entre una sección aguas arriba de la cresta del vertedor y otra al pie del cimacio, se tendrá:

$$H + Z = d + h_v$$

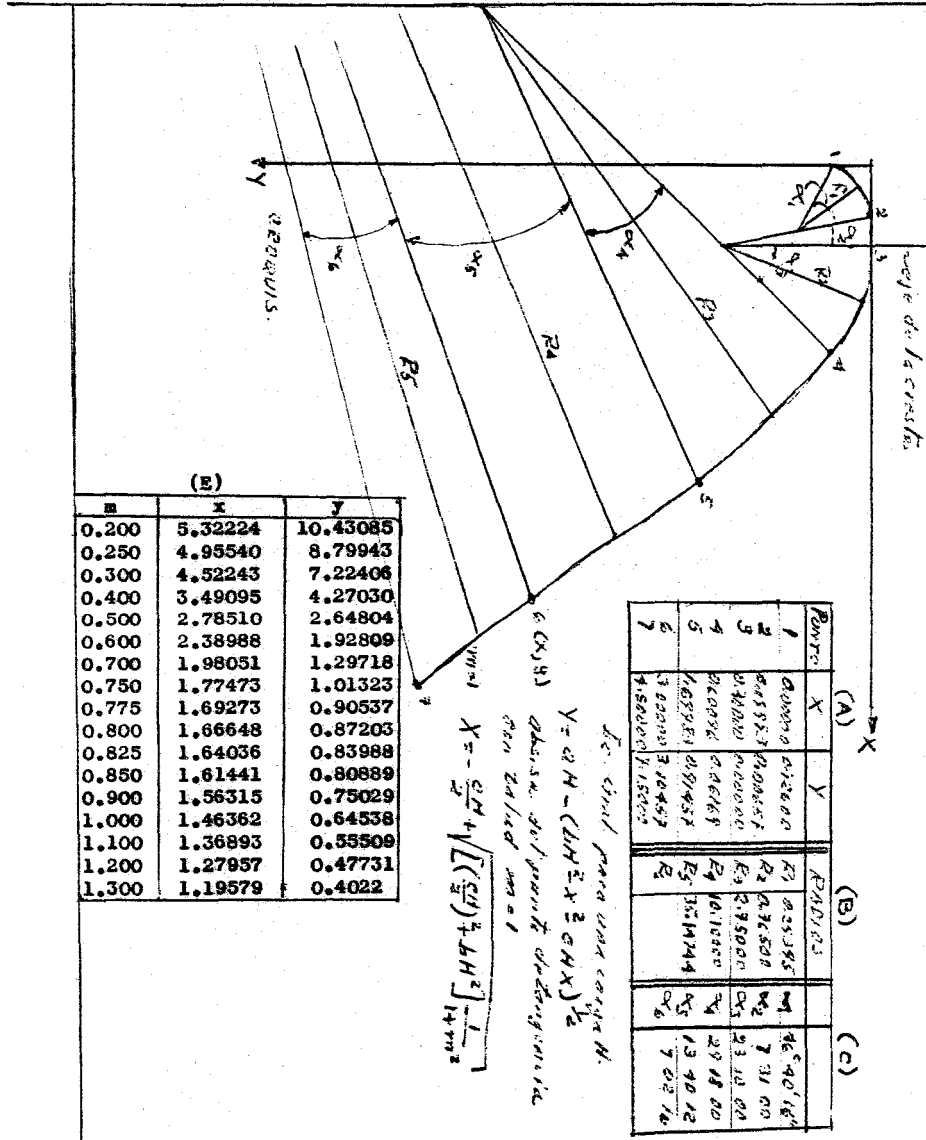






$b = L - 2Z$   
 $b = 20.00 - 4.80$   
 $b = 15.20 \text{ m.}$

Perfil del cimacio.- En la S.R.H. se suele usar para los perfiles de los cimacios una adaptación al perfil determinado por Greager, que consiste en asimilar dicho perfil a uno equivalente formado por arcos circulares.



(E)

m	x	y
0.200	5.32224	10.43085
0.250	4.95540	8.79943
0.300	4.52243	7.22406
0.400	3.49095	4.27030
0.500	2.78510	2.64804
0.600	2.38988	1.92809
0.700	1.98051	1.29718
0.750	1.77473	1.01323
0.775	1.69273	0.90537
0.800	1.66648	0.87203
0.825	1.64036	0.83988
0.850	1.61441	0.80889
0.900	1.56315	0.75029
1.000	1.46362	0.64538
1.100	1.36893	0.55509
1.200	1.27957	0.47731
1.300	1.19579	0.4022

