

No. Reg. H51942  
TS  
Clas. 627.84  
R741d

U.A.Q. ESCUELA DE INGENIERIA

DISEÑO DE LA CORTINA PARA LA  
PRESA CONSTITUCION 1917

T E S I S

*que para obtener el Título de*

I N G E N I E R O C I V I L

*presenta*

GUILLERMO ROJAS VILLEGAS

*Biblioteca Central*

UNIVERSIDAD AUTONOMA DE QUERETARO



---

QUERETARO, QRO.

1967.

A mis madres:

Elena y Ma. Soledad  
que lucharon salvando muchos  
obstáculos para darme educa-  
ción Universitaria.

A mis hermanos

Con cariño para Arsheli

Al Sr. Ing. Alfonso Macedo Rivas.

A mis maestros y muy especialmente  
al Sr. Ing. J. Antonio Legarreta  
Jimeno Fundador de la Escuela  
de Ingeniería de la Universidad  
Autónoma de Querétaro.

A mis compañeros y amigos.

A mi Universidad.



*Universidad Autónoma de Querétaro*  
ESCUELA DE INGENIERIA

Querétaro, Qro. Agosto 16 de 1967.

PASANTE SR. GUILLERMO ROJAS VILLEGAS  
P R E S E N T E .-


En respuesta a su atenta solicitud, relativa al tema de su Tesis Profesional, me permito comunicar a Ud., el que para tal efecto fué propuesto por el Sr. Ing. Rodrolfo Magnus Galán y aprobado por el Consejo Técnico de esta Escuela. El Título de su Tesis Profesional, será - "Diseño de la Cortina para la Presa Constitución 1917", y deberá tratar, en ella, los siguientes puntos :

- I.- Generalidades;
- II.- Estudio de los Materiales de Construcción;
- III.- Diseño de la Cortina;
- IV.- Especificaciones Generales para la Construcción de la Cortina;
- V.- Conclusiones.

También hago de su conocimiento las disposiciones de Nuestra Escuela, en el sentido de que, antes de su Exámen Profesional, deberá cumplir el requisito del -- Servicio Social Profesional, y de que, el Presente Ofi cio, se imprima en todos los ejemplares de su Tesis.

Atentamente

"EDUCO EN LA VERDAD Y EN EL HONOR"

  
ING. FRANCISCO ESCAMILLA M.  
Sub-Director.

c.c. Ing. Rodolfo Magnus Galán.  
c.c. Escuela de Ingeniería.- Archivo.

# C O N T E N I D O

## C A P I T U L O I

### GENERALIDADES

I - 1.0	Introducción	1
I - 2.0	Antecedentes	5
I - 3.0	Localización	5
I - 4.0	Topografía de la Boquilla	6
I - 5.0	Datos Generales del Proyecto	7
I - 5.1	Estudio Hidrológico	8
I - 5.2	Capacidades	8
I - 5.3	Elevaciones	9
I - 5.4	Geología de la Boquilla	9
I - 5.5	Vaso	11

## C A P I T U L O I I

### ESTUDIO DE LOS MATERIALES DE CONSTRUCCION

II - 1.0	Generalidades	12
II - 2.0	Selección del Tipo de Presa	13
II - 3.0	La Presa Constitución 1917	14
II - 4.0	Relaciones Volumétricas y Gravimétricas	15
II - 4.1	Volúmen Total	15
II - 4.2	Porosidad	15
II - 4.3	Relación de Vacíos	15
II - 4.4	Grado de Saturación	15
II - 4.5	Contenido de Agua	16
II - 4.6	Peso Específico de Sólidos	16
II - 4.7	Peso Volumétrico Seco	16
II - 4.8	Peso Volumétrico Húmedo	16
II - 5.0	Muestreo	16
II - 6.0	Materiales de Construcción	18
II - 6.1	Material Impermeable	18
II - 6.2	Material Permeable	34
II - 6.3	Material para Filtros	36
II - 6.4	Roca	37

## C A P I T U L O   I I I

### DISEÑO DE LA CORTINA

III - 1.0 Origen v Desarrollo	38
III - 2.0 Criterios de Diseño	40
III - 3.0 Sección Transversal	41
III - 3.1 Ancho de Corona	42
III - 3.2 Bordo Libre	43
III - 3.3 Taludes	45
III - 3.4 Filtros	45
III - 4.0 Análisis de Estabilidad	46
III - 4.1 Efectos de los Sismos	48
III - 4.2 Fuerzas de Filtración en Presas de Tierra	51
III - 4.3 Valores que deben darse a los Pesos Volumétricos en el Análisis de Estabilidad	52
III - 4.4 La Presa Constitución 1917	58
III - 5.0 Diseño de Filtros	59
III - 6.0 Protección de Taludes	62
III - 7.0 Anteproyecto Propuesto	62

## C A P I T U L O   I V

### ESPECIFICACIONES GENERALES PARA LA CONSTRUCCION DE LA CORTINA

IV - 1.0 Definición y Objeto	64
IV - 2.0 Desmonte	64
IV - 3.0 Caminos de Acceso	65
IV - 4.0 Despalmes	65
IV - 5.0 Excavaciones en Bancos de Préstamo	66
IV - 6.0 Excavaciones para Cimentación	67
IV - 7.0 Colocación del Material Impermeable	68
IV - 8.0 Formación de Filtros	70
IV - 9.0 Formación de Enrocamientos	71

## C A P I T U L O   V

Conclusiones	72
Bibliografía	75



CAPITULO I

Generalidades.

## 1 - 1.0 INTRODUCCION

En la economía nacional de México, la agricultura es uno de los factores más importantes y a la que debe considerarse mayor atención, por exigirlo, así, el fuerte crecimiento demográfico del país. La población de México, en el año de 1960, - fué de 34.9 millones de habitantes, con un incremento anual - de 3.5%.

En nuestro país, se cuenta con regiones en las que existen tierras de buena calidad para cultivo y recursos hidráulicos disponibles, donde sólo falta ejecutar obras viables, que promuevan un mayor desarrollo agrícola, en beneficio de la economía de dichas regiones.

Es indispensable, para la realización de estas obras, evaluar el volúmen de aguas disponibles y los aprovechamientos ya existentes y, así, con base en el conocimiento de este inventario, realizar una planeación nacional, en función de las necesidades económicas y agrícolas de esas zonas. Dicha información se ha obtenido ya, en forma semejante, para varios estados de la República, mediante estudios geohidrológicos y agrológicos preliminares, con lo cual podrán determinarse los aprovechamientos que ameriten estudios definitivos.

Una de las consecuencias lógicas de la construcción de la obra hidráulica, son los distritos nacionales de riego. A medida que ha pasado el tiempo y, ante la constante ejecución

de obras de esta naturaleza, dicha infraestructura ha ido creciendo. En la actualidad, para que los distritos y zonas de riego, rindan sus máximos frutos, es necesario modificar la operación y construcción de los mismos.

Por lo tanto, la obra ejecutada, a la fecha, es necesario completarla, rehabilitar lo ya construido y establecer bases, de acuerdo con una buena planeación, para su máximo aprovechamiento, así como consolidar su funcionamiento. De esta imperiosa necesidad, surgieron los planes de rehabilitación que comprendan, además de la obra física, la tecnificación de la operación de los distritos de riego y el máximo aprovechamiento de agua.

Entre los planes de construcción y rehabilitación de zonas de riego, se encuentra el distrito de riego No. 23, en el Edo. de Querétaro; cuenta, para su beneficio, en la situación actual, con la Presa de San Ildefonso, además de otras pequeñas obras, localizadas en los límites de su perímetro o dentro del mismo. Se encuentra ubicado en el sureste del Estado, ocupando parte de los municipios de San Juan del Río, Pedro Escobedo y Tequisquiapan, entre los paralelos  $20^{\circ} 30'$  y  $20^{\circ} 40'$  de latitud norte; y entre los meridianos  $100^{\circ} 00'$  y  $100^{\circ} 11'$  oeste de Greenwich. El área de riego es de 16 000 Has.

Antes de la reforma agraria, los terrenos de la región, pertenecían a unos cuantos hacendados, contando cada uno, con su propio sistema de riego, consistentes en bordos y pequeñas

presas de almacenamiento, que tuvieron que ser destruidos, - posteriormente, por ser cajas de agua, que ocupaban grandes extensiones.

Las principales corrientes aprovechables, son : el Río Prieto y el Aculco, que se almacenan en la Presa de San Ildefonso, cuya capacidad es de 52 millones de m<sup>3</sup>. Siguiendo en orden de importancia, el Río San Juan, con un escurrimiento anual de 74 millones de m<sup>3</sup>; Arrollo La H y Arrollo Galindo, con un escurrimiento anual de 40 millones de m<sup>3</sup>; el de Arcilla, La D, Escolásticas y Ajuchitlancito. El Arrollo "Galindo" y "La H", forman el caracol que desemboca en la Presa La Llave, que almacena 10 millones de m<sup>3</sup>; las "Escolásticas" y "Ajuchitlancito", descargan sus aguas, al Bordo La Venta, cuya capacidad es de 2.3 millones de m<sup>3</sup>.

La región que comprende el Distrito de Riego, cuenta -- con, más o menos, 67 000 habitantes, de los cuales, 56 000 -- son población rural, que vive de la agricultura. El Distrito, desde luego, se encuentra muy lejos del nivel económico deseado, ya que, con el volumen de agua de que se dispone, sólo se riega el 35% de las tierras existentes; el 15% se siembra de temporal; el 50% restante, no se siembra, en lo absoluto.

Los productos agrícolas de la región, tienen un buen -- mercado, debido a la cercanía con la ciudad de México y las magníficas comunicaciones que tiene con los estados del Cen-

Como puede observarse, el problema principal es construir obras de captación, que permitan aumentar la superficie de riego, de un 70 a un 80% de la superficie factible de riego y, -- por ende, hay que destacar la construcción de la "Presa Constitución 1917".

## 1 - 2.0 ANTECEDENTES

La presente tesis, comprende la elaboración del Proyecto sobre el diseño de la cortina, para la Presa Constitución 1917 que es, a su vez, parte de los proyectos de las obras necesarias, para la rehabilitación del Sistema de Riego No. 23.

Tengo entendido que no se consideró aprovechable el sitio de la actual Presa de la Estancia, para construir otra estructura más alta, inmediatamente después, aguas abajo de la Presa a fin de almacenar agua para su aprovechamiento en el Valle de San Juan del Río. Por ello, en lugar del sitio citado al principio, se emprendieron los estudios sobre la boquilla actual, -- cerca del Bordo Hidalgo, sobre el Arrollo Caracol, a corta distancia del sitio donde se forma éste, al unirse los arrollos -- de "La H" y "Galindo", utilizando, además, los exedentes del -- Río San Juan, que serán llevados a la Presa, mediante el Canal alimentador de la Presa Constitución 1917.

## 1 - 3.0 LOCALIZACION

Como ya expliqué un poco atrás, la boquilla se encuentra

sobre el Arrollo de El Caracol, en jurisdicción del Mpio. de San Juan del Río, Qro., aguas abajo de la Hacienda Galindo, - en el poblado de La Estancia.

De manera aproximada, las coordenadas geográficas son -- las siguientes :

- 20° 25' de latitud norte;
- 100° 05' de longitud al occidente de Greenwich;
- 1903 mts. de altitud SNM.

Se tiene acceso al sitio de la Presa, siguiendo la carretera a Amealco, que entronca con la Central, en el km. 181 y que cruza a la boquilla, en su extremo izquierdo, a 3.1 kmts. del entronque.

Para llegar por la margen derecha, se sigue la brecha -- que conduce a la Estancia, cuyo entronque con la Carretera Central, tiene lugar en el km. 178, a lo largo de esta brecha; - la distancia del entronque a la boquilla, es de 2.5 kmts..

La localización de la Presa Constitución 1917, se muestra en el Plano I-1.

#### 1 - 4.0 TOPOGRAFIA DE LA BOQUILLA

El Arrollo El Caracol, se forma al unirse el de La H, -- con el de Galindo, confluencia que tiene lugar a corta distancia, aguas abajo de los puntos en que ambos afluentes salen --

de la zona montañosa, e inician su recorrido sobre los terrenos planos del Valle de San Juan del Río.

Lo anterior, significa que, la mal llamada Boquilla Constitución 1917, queda sobre esos terrenos planos, en los que, el Arroyo El Caracol, ha cavado un cauce que, en algunos puntos (como inmediatamente, aguas abajo de la Presa actual), apenas se advierte y esto, más por el afloramiento de la roca firme, simplemente desprovista de la cubierta de materiales detríticos, que por las dimensiones de su sección.

De este modo, la parte más profunda del cauce, es apenas de unos cuantos metros más abajo que el terreno en que está labrado y de esto resulta una sección, cuyas "laderas" tienen una pendiente transversal que no difiere mucho de la que hay a lo largo del arrollo. Esto es notablemente particular en el lado izquierdo, en donde se ganan 22.63 mts. en altura, de una distancia de 1375 mts., es decir, apenas 1.6% de pendiente, que se eleva a 4.2%, en el lado derecho. De esto, resulta un vaso que parece tan largo, como ancho.

#### 1 - 5.0 DATOS GENERALES DEL PROYECTO

La cortina que se pretende construir, consiste en una sección de materiales graduados, con un corazón central de material impermeable y respaldos de permeables; la altura, en su sección máxima, es de 28 mts., aproximadamente; y la longitud de la corona, de 2 000 mts.

## 1 - 5.1 ESTUDIO HIDROLOGICO

El anteproyecto se basa en los siguientes lineamientos --  
generales, que son el resultado del Estudio Hidrológico.

El criterio seguido para definir la capacidad de la Pre-  
sa Constitución 1917, fué el del máximo aprovechamiento posi-  
ble, del caudal del Río Caracol y el exedente del Río San --  
Juan, siendo traídas las aguas de éste último, hasta el vaso  
por medio del canal.

Todo ello compete al costo que se obtendría, en conducir  
un abastecimiento igual, con aguas traídas de otras cuencas -  
cercanas.

Basándose en la curva de áreas y capacidades, así como -  
el análisis que se hizo para el funcionamiento del vertedor,-  
se fijaron las siguientes capacidades y elevaciones :

## 1 - 5.2 CAPACIDADES

Capacidad útil para aprovechamiento :	58 600 000 m3
Capacidad para asolves : - - - - -	4 500 000 m3
Capacidad para regulación de avenidas :	1 900 000 m3
Capacidad total : - - - - -	65 000 000 m3



### 1 - 5.3 ELEVACIONES

Corona de la Cortina : - - - 1928.60 mts.

Nivel de aguas normales :- - 1926.60 mts.

Nivel de la obra de toma : - 1913.00 mts.

### 1 - 5.4 GEOLOGIA DE LA BOQUILLA

Después de haber efectuado las exploraciones correspondientes, por medio de pozos, a cielo abierto, y perforaciones con máquina rotatoria de diamante, se pudieron concluir los resultados que se ilustran en el Plano I-2, respectivo, y que pueden resumirse, afirmando que el sitio de la Presa Constitución 1917 sobre el Arroyo el Caracol, en el Edo. de Querétaro, está labrado en formaciones sedimentarias, de las cuales, las más antiguas son topas y areniscas volcánicas y, las más recientes, un conglomerado de gruesos cantos rodados y de consolidación incipiente.