Puntos	(A)		(B)		(C)	
	X	Y	RADIOS			
1	0.0000	0.0000	R1	0.33385	R1	26.90184
2	0.45933	0.00887	R2	0.26508	R2	7.3100
3	0.40000	0.00000	R3	0.29500	R3	23.1000
4	0.0000	0.0000	R4	0.10000	R4	28.0000
5	0.0000	0.0000	R5	30.0000	R5	13.4000
6	0.0000	0.0000			R6	7.0000
7	0.0000	0.0000				

$Y = 2.70 - (2.70^2 - X^2)^{1/2}$   
*Es una adaptación para un cimacio H.*  
*donde H es el punto de tangencia*  
*con el eje de la cuneta*  
 $X = -\frac{2.70}{2} + \sqrt{\left(\frac{2.70}{2}\right)^2 + bH^2}$   
 $\frac{1}{4} \text{ m}^2$

En la lámina anterior se encuentran los cuadros para calcular las coordenadas, radios y ángulos.

En el caso que nos ocupa el perfil del cimacio se calcula para  $H=2.60$  m. utilizando los cuadros (A) y (E).

PERFIL DEL CIMACIO.		
Coords. para $H = 2.60$ m.		
Punto	X (m)	Y (m)
1	0.00	0.33
2	0.52	0.02
3	0.78	0.00
4	1.56	0.16
5	3.11	1.06

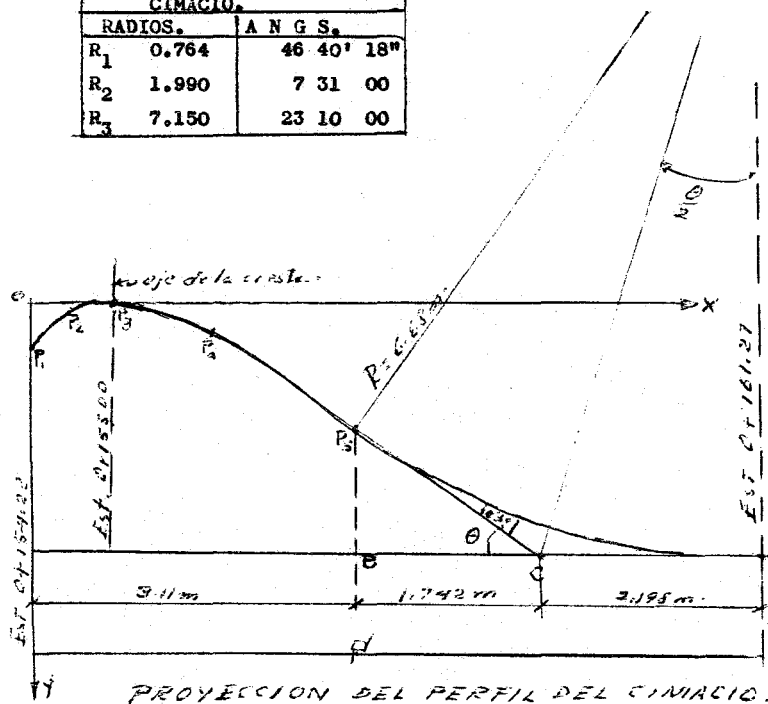
Los primeros 4 puntos se obtienen multiplicando los valores de la tabla (A) por la carga sobre el vertedor  $H = 2.60$  m. (ver figura) al hacer lo mismo con el punto 5, se vio que quedaba abajo de la elevación del pie del cimacio; ésto se hace para evitar socavaciones que podrían destruir al cimacio.

Para encontrar el punto de tangencia 5 de dicho arco de círculo, se tiene que entrar a la tabla (E).

Escogemos un talud o sea se elige  $m$ , en éste caso se eligió de  $m = 1.3$  pues la altura del cimacio es relativamente corta y conviene un talud poco inclinado.

Para los radios y ángulos se consultaron los cuadros (B) y (C) respectivamente.

CIMACIO.		
	RADIOS.	ANGS.
$R_1$	0.764	$46^{\circ} 40' 18''$
$R_2$	1.990	$7^{\circ} 31' 00''$
$R_3$	7.150	$23^{\circ} 10' 00''$



Para determinar la subtangente partimos de los datos que se muestran en la figura anterior.

$$P_5 B = 1746.84 - 1745.50 = 1.34$$

$$\overline{BC} = 1.3 \times 1.34 = 1.742 ; ST = \overline{P_5 C} = \sqrt{\overline{P_5 B}^2 + \overline{BC}^2} = \sqrt{1.796 + 3.055} =$$

$$= \sqrt{4.81} ; ST = 2.198 \text{ m.}$$

Estación del pie del cimacio.

$$\text{Estación de la pared vertical del cimacio; EST. } 0 + 155.00 \\ - 0.78$$

$$0 + 154.22 \text{ m.}$$

$$d = AB + BC + CD = 3.11 + 1.742 + 2.198 = 7.05 \text{ m.}$$

$$\text{EST. } 0 + 154.22 + 7.05 = 0 + 161.27 \text{ m. estación del pie del cimacio.}$$

Cálculo del radio y ángulo de la curva.