El conglomerado se encuentra sólo en la margen izquierda del Río Caracol y es, sin duda, arrastre de esta corriente, limitado a la zona en que ella ha divagado.

Sobre el conglomerado en la margen izquierda o sobre arenisca y tobas, se tiene una capa de tierra vegetal, de espesor variable, muy arcillosa, en la zona, cerca del cauce del lado izquierdo, en donde se encuentra saturada, prácticamente, hasta la superficie, probablemente, por filtraciones del bordo actual.

Considero que, en toda la zona que ocupa el conglomerado el material de limpia, se reduce a esa cubierta de tierra vegetal; mientras que, en donde se pasa directamente de la tierra a las areniscas y tobas, es necesario que se remueva algo de éstas, afectadas por intemperismo.

Una presa del tipo de tierra y materiales graduados, es factible, según plantearé más adelante, en la elección del tipo de presa; pero es recomendable que, para evitar filtraciones excesivas, cortar el conglomerado en todo su espesor, mediante un dentellón de concreto, que deberá hincarse en las tobas y areniscas.

Aunque, durante las perforaciones, no se descubrió una permeabilidad escandalosa, es de creerse que, tanto el conglomerado, como las tobas y las areniscas, son permeables, en cierto grado, tanto por el fracturamiento que éstas presentan como por el carácter, prácticamente granular, de las formaciones.

La permeabilidad se podrá corregir por los medios usuales, aunque, según afirmaciones de la experiencia, cada sitio requiere siempre, sobre la marcha, un estudio especial de sus condiciones y problemas particulares. El método más usual, actualmente, es de inyectado y puede ser de dos formas básicas:

- a) Inyectado en pantalla;
- b) Inyectado de tapete.

El inyectado de Pantalla consiste en una línea de pozos de inyección, muy cercanos, de tal forma que se crea una pantalla; ocasionalmente se inyectan dos pantallas semejantes, separadas entre sí, de 15 a 20 mts. Esta pantalla se sitúa en el eje de la cortina ó aguas arriba de éste, con el fin de ligarla con el corazón impermeable de la misma. Generalmente, este tipo de inyectado se realiza en un plano vertical, a menos que las características de la formación, indiquen la necesidad de inyectar en planos inclinados.

El Inyectado en Tapete, consiste en la perforación e inyectado de varias líneas de agujeros, poco profundos y cercanos entre sí, con el fin de hacer que, la parte superior de la formación rocosa, sea menos permeable y más resistente.

Para la Presa Constitución 1917, la permeabilidad, a través de los espacios intergranulares, se tiene confianza, aunque há de corregirse con los asolves de la presa, muy arcillosos en esta zona, según puede observarse en los que existen en la vieja Presa de la Estancia.

#### 1 - 5.5 VASO

Según la curva de áreas y capacidades, con respecto a las elevaciones, se ha determinado que, para el nivel máximo de embalse, considerado en la elevación 1928.60, se tendrá una capacidad de 65 000 000 de m<sup>3</sup>; y una área inundada de 800 Has., aproximadamente.

## C A P I T U L O   I I

Estudio de los Materiales  
de Construcción.

## II - 1.0 GENERALIDADES

Presa es el conjunto de estructuras hidráulicas, cuya función es regularizar el régimen de la corriente, sobre la cual está construída.

Las presas se pueden clasificar de la siguiente manera :

- 1- Por el uso a que se destinen
  - a) Presa para Almacenamiento
  - b) Presa Derivadora
  - c) Presa de Control
- 2- Por su diseño hidráulico
  - a) Presa con Cortina Vertedora
  - b) Presa con Cortina no Vertedora
  - c) Presa con Cortina Mixta
- 3- Por los materisles de construcción de la cortina
  - a) Presa de concreto
    - Gravedad
    - Contrafuertes o machones
    - Arco gravedad
    - Arco cúpula
  - b) Presa de enrocamiento
    - Con loza de concreto
    - Con corazón de concreto
    - Con corazón de arcilla
  - c) Presa de Tierra
  - d) Presa de Madera
  - e) Otros tipos.

## II - 2.0 SELECCION DEL TIPO DE PRESA

Para un sitio o boquilla determinada, existe un tipo de presa que resuelve, de una manera satisfactoria, los problemas propios del sitio.

La elección se basa en :

- 1.- Criterio general. Depende de la experiencia del proyectista y sirve como una elección preliminar;
- 2.- Aspecto topográfico. Relativo a lo estrecho o amplio de la boquilla, la simetría o asimetría de la misma y de lo escarpado o tendido de las laderas;
- 3.- Condiciones geológicas. Es de primordial importancia el aspecto geológico de la boquilla, distinguiéndose diversos casos, como son : roca firme, gravas, limo o arenas finas, arcilla y geología errática; en caso se requiere un tratamiento adecuado y un determinado tipo de presa
- 4.- Materiales disponibles. Los materiales aprovechables en la construcción de presas, en o cerca del sitio, - nos indica el tipo más apropiado, en cuanto a economía, siempre y cuando no esté en desacuerdo con los otros factores por considerar.
- 5.- Aspectos varios. Son todos aquéllos factores que, de una u otra forma, ejercen influencia en la selección

del tipo de presa, como puede ser : aspectos legales, de estética o concernientes al tamaño y localización de vertedores.

## II - 3.0 LA PRESA CONSTITUCION 1917

En la selección del tipo apropiado para la Boquilla. Constitución 1917, era indiscutible que, debía utilizarse una presa con cortina del tipo flexible, siendo factor determinante, en cierta forma, la exagerada longitud de la cortina, además - de que, como se verá más adelante, se encontrarán cerca del si tío, materiales de buena calidad para una cortina de este tipo.

De acuerdo con la clasificación, antes citada, la Presa - Constitución 1917, puede definirse como una presa de almacenamiento de 25 mts. de altura, con cortina vertedora, del tipo - de enrocamiento, con corazón impermeable central de arcilla.

Entre las principales ventajas de este tipo, se cuentan :

- 1.- La utilización de los materiales en su estado natural, requiriendo el mínimo de tratamiento;
- 2.- Los requisitos de la cimentación son menos severos que para otro tipo;
- 3.- Son apropiadas en climas fríos, a causa de su resistencia a los efectos perjudiciales de las heladas;
- 4.- Su comportamiento es altamente satisfactorio, en zonas sísmicas.

Entre sus desventajas se cuentan :

- 1.- La susceptibilidad de ser dañada por la acción erosiva del agua, fluyendo sobre ella, si la capacidad del vertedor no está bien estudiada;
- 2.- Las obras de desvío son más vastas, ya que se proyectan con el gasto de la avenida máxima observada.

## II - 4.0 RELACIONES VOLUMETRICAS Y GRAVIMETRICAS

II - 4.1 Volúmen total.- Un suelo se considera constituido por partículas sólidas, agua y aire.

$$V = V_s + V_a + V_g$$

II - 4.2 Porosidad.- Es la relación del volúmen de vacíos, al volúmen total.

$$n = \frac{V_v}{V} 100$$

II - 4.3 Relación de vacíos.- Relación del volúmen de vacíos al volúmen de sólidos.

$$e = \frac{V_v}{V_s}$$

II - 4.4 Grado de saturación.- Es la relación del volúmen de agua, al de vacíos.

$$G = \frac{V_a}{V_v} 100$$



II - 4.5 Contenido de agua.- Llamando  $W_s$  al peso de las partículas sólidas y  $W_a$ , al del agua, se tiene :

$$W = \frac{W_a}{W_s} 100$$

II - 4.6 Peso específico de sólidos.- Es numéricamente igual a la densidad de las partículas sólidas y se expresa :

$$S_s = \frac{W_s}{V_s}$$

II - 4.7 Peso volumétrico seco.- Se define como el peso de suelo seco, por unidad de volúmen total.

$$r_s = \frac{W_s}{V}$$

II - 4.8 Peso volumétrico húmedo.- Incluyéndole el peso del agua al

$$r_h = \frac{W_s + W_a}{V}$$

## II - 5.0 MUESTREO

El proyecto de una obra de ingeniería, no se puede efectuar de una manera técnica y satisfactoria, a menos que, el Proyec--tista tenga, como mínimo, una concepción razonablemente exacta, de las propiedades mecánicas de los materiales que intervendrán en ella.

En una presa con cortina de enrocamiento y corazón imper--meable central de arcilla, se distinguen dos aspectos fundamen--tales que hay que considerar : la cimentación y los materiales constitutivos; debido a su heterogeneidad, no se les puede obli

gar a cumplir normas de calidad, fijadas de antemano, como en el caso de materiales, tales como el acero y el concreto. Esto hace indispensable una investigación de dichos materiales de la cimentación de la obra, con objeto de suministrar una base numérica, para valorar las propiedades físicas y mecánicas.

Para llevar a cabo dichas investigaciones, es necesario contar con un número adecuado de muestras representativas de los diferentes materiales en estudio y efectuar, a las mismas, mediante la preparación adecuada, las pruebas necesarias de laboratorio.

Las muestras pueden ser :

Muestras	{	De la cimentación	Inalteradas	{	Por capas
		De los bancos de préstamo	Alteradas		Integrales

Son inalteradas, cuando se toman todas las precauciones para procurar que la muestra esté en las mismas condiciones en que se encuentra en el terreno del cual procede; y remoldeadas o alteradas, en caso contrario.

El estudio de la cimentación, requiere la extracción de muestras inalteradas, en tanto que las propiedades de las terracerías, se determinan a partir de muestras remoldeadas.

El muestreo por capas, se lleva a cabo tomando muestras de cada capa atravesada, teniendo buen cuidado de determinar su es-

pesor, en tanto que, el muestreo integral, reúne el producto de varias capas, que una sólo muestra. Estos dos últimos tipos de muestreo, nos permiten decidir el método de explotación ó el ataque del banco de préstamo, pudiendo ser con equipo de corte por capas, como lo son las escrepas ó equipo de corte integral, como es el caso de las dragas y palas mecánicas, dependiendo, - sobre todo, del problema en cuestión.

## II - 6.0 MATERIALES DE CONSTRUCCION

Se efectuó la búsqueda de los materiales de construcción de la cortina, con objeto de determinar la ubicación, características y potencialidad de los probables bancos de préstamo, - cuya localización se muestra en el Plano II-1.

### II - 6.1 MATERIAL IMPERMEABLE

Para el material impermeable, se localizó un banco principal de potencialidad muy superior, en cuanto a volúmen, a otro banco que se localizó, como reserva. El primero, o sea, el banco 1, se encuentra aguas arriba del eje de la cortina, atrás -- del Bordo Hidalgo, que actualmente existe; parte de este banco, está en la margen izquierda del Río Galindo y, la otra, entre - éste río y el de La H, que se juntan para formar el Río Caracol antes del sitio donde se proyecta construir la Presa Constitución 1917. La distancia para los acarrees, es de 2 kms.

En este banco, se estudió una área muy extensa, por encontrarse a poca profundidad, el nivel freático, y se tomó en cuenta que la explotación no se pudiera aprovechar en toda la capa disponible. Teniendo en cuenta lo anterior, es recomendable drenar este banco. Una de las formas con la cual se podrá lograr bajar el nivel freático, es rompiendo la mampostería con la que está construída, parte del antiguo bordo Hidalgo. Se hace la aclaración de que, el estudio de este banco, se hizo en tiempo de lluvias, en el cuál bajaron las mayores avenidas y, por lo tanto, se elevó el nivel freático, por el agua que retiene el citado bordo. Es de suponerse que, rompiendo éste y, en tiempo de estiaje, se baje considerablemente el nivel freático y se pueda aprovechar un espesor mayor de la capa de material impermeable.

El muestreo del banco se hizo integral, por encontrar las capas de material completamente homogéneo y, por tanto, las características no tienen variaciones de consideración, si se explota una capa de 2 á 4 mts.

Este banco, como se dijo al principio, es el de mayor potencia y cuenta con un volúmen aproximado de material aprovechable, de 1 945 986 m<sup>3</sup>, que se considera suficiente, para la construcción de la cortina.

La exploración de campo, consistió en trazar una cuadrícula de 100 mts., perforando pozos en los vértices, para poder de

finir, si la capa aprovechable, era adecuada para su explotación, desechando aquellos casos en que la perforación no tenía más de un metro de espesor; se tuvo en cuenta, además, que este banco principal, así como el de reserva, deberían quedar cercanos a la boquilla y, además, en terrenos de poca afectación.

Las pruebas se efectuaron, prácticamente, dos veces : las primeras, en el Laboratorio Móvil de la S.R.H.; y, las segundas y definitivas, en el Laboratorio Central de la propia S.R.H.

Para el estudio de este material, las muestras fueron sometidas a las pruebas de :

Granulometría, por vía seca

Granulometría, por vía húmeda

Límites de consistencia

Densidad de los sólidos

Expansión libre

Compactación Próctor

Permeabilidad de tipo de carga variable

Esfuerzo cortante

Al hacer el diseño de una presa de tierra, se deben tener presentes, una serie de propiedades de los materiales de que se dispone para formar el cuerpo de la presa y de los que existen en la cimentación, como se han mencionado en el párrafo anterior, por ejemplo, la permeabilidad, resistencia al corte, etc, las cuales tienen un amplio rango de variación en los diferentes tipos de suelo.

De aquí que sea conveniente, antes de entrar en los problemas de diseño, tratar acerca de las pruebas que se hacen para determinar los diversos factores que afectan las propiedades mecánicas de los materiales disponibles.

a) Granulometría.- Las propiedades mecánicas de los suelos están íntimamente relacionadas con el tamaño y forma de las partículas que los integran. Si se hace pasar una porción de suelo, a través de una serie de tamices de aberturas conocidas, en cada una de ellas se irán deteniendo partículas, cuyo tamaño es mayor que la abertura de la malla que los retiene y menos que la inmediata superior. De esta manera, puede establecerse la proporción relativa en peso, de los diversos rangos de tamaño, que constituyen el material en estudio. En la práctica, se representa gráficamente en papel semilogarítmico; en el eje vertical, los diámetros de las partículas y, en el horizontal, los porcentajes acumulativos correspondientes a dichos diámetros, obteniéndose la curva granulométrica, en la cual se emplean los términos : grava, arena, limo y arcilla, para designar los tamaños cuyos límites son puramente convencionales.