Usando los datos de la figura anterior resulta:

$$\tan \theta = \frac{\overline{P_5 B}}{\overline{BC}} = \frac{1.340}{1.742} = 0.7692 \text{ } \therefore \theta = 37^\circ 34'$$

$$R = ST \cdot \cot \frac{1}{2}\theta = 2.198 \cot 18^\circ 17' ; \therefore R = 6.68 \text{ m.}$$

Nota.- En la lámina anterior faltó poner un cuadro o sea el (D) que lo pondremos en seguida:

CUADRO (D)

Intervalo.	Ecuación.
0.00000 $\leq$ X $\leq$ 0.19193	Y = 0.29798 - (0.02958 - X <sup>2</sup> + 0.47676X)1/2
0.19193 $\leq$ X $\leq$ 0.60096	Y = 0.76500 - (0.49523 - X <sup>2</sup> + 0.60000X)1/2
0.60096 $\leq$ X $\leq$ 1.69983	Y = 2.58993 - (7.33122 - X <sup>2</sup> + 0.96184X)1/2
1.69983 $\leq$ X $\leq$ 3.00000	Y = 7.43323 - (68.45011 - X <sup>2</sup> + 13.57054X)1/2
3.00000 $\leq$ X $\leq$ 4.50000	Y = 17.32368 - (386.04616 - X <sup>2</sup> + 58.28538X)1/2

NOTAS IMPORTANTES PARA EL MANEJO DE LAS TABLAS A, B, C, D, E.

Para calcular el perfil del cimacio, multiplíquense los valores de las tablas (A) y (B) por la carga sobre el vertedor.

La Tabla (C) es constante para cualquier caso.

La Tabla (D) da las ecuaciones para obtener las coordenadas de los puntos intermedios (para carga unitaria).

Para calcular las coordenadas del punto de tangencia de un total cualquiera con los arcos de círculo, multiplíquense los valores de la Tabla (E) por la carga sobre el vertedor.

#### OBRA DE TOMA.

La determinación de la capacidad de la obra de toma depende del objeto del aprovechamiento (agua potable, riego, desarrollo de energía, entarquinamiento, navegación). En este caso es el del riego.

En UREPETIRO se trata de proteger el valle de ZAMORA de las inundaciones por medio del control de avenidas. La capacidad del cauce aguas abajo de la cortina es de  $20.00 \text{ m}^3/\text{seg.}$ , por lo tanto, se pensó dar a la obra de toma dicha capacidad. Se pueden dar además riegos de auxilio en los períodos que sea necesario.

El área regable es más o menos de 10,000 a 12,000 Hs. por lo que siguiendo la recta práctica que generalmente es la más usada, de darle a la obra de toma una capacidad de 1.0 litro por segundo por cada hectárea regable, le corresponde un valor de  $12.00 \text{ m}^3/\text{seg.}$  con los  $20.00 \text{ m}^3/\text{seg.}$  de capacidad que se le darán, queda excedido el gasto requerido, y se podrá regar perfectamente.

#### Desviación del Río.

La obra de toma servirá además para el desvío del río.

Se construirá un ataguía aguas arriba, hasta la elevación 1736.00 m. S.N.M. y otra aguas abajo de la cortina a la elevación 1734.00 m. S.N.M.

La primera servirá para evitar que la corriente pase a través de la cortina y poder desviar el agua hacia el contacto de la obra de toma. La segunda tiene por objeto evitar que el agua pase por la toma cuando se usa ésta como desviación retorne al sitio de la cortina.

La entrada del agua a la obra de toma se hará por medio de una transición y se le dotará de 2 rejillas. Tendrá también 2 compuertas de servicio y compuertas de emergencia.

Las especificaciones del ("Bureau of Reclamation") aconsejan para -- asegurar el gasto máximo (que en este caso es de  $20.00 \text{ m}^3/\text{seg.}$ ) con el tirante mínimo, bajo consideraciones económicas, asegurar una carga a la -- entrada de la toma igual a la elevación de donde se almacenaría el 10% de la capacidad útil, usando el volumen considerado para azolves.

Determinación de la elevación de la obra de toma.- De los datos de -- proyecto anotados en el plano se tiene:

Capacidad para azolves: 2 millones de  $\text{m}^3$ . que según la curva de áreas y capacidades corresponde a un embalse a la elevación de 1742.60 m.

Capacidad útil: 11 millones que según la curva de áreas y capacidades corresponde a la elevación 1747.90 m.

Entonces el embalse mínimo con el cual debe dar el gasto fijado en -- el proyecto.

Si en nuestro caso por similitud al río grande de Morelia se escogieron 2 millones de  $m^3$ . para azolves que corresponden al 15.4% de la capacidad total de almacenamiento, la elevación correspondiente al 10% de la capacidad útil más azolves:

$$11,000,000 \times 0.1 = 1,100,000 m^3.$$

$$\text{más azolves: ---} = \frac{2,000,000 m^3}{3} \text{ --- elevación} = 1742.50 m.$$

$$\text{Suma: } 3,100,000 m^3.$$

Leída esta capacidad en la curva de áreas y capacidades, corresponde a la elevación de 1743.04 m.

Siguiendo la recomendación clásica de fijar la plantilla de la toma a la tercera, mitad ó 2 terceras partes de la altura entre el fondo del cauce del río y el embalse para dar la capacidad de azolves se tiene:

Elevación capacidad azolves: ----- 1742.50 m.

" del cauce del río: ----- 1724.50 "

$$\text{Diferencia: } = 18.00 m. = \text{altura}$$

a).- Elijamos como coeficiente  $\frac{1}{3}$  de esta altura, tenemos:

$$\text{Elevación plantilla} = 1724.50 + \frac{1}{3} \times 18 = 1730.50 m.$$

b).- Para  $\frac{1}{2}$  como coeficiente:

$$\text{Elevación plantilla} = 1724.50 + \frac{1}{2} \times 18 = 1733.50 m.$$

c).- Para  $\frac{2}{3}$  como coeficiente:

$$\text{Elevación plantilla} = 1724.50 + \frac{2}{3} \times 18 = 1736.50 m.$$

Estos valores dan unas cargas a la entrada de la toma (en comparación con el embalse mínimo) como sigue:

$$a).- H = 1743.04 - 1730.50 = 12.54 m.$$

$$b).- H = 1743.04 - 1733.50 = 9.54 m.$$

$$c).- H = 1743.04 - 1736.50 = 6.54 m.$$

A reserva de justificar el análisis hidráulico, la elección de la elevación de la plantilla, se podrá suponer una intermedia entre el caso (a) y el (b): podríamos decir a la elevación 1732.00 m.

Cálculo Hidráulico del conducto.

Se parte de suponer condiciones críticas en la sección inmediata a la salida del conducto. Para el cálculo de los elementos hidráulicos se emplearán tablas y gráficas para el conducto tipo herradura.

$$Q = 20.00 m^3/\text{seg.}; dc = KD; K = \frac{dc}{D}; D = 2.70 m.$$

En las gráficas se obtiene el valor de K en función del gasto y el diámetro.

$$K \approx 0.71, \therefore dc = 0.71 \times 2.70 = 1.917 m.$$

En las tablas se entra con el valor de K y se obtiene:

$$\frac{A_c}{D^2} = 0.6403 \text{ .}^{\circ} \text{ . } A_c = 0.6403 \times 2.70^2 = 4.67 \text{ m}^2.$$

A continuación calculemos el valor de la carga de velocidad.

$$V_c = \frac{Q}{A_c} = \frac{20.00}{4.67} = 4.283 \text{ m/seg.}; h_{V_c} = \frac{V_c^2}{2g} = \frac{4.283^2}{2 \times 9.81} = 0.935 \text{ m.}$$

En las tablas entramos con el valor de K y obtenemos:

$$\frac{h_v}{D} = 0.3528 \text{ .}^{\circ} \text{ . } h_v = 0.3528 \times 2.70 = 0.95 \text{ m.}$$

Como este valor es prácticamente igual al calculado anteriormente, -- aceptamos las siguientes características:

$$Q = 20.00 \text{ m}^3/\text{seg.}; A_c = 3.67 \text{ m}^2; P_c = 5.75 \text{ m.}; \frac{dc}{D} = 0.71, V_c = 4.28 \text{ m/seg.}$$

$$V_c = 0.812 \text{ m.}; dc = 1.92 \text{ m.}; h_{V_c} = 0.94; S = 0.002$$

Los valores del perímetro y radio hidráulico crítico se obtiene en las tablas.

La secuela a seguir:

Se aplica el Teorema de Bernoulli entre las 2 secciones consideradas.

Obteniendo ecuaciones que se resolverán siempre por tanteos:

Partiendo de la sección 4, de la cual conocemos sus características - hidráulicas, hacia atrás iremos conociendo las características del flujo a lo largo de todo el conducto.

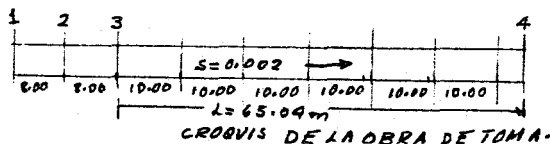
En la sección 1 conocemos la elevación del agua requerida para dar el gasto de proyecto, la cual debe ser menor que la elevación del embalse mínimo calculado anteriormente por medio de la regla práctica.