Cuando un material contiene una baja proporción de partículas finas ( limo y arcilla), o carece de ellas, puede determinarse su curva granulométrica, en el laboratorio, simplemente por el empleo de una serie de mallas, granulo

métrica seca). Pero cuando su contenido de limo y arcilla, se encuentra en cantidad importante (mayor del 5 al 10%) es necesario lavar con agua los materiales retenidos, en las mallas (granulométrica húmeda). La técnica de laboratorio, en ambos casos, puede consultarse en un manual sobre la materia.

b) Límites de Consistencia.- Todos hemos observado alguna vez - que, al mojar una tierra, constituida por limo y arcilla, se vuelve blanda, formando lodo que, al secarse, se endurece en grado visiblemente variable, o se vuelve polvo, fenómenos - que son de naturaleza fisico-química muy compleja y constituyen la base de las pruebas desarrolladas por Atterberg, para estudiar la consistencia de los suelos finos, con los cambios de humedad. Atterberg introdujo los siguientes conceptos, que se conocen como límites de consistencia ó de Atterberg :

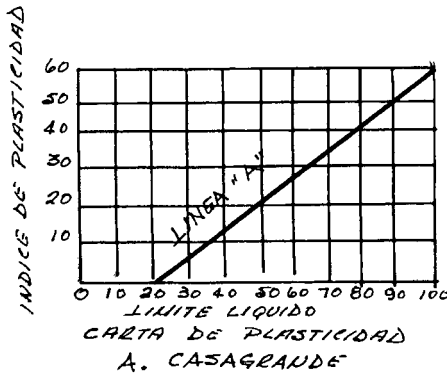
- Si a un suelo se le agrega agua, en cantidad suficiente, puede convertirse prácticamente en un líquido, o sea, que fluye fácilmente, bajo el efecto de cualquier esfuerzo cortante, - por pequeño que sea. Si se deja que el agua se evapore, parcialmente, llega un momento en que el suelo empieza a ofrecer una resistencia al esfuerzo cortante y se comporta como un material plástico. El contenido de agua expresado en % -- del peso del suelo seco, en este momento es el "límite líquido"; es el contenido de agua, que separa las consistencias, líquida y plástica, de un suelo.

- Si, después de alcanzado el límite líquido, se continúa evaporando el agua, amasando el suelo con la mano, se llega a un contenido de agua en el que, el suelo se vuelve quebradizo y deja de comportarse como un material plástico. El contenido de agua correspondiente, se llama "límite plástico". La diferencia entre el límite líquido y el plástico se llama "índice de plasticidad" (IP) y representa el rango de variación de la humedad, dentro del cual el suelo se comporta plásticamente.

- Si del límite plástico, se continúa reduciendo la humedad, el suelo sigue también reduciendo su volumen, hasta que llega un momento en que, el contenido de humedad es tal, que una pérdida mayor de ésta, ya no produce ninguna contracción. El contenido de agua, en ese momento, se llama "límite de contracción" y es el que separa a la consistencia sólida, de la semisólida. La diferencia entre el límite plástico y el de contracción, se llama "índice de contracción". La técnica experimental para la determinación de estos límites, puede consultarse en el Manual de la SRH

Correlacionando el límite líquido con el correspondiente índice de plasticidad de un gran número de suelos finos, A. Casagrande estableció la Carta que lleva su nombre. En ella existe la llamada Línea "A", que establece la frontera entre los suelos arcillosos y los limosos; es decir que, si dos suelos minerales, tienen un mismo valor de límite líquido, pero diferente índice de plasticidad, aquél que dé un punto arriba de la lí



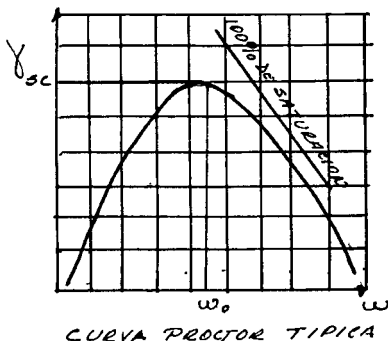


nea "A", contiene una proporción de partículas coloidales minerales, para comunicarle propiedades de plasticidad - que lo cataloguan como suelo arcilloso inorgánico. Si, en cambio, el otro dá un punto -

más abajo de la línea "A", su contenido de coloides minerales es muy bajo o nulo, predominando las partículas inorgánicas u orgánicas de limo o de coloides orgánicos.

c) Compactación.- La importancia de la compactación de los suelos, en la construcción de terraplenes, como medio para aumentar la resistencia y disminuir la compresibilidad de los materiales térreos, no fué reconocida, aún plenamente, sino hasta principios de este siglo, con la introducción del rodillo "pata de cabra", inventado en California, en 1903. Cuando P.R. Proctor publicó sus investigaciones en 1933, sobre este tema, se sentaron las bases para controlar la colocación de los materiales, en los terraplenes. Proctor encontró que, aplicando a un suelo una

cierta energía, para compactarlo, el peso volumétrico obtenido varía con la humedad.- Según una curva en la que puede verse que existe un contenido de humedad, con el cual se obtiene el peso volumétrico



máximo para ese suelo y esa energía de compactación; a la abscisa y ordenada de ese punto, se les denominó "humedad óptima" y "peso volúétrico seco óptimo". Buscando una prueba de laboratorio que igualara los resultados obtenidos en el campo, con los equipos de compactación disponibles, entonces, Proctor introdujo la "Prueba de compactación" que hoy lleva su nombre.

El ensayo original de Proctor, consistía en colocar 3 capas iguales de suelo humedecido, dentro de un cilindro hueco de 4'' de diámetro interior y con un volumen de  $1/30$  de ft<sup>3</sup>, provisto de una extensión; cada una de estas capas era compactada con 20 golpes de un pizón de mano, que tenía una zapata de 2'' de diámetro y peso de 5 lbs, guiándola con la mano y el auxilio de un tubo, desde una altura de 12''. Según nos dice Proctor debían darse golpes "firmes". Posteriormente, distintas organizaciones, dedicadas a la construcción de terraplenes, han establecido diferentes normas para ejecutar la prueba de compactación dinámica, variando el volumen de molde, el número de capas de suelo colocado y han sustituido el golpe firme por otro dado en caída libre con martillos de diferente peso y altura y distinta altura de caída. La introducción de tales modificaciones, ha dado como resultado que, para un mismo suelo, se tengan diferentes pesos volúétricos óptimos

y humedades óptimas, dependiendo de las normas seguidas para ejecutar la prueba; o, más específicamente, según la energía -- por unidad de volumen de suelo compactado en cada norma. Dicha energía puede estimarse en función de la energía dinámica total, entregada al suelo y puede calcularse mediante la siguiente fórmula :

$$E_s = \frac{WHNg}{V}$$

En la que :

$E_s$  = Energía específica de compactación en kg cm/cm<sup>3</sup>

$W$  = Peso del martillo o pisón en kg

$H$  = Altura de caída del martillo

$Ng$  = Número total de golpes de martillo

$V$  = Volumen total de suelo compactado

En la siguiente tabla se ven las normas de compactación comunes en nuestro país :

t i p o	Peso del Martillo Kg	Altura de caída Cm	No. de golpes	No. de Capas	Energía de Compactac. Km cm/cm <sup>3</sup>
(A) Proctor modificada	4.54	45.7	25	5	27.7
(B) Proctor standar	2.5	30.5	25	3	5.48
(C) Proctor SOP (Méx.)	2.5	30	30	3	6.36
(D) S.R.H. (México)	2.5	33.5	28	3	7.10

El control de la compactación durante la construcción se lleva a cabo mediante determinaciones del contenido de agua y del peso volumétrico seco. En los suelos impermeables, los valores obtenidos de dichas determinaciones, se relacionan con los valores óptimos respectivos, determinados con la prueba Proctor, efectuada sobre el mismo material. La relación entre el peso volumétrico seco del suelo compactado en el campo y el óptimo de la prueba Proctor, se conoce como grado de compactación:

$$c = \frac{V_{sc}}{V_{so}} 100$$

Este grado de compactación se obtiene en terraplenes de prueba, relacionando el grado de compactación con el número de pasos de un rodillo pesado, mediano o ligero.

c) Resistencia al corte.- Al someter una masa suelo a esfuerzos cortantes, se producen desplazamientos relativos entre las partículas. La oposición que ofrecen las partículas al desplazamiento, se denomina "Resistencia al esfuerzo cortante".