Teorema de Bernoulli en las secciones 4 y 3.

$$h + d + h_v = d_3 + h_{V_3} + \Delta \text{ ----(A), } h_f = \text{pérdida por fricción.}$$

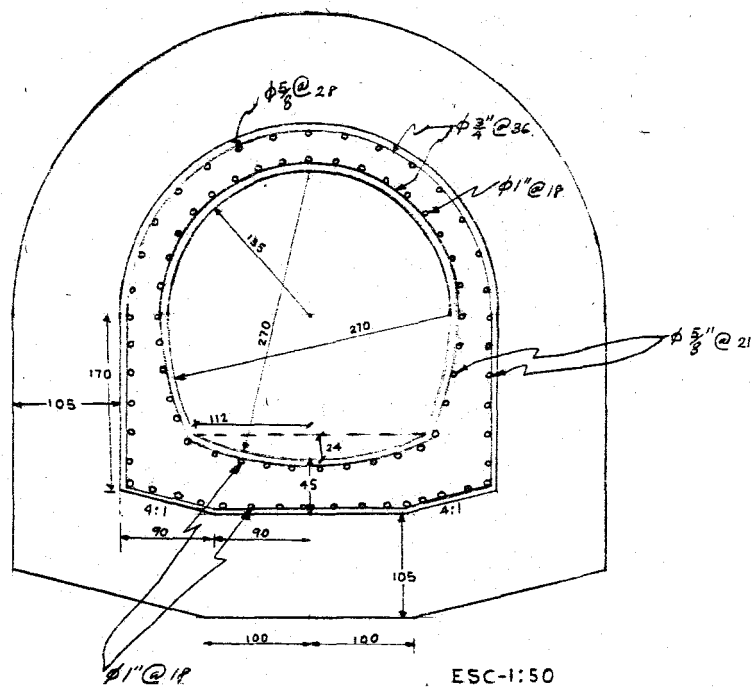
$h_v$  = carga de velocidad;  $d$  = tirante;  $\Delta$  = dif. de niveles : las 2 - secciones.

2, 3 y 4 son las secciones que considere



Las dimensiones están en metros

CROQUIS DE LA OBRA DE TOMA.



ARMADO DE LA OBRA DE TOMA..

CAPITULO V.

PRESUPUESTO Y PROGRAMA GENERAL DE CONSTRUCCION.

Los volúmenes se calcularán graficamente tomados directamente de los planos. En el presupuesto hay cosas que no se pueden presisar con exactitud, por ejemplo la desviación del río, el inyectado y otras obras; por lo tanto lo que sigue no es un presupuesto muy apegado a la realidad, sino que es un presupuesto aproximado.

PRESUPUESTO PARA LAS OBRAS DE LA PRESA "UREPETIRO" EN EL RIO TLAZAZALGA EN EL EDO. DE MICHOAGAN.

CONCEPTO	UNID.	CANT.	P. UNIT.	P. TOT.
Campamento				500,000.00
Camino de acceso	Km.	6	10,000.00	60,000.00
Línea Telefónica	Km.	6	4,000.00	24,000.00
Desviación, control del río y desagüe				100,000.00
CIMENTACION				
Desmante, desenraice y Limpia de areas de cimentación	Ha.	1	600.00	600.00
Excavación y acarreo de tierra	M <sup>3</sup>	4,000.	10.00	40,000.00
Excavación y acarreo de roca para	M <sup>3</sup>	6,000	25.00	150,000.00
INYECTADO				100,000.00
DENTELLON				400,000.00
OBRA DE TOMA incluyendo excavación, acarreo de material y accesorios				70,000.00
CORTINA (incluyendo todo)				
1er. capa de 0.00 a 5.50m de altura	M <sup>3</sup>	3,245	100.00	324,500.00
2a. capa de 5.50 a 10.50m de altura	M <sup>3</sup>	10,095	105.00	1,059,975.00
3a. capa de 10.50 a 15.50 de altura	M <sup>3</sup>	16,540	110.00	1,819,400.00
4a. capa de 15.50 a 20.50 de altura	M <sup>3</sup>	14,220	115.00	1,635,300.00
5a. capa de 20.50 a 27.50 de altura (descontando el vertedor)	M <sup>3</sup>	18,947.5	120.00	2,273,700.00
VERTEDOR (incluyendo todo)				50,000.00
CASA DE OPERACION DE LA OBRA DE TOMA				30,000.00



CONCEPTO	UNID.	CANT.	P. UNIT.	P. TOT.
Barandales, terminación de la corona y escale - ras aguas atras de la - cortina				
				40,000.00
Suma de conceptos				8,677,475.00
Imprevistos 10 %				867,747.50
				9,545,222.50
Dirección Técnica y Administración 10 % .....				954,522.25
COSTO TOTAL DE LA OBRA .....				10,499,744.75

PROGRAMA GENERAL DE CONSTRUCCION.

En primer lugar para llevar a cabo la construcción de una presa se requiere la elaboración de una planeación cuidadosa a base de criterios razonables de las diversas etapas que se estimen necesarias para su realización.

En dicha planeación intervendrán problemas técnicos y económicos; los cuales se estudian para tratar de encontrar una solución técnica más adecuada y que resulte a la vez lo más económica posible según los recursos del lugar de la obra.

La elaboración de un programa de construcción requiere conocimientos prácticos muy extensos en trabajos de ésta naturaleza, los cuáles no se pueden adquirir sino después de haber trabajado muchos años en la construcción de presas, para poder determinar convenientemente los procedimientos de construcción que se adapten mejor al tipo de obra y a la zona del proyecto por realizar.

En este caso no trataré de establecer un programa detallado, pues como antes dije para ello se necesita experiencia, ni de proporcionar un procedimiento base de construcción. Me limitare a indicar de una manera muy somera las principales etapas de su construcción.

De acuerdo con la distribución de las lluvias se divide el año en dos períodos; el de estiaje de noviembre a mayo y el de lluvias de junio a octubre, normalmente conviene iniciar la obra en el período de estiaje o sea en el mes de noviembre.

**PRIMERA ETAPA.-** La construcción se iniciará el mes de noviembre principiando con las obras auxiliares como son:

La instalación del campamento de construcción (se instala cerca del lugar de la obra). Campamento (para trabajadores); oficinas, habitaciones para el personal técnico, talleres, bodegas y polvorin, así como la construcción del camino de acceso a la obra para facilitar el transporte de los materiales, colocación de una línea telefónica e instalación de una unidad generadora de luz y fuerza, así como de la introducción de agua potable, también se debe calcular el tiempo que dura la construcción de la obra. Si la duración es grande hay que construir escuelas, hospital, centros de recreo y deportes. Se escoge el sitio para el campamento, planeación del campamento.- agua potable, drenaje luz eléctrica etc. Por lo general, los campamentos tienden a desaparecer una vez terminada la obra; pero a veces subsisten, y por lo tanto hay que prever éstos casos para hacer instalaciones definitivas.

Campamento de Construcción:

Gerencia (oficinas, administración, almacenes, talleres, planta de fuerza etc.)

Durante la construcción debe tomarse en cuenta el nivel máximo de las aguas que porta el río para la instalación del campamento.

**SEGUNDA ETAPA.-** Al iniciar los trabajos de la preparación del terreno para el desplante de la cortina hay que proceder primero a la desvia-

ción de la corriente con el fin de proteger la zona de trabajo. La obra de desvío consiste en poner un atagüa en el cause del río aguas arriba que se desvía el agua hacia un túnel o un tajo en la ladera y otro atagüa aguas abajo para trabajar en seco. El túnel antes mencionado puede aprovecharse después para la obra de toma por lo que habra que construirse con las dimensiones de la obra de toma y su colocación sera la de la obra de toma. La cortina se empezará a construir por ambos extremos dejando una cuña sin construir en el cause, para el paso de la corriente siendo necesario para cerrar esta cuña haber terminado la obra de desvío, la cuál por lo regular viene siendo como antes dije la primera etapa de la obra de toma, ya que siendo nuestra cortina de sección de gravedad, se podrá pensar en habilitar la zona vertedora -- para dar paso al agua. Al mismo tiempo de estar realizando la obra de desvio se hara también la determinación de las trazas de la cortina, el desmonte, desenraice y limpia superficial del sitio de la obra para que una vez terminadas y antes de terminar la obra de desvio empezar la construcción de la cortina en las laderas, con el trazo, excavación y colado del dentellón en ésta parte e inicio de la obra de toma.

TERCERA ETAPA.- Una vez terminada el desvío de la corriente se comenzará la limpia del sitio de la cortina (excavación para el desplante) -- eliminando las filtraciones de agua por medio de bombeo.

NOTA.- "El ancho del fondo de la excavación sera igual al ancho de la cortina en su base mas un margen para paso de camiones y equipo.

CUARTA ETAPA.- Excavación y colado del dentellón, mampostería para el desplante de la cortina e inyectado de tapete en el dentellón. La profundidad del dentellón esta indicada en el plano, quedando a juicio del Ing. Residente el aumentarla, a lo largo del dentellón se inyectará a cada uno 1.50 Mts. formando una pantalla de 15 metros de profundidad y considerando como regla un 50 % de la carga de agua; el

inyectado se comenzará después de haber colado cuando menos un metro de profundidad del dentellón.