Puesto que la resistencia al desplazamiento de las partículas depende de la interacción de unas sobre otras, la naturaleza de estas interacciones será la que determine la resistencia.

En los suelos granulares, constituidos principalmente por partículas microscópicas, la resistencia al cortante, deriva exclusivamente, de efectos de fricción entre los granos, mien-

tras que, en aquéllos en los que predomina la fricción coloidal, la resistencia depende de las fuerzas atractivas y repulsivas, - que se ejercen entre micelas a través de las películas de agua absorbida y los iones, eléctricamente adheridos a la superficie de ellas. De aquí la distinción básica entre suelos "friccionantes" ó "granulares" y suelos "cohesivos" o "coherentes". En los primeros, se incluyen los enrocamientos, cantos rodados, boleos, arenas y limos, no plásticos; y, en los segundos, las arcillas - de alta plasticidad.

Existen diversos tipos de aparatos para determinar la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos, en el laboratorio; pero todos ellos pueden agruparse en dos clases : los de "corte directo" y los de compresión triaxial".

1- Corte Directo.- Un aparato de corte, está formado por una caja fija a una base y un marco móvil, que se desplaza horizontalmente, con respecto a la caja y corta al espécimen de suelo, en un plano, también horizontal. En la parte superior del espécimen, puede aplicarse una carga normal, al plano - de corte. La aplicación sucesiva de distintos valores de -- presión normal, permite conocer la Ley de variación de la - resistencia al corte, en función de dicha presión normal.

Para suelos granulares, este tipo de aparato dá, aproximadamente, una variación lineal de resistencia, con la presión normal de la forma :

$$S = \sigma_n \operatorname{tg} \phi$$

Para suelos puramente cohesivos, se tiene que exhiben una resistencia al corte, independiente de la presión normal, cuya ecuación es :

$$S = C$$

En la actualidad, se emplean muy poco los de corte directo, por no poder gobernar el efecto del agua, en la resistencia de los suelos.

2- Compresión Triaxial.- Con estos ensayos, sí es posible controlar el agua del suelo.

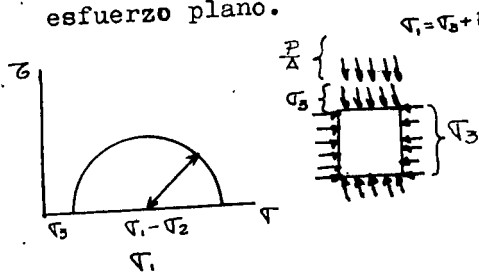
Una prueba de compresión triaxial, se realiza envolviendo en una membrana impermeable, un espécimen cilíndrico del suelo que se desea probar, cuyas bases quedan en contacto con cabezas sólidas, provistas de piedras porosas, que sirven de filtro. Los filtros están conectados a tubos delgados, provistos de válvulas, que permiten gobernar la senda o entrada -- del agua al espécimen; tales tubos de drenaje, están conectados a una bureta graduada, con la que se puede conocer el volúmen de agua expulsada o absorbida por el suelo, durante la prueba. La unión entre la membrana y las cabezas, se ata con banda de hule, para garantizar un sello hermético. Todo el - conjunto queda encerrado en una cámara, que se conecta a un tubo de agua a presión.

La prueba de compresión triaxial puede conducirse de diferentes maneras :

zar que, la presión del poro, generada por el incremento anterior, se disipe completamente, antes de aplicar el siguiente.

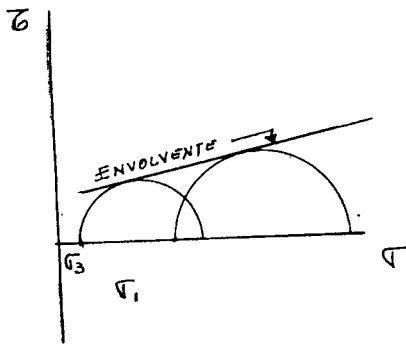
En esta primera prueba, los esfuerzos aplicados exteriormente a la probeta, son siempre esfuerzos efectivos o intergranulares, ya que la presión de poro puede considerarse nula, durante el proceso de falla.

Representación Gráfica de los Resultados de las Pruebas Triaxiales.- Considerando que, el material de la probeta sea homogéneo e isótropo, y despreciando los efectos de la restricción, impuesta a la probeta, por las cabeceras sólidas, el estado de esfuerzos, en un elemento cualquiera, en el interior del espécimen puede representarse mediante el Círculo de Mohr, para el caso de esfuerzo plano.



$\sigma_1 = \sigma_3 + P/A$  es el esfuerzo confinante hidrostático, transmitido a la probeta, por el agua de la cámara; y  $\sigma_1$  es el esfuerzo principal mayor, que actúa en el momento de la falla de los planos horizontales y es igual a  $\sigma_3$  aumentado del esfuerzo  $P/A$  aplicado desde el exterior, a través del vástago. Si se someten varias probetas iguales del mismo suelo, a diferentes presiones confinantes  $\sigma_3$  se requerirá en cada caso, un valor distinto de  $\sigma_1$  para alcanzar la falla. - Trazando un círculo de esfuerzos, con cada valor de  $\sigma_3$  y el correspondiente de  $\sigma_1$  que produjo la falla, se obtiene una serie

le círculos que representan el estado de esfuerzos de los diversos especímenes, probados en el momento de la falla. La envolvente de tales círculos, recibe el nombre de "envolvente de falla",



o "línea de resistencia". La forma de la envolvente de falla, varía con el material, según que éste sea granular, cohesivo o intermedio; pero, además, para un mismo suelo, depende de la relación de vacíos, grado de saturación y tipo de prueba.

De todo lo anterior, no queda sino preguntar qué tipo de prueba debe usarse como base, para el análisis de la estabilidad de la cortina y es evidente que, la respuesta será : aquélla que reproduzca en el laboratorio las mismas condiciones de drenaje, grado de saturación y relación de vacíos que tiene el material en el terraplen o su cimentación, en el momento en que se desea conocer la resistencia al esfuerzo cortante.

Siguiendo ahora con el caso particular que me ocupa, puedo afirmar para la "Presa Constitución 1917", en lo que se refiere a granulometría, en la Lámina II-1 Se ha obtenido el promedio; se puede observar que se trata de un material con un contenido de 0% de grava, 28% de arena y 62% de finos; o sea, los materiales menores que la malla 200, la cual tiene una abertura de 74 micras.