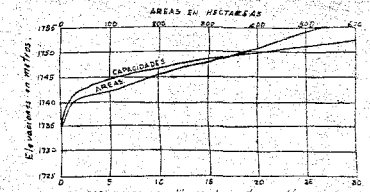
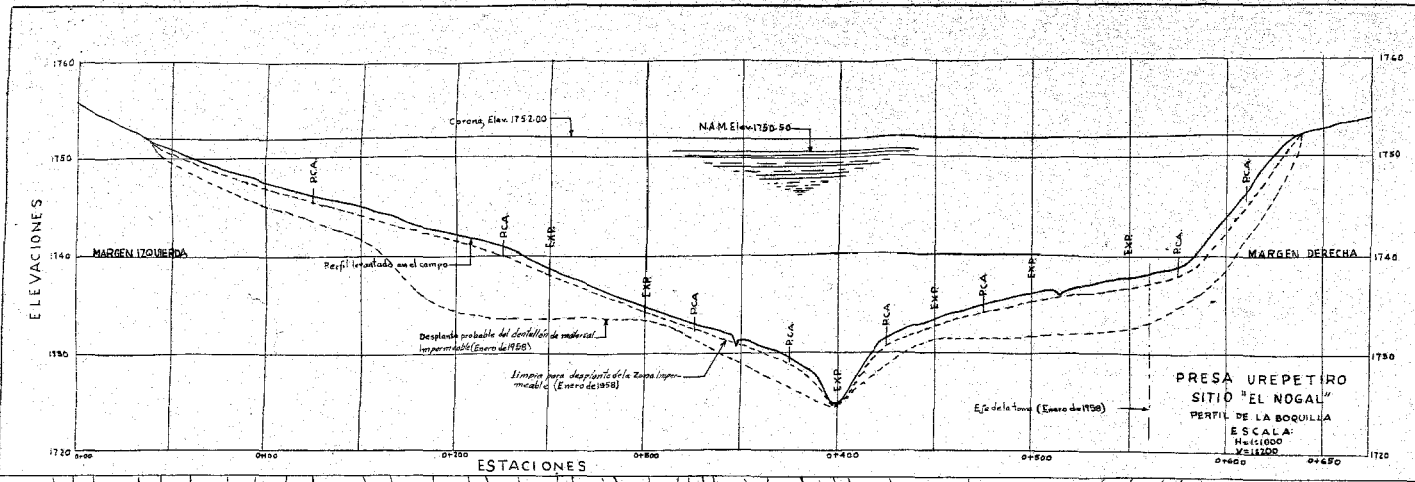
Las perforaciones para el inyectado serán de 1-7/8" de  $\phi$ ; las perforaciones en el tapete serán de 5 metros de profundidad y se haran basandose en una cuadrícula de 4 metros de lado. Una vez avanzado el trabajo de perforación, se emprenderá en forma simultanea el inyectado de el tapete cuidando la presión de tal manera que nunca sea mayor de la que permita el terreno, recomendándose no sobrepasar una presión de -- una libra por pulgada cuadrada por cada pie de profundidad o de tres -- libras por pulgada cuadrada por cada metro de profundidad, en terrenos lajeados se reduce la presión y en terrenos firmes se aumenta, pudiendo llegar hasta seis libras por pulgada cuadrada; siendo conveniente empezar a inyectar por la zona del cause por la cual se vaya a dar paso a las primeras avenidas.

QUINTA ETAPA.- Colocación de concreto en el cuerpo de la cortina se usara concreto pobre y en los paramentos concreto rico, colocación de los drenes dentro de la misma cortina, se ira haciendo simultaneamente el colado del revestimiento de la zona vertedora. Se continuará la construcción de la obra de toma y se iniciará la construcción y ampliación de canales.

SEXTA ETAPA.- Colado del cimacio, terminación de la obra de toma y terminación de la cortina.

SEPTIMA ETAPA.- Parapeto de la cortina y trabajos finales en el acondicionamiento de los canales, se construirán escaleras para poder subir a la corona por el talud de aguas atrás de la cortina, procediéndose finalmente a la concentración del equipo y desmantelamiento del campamento si no es definitivo.