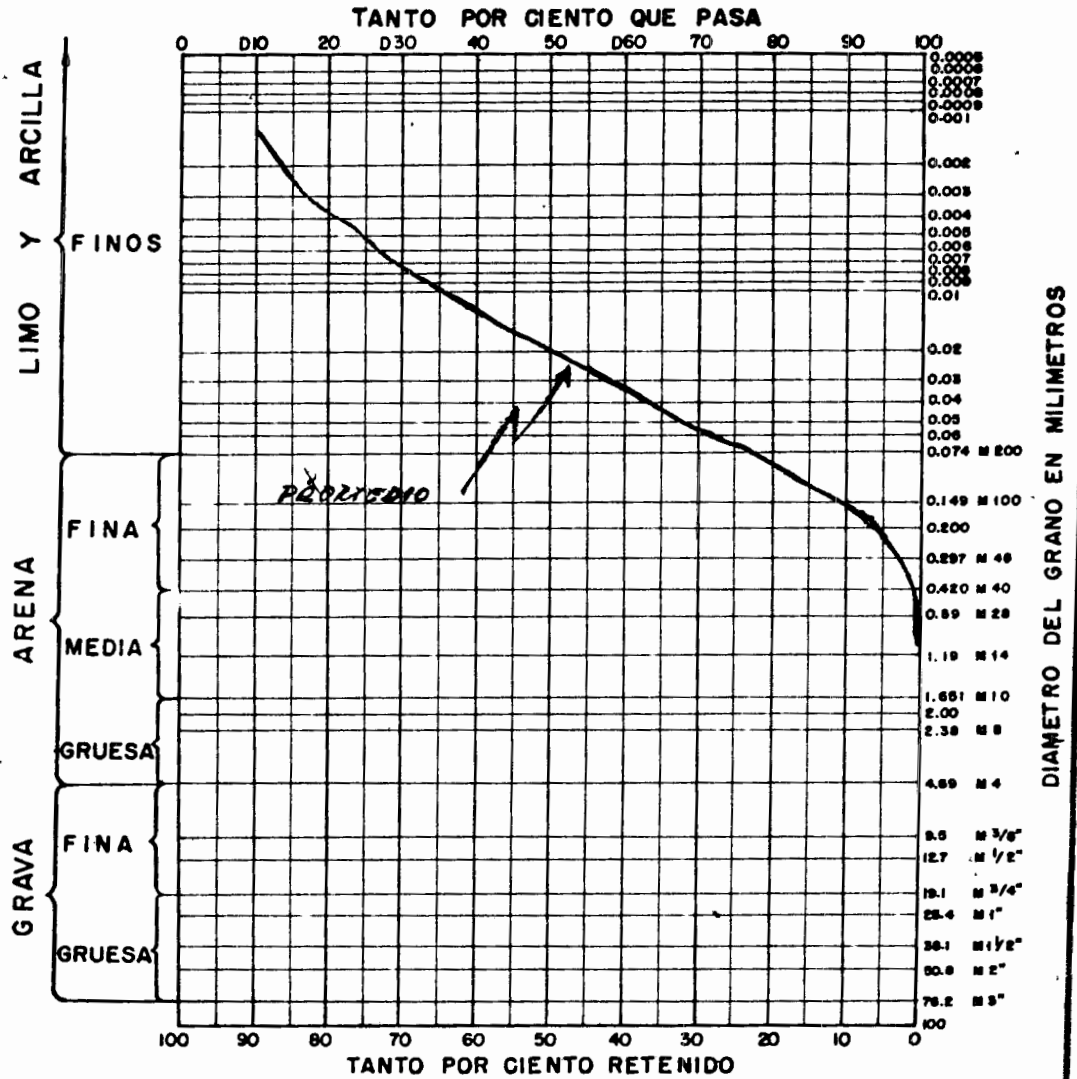
Cabe observar que, el material estudiado, presenta en su granulometría, cierta heterogeneidad; que algunos de los materiales son sumamente finos, teniendo, inclusive, un 10% solamente de arena; y otros pueden considerarse con una arenosidad considerable, ya que contienen hasta un 37% de este material.

En cuanto a plasticidad, en la Lámina II-2 se presenta la ubicación de todos los puntos encontrados a las muestras ensayadas y puede observarse que están localizados arriba de la Línea "A", con límites líquidos, comprendidos entre 35 y 45% e índices de plasticidad de 13 a 26%. El promedio resultó un límite de 43.2% y un índice de plasticidad de 23.8%, correspondiendo, según el sistema unificado de clasificación de suelos, el símbolo de arcilla poco compresible (Bp). Respecto a la prueba de compactación Proctor, en la Lámina II-3, se resumen las gráficas encontradas a estos materiales en una sola promedio, habiéndose encontrado un peso volumétrico seco de 1574 kg/m<sup>3</sup>, con una humedad óptima de 22.4% y una relación de vacíos media de 0.668. Respecto a la densidad del material, ésta resultó ser, en promedio, 2.625.

Para encontrar los parámetros de esfuerzo cortante a emplear en los análisis de estabilidad, referentes al material impermeable, se efectuaron los dos tipos de pruebas triaxiales, usuales en la SRH, ambas saturadas y con el 95% de compactación Proctor, siendo la primera del tipo rápido indrenado; y la segunda, consolidada rápida. Para la prueba rápida indrenada, se

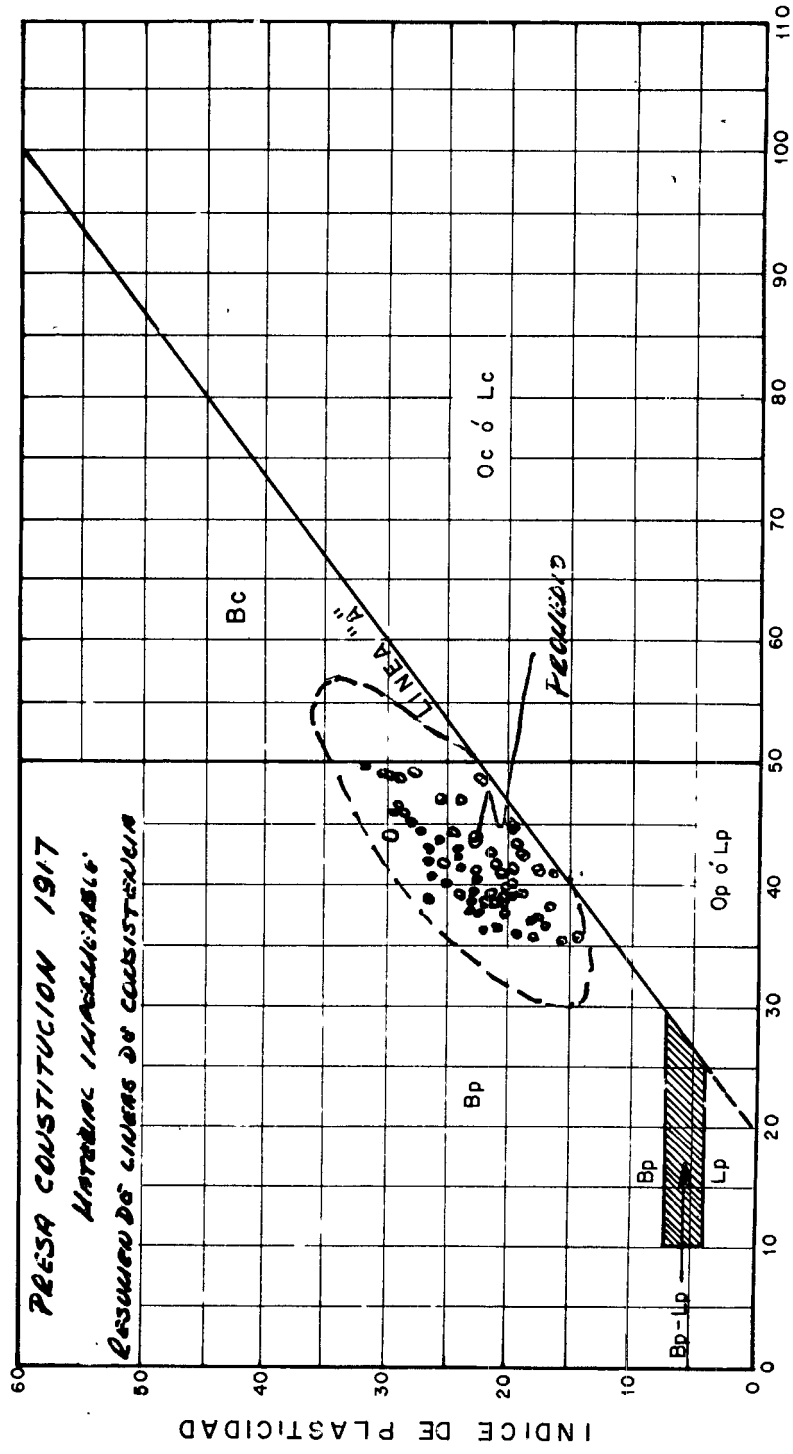
# GRAFICA GRANULOMETRICA

Procedencia PRESA CONSTITUCION 1917 ..... Identificación de Lab .....  
 No. ART. IMPERMEABLE Pozo ..... Profundidad .....  
 Muestra ..... Est. .... Fecha .....



TOTAL, % Grava ..... % Arena ..... % Finos .....  $C_u = D_{60}/D_{10} = \dots$   
 PASA 4, % Arena ..... % Finos .....  
 $D_{10} = \dots$       $D_{30} = \dots$       $D_{60} = \dots$       $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}} = \dots$   
 Observaciones ..... LAVINA II-1 .....  
 Operador .....     Calculó .....     Fecha .....

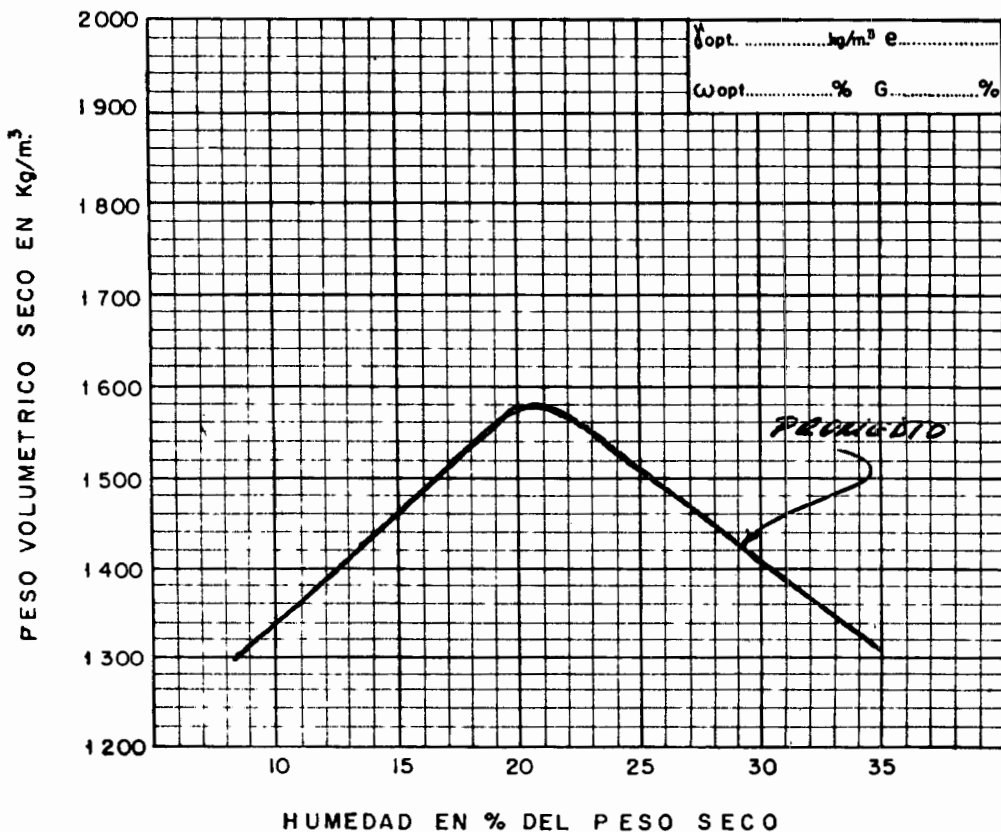
# GRAFICA DE PLASTICIDAD



# COMPACTACION PROCTOR

Procedencia PRESA CONSTITUCION 1917 ..... Identificación de Lab. ....  
 Banco MATERIA IMPUR ..... Pozo ..... Profundidad .....  
 Muestra ..... Est. .... Fecha .....  
 Equipo usado. Cilindro N° ..... Volúmen V = ..... lts.      Peso T = ..... Kgs.

PESO CILIN. + TIERRA $W = T + W_H$	T. HUMEDA COMPACTADA $W_H = W - T$	MUESTRA PARA OBTENCION DEL CONTENIDO DE AGUA						$\omega = 100 \frac{W_H}{W_S}$	$W_S = \frac{W_H}{\omega} \cdot \frac{100}{100}$	$\frac{W_S}{V}$
		TARA	PESO TARA	TARA + MUEST. HUMEDA	TARA + MUEST. SECA	$W_H$ PESO AGUA	$W_S$ PESO SECO	CONTENIDO DE AGUA EN %	TIERRA SECA COMPACTADA	PESO VOL. SECO $\frac{W_S}{V}$ kg/m <sup>3</sup>



**LAMINA II-3**

Observaciones .....  
 Operador .....      Calculó .....      Fecha .....

obtuvo un ángulo de fricción de  $0^{\circ}$  y una cohesión de 4.1 toneladas entre m<sup>2</sup>. Para la prueba consolidada rápida, un ángulo de fricción interna de  $12.9^{\circ}$  y una cohesión de 2.6 ton/m<sup>2</sup>.

Estos valores son los que se usarán en el análisis de estabilidad de la cortina.

Si bien es cierto que, el banco es un poco heterogéneo, no por esto puede decirse que no sea apto para colocarlo en el corazón impermeable de la cortina, ya que, en promedio, sus propiedades son muy aceptables.

## II - 6.2 MATERIAL PERMEABLE

Para definir el banco de material impermeable, se tomó como base las exploraciones que se hicieron en la margen izquierda -- del eje de la cortina, donde se observó una capa de conglomerado semicementado, que se considera adecuado para las zonas de respaldos.

Su localización se encuentra, aguas abajo de la cortina, en la margen izquierda. La distancia para los acarrees es de uno a dos km., dependiendo del lugar donde se coloque. Este banco es -- para completar el material que se obtenga como producto de la ex cavación de la trinchera, para alojar el corazón impermeable en la margen izquierda, pudiendo depositar este material de excavación, en un banco de almacenamiento, en la margen derecha, para posteriormente, colocarlo en esta zona y aprovechar el material

del banco, exclusivamente, para la margen izquierda, ahorrando, a sí, acarreos.

Para su estudio, se trazó una cuadrícula de 200 mts., y en los vértices se hicieron pozos a cielo abierto, profundizándose hasta pasar la capa de conglomerado que tiene un espesor promedio de, aproximadamente, 3.50 mts; las muestras que se sacaron, fueron integrales y se les hizo pruebas de granulometría, peso volumétrico máximo, peso volumétrico mínimo, absorción y densidad de los sólidos.

De este material, se mandaron muestras integrales representativas, a los laboratorios centrales de Ingeniería Experimental, en Tecamachalco, D.F., habiéndose obtenido, después de consciencioso estudio, los resultados que, a continuación, se enumeran : en cuanto a granulometría, se trata de un material que tiene 73.8% de grava; 17.1% de arena; y 9.1% de finos; el material en cuestión, como podrá verse, es un poco heterogéneo. Los valores de las densidades de la porción mayor, que pasa la malla No. 4, o sean, las gravas, reportaron valores de 2.51, la absorción de este material, es de 2.7%.

En las pruebas triaxiales, se obtuvo en la rápida, peso volumétrico seco de 1.813 ton/m<sup>3</sup>; un peso volumétrico saturado de 2.136 ton/m<sup>3</sup>; una relación de vacíos de 0.478; un ángulo de fricción interna de 17° y una cohesión de 5 ton/m<sup>2</sup>. Para la rápida consolidada, un ángulo de fricción de 35° y una cohesión de 0 ton/m<sup>2</sup>.

Como puede observarse