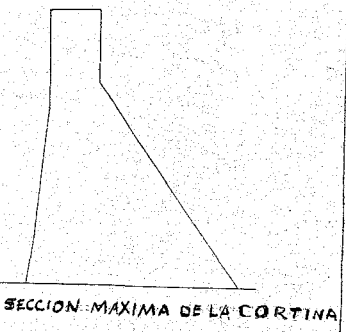
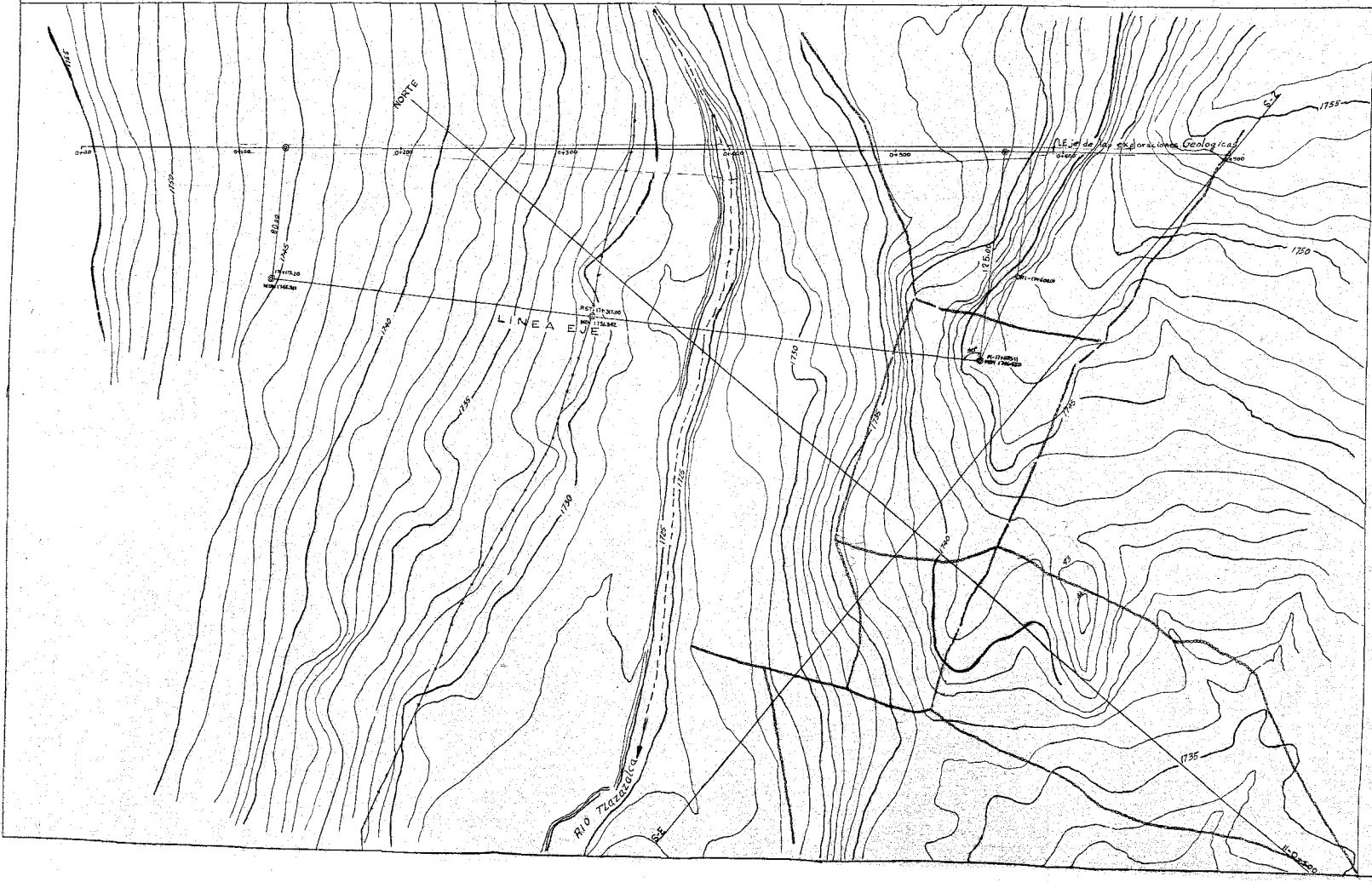
FIN DEL CAPITULO V.



CURVAS DE AREAS Y CAPACIDADES

**DATOS DE PROYECTO**

Capacidad de almacenamiento Elev. 174.90	13,000,000 m <sup>3</sup>
Capacidad SH	19,000,000 m <sup>3</sup>
Capacidad para aguas	2,000,000 m <sup>3</sup>
Elevación de la corona de la cortina	1752.00 m
Elevación nivel aguas máximas	1756.50 m
Capacidad del vertedor	150 m <sup>3</sup> /seg
Elevación de la cresta vertical	1547.50 m
Longitud de la cresta vertical	20.00 m
Capacidad de la obra de toma	70 m <sup>3</sup> /seg



ESCUELA NACIONAL DE INGENIERIA  
PLANO DE LA PRESA "UREPETIRO"  
CARPETA N.º 10000  
JAVIER M. G. 1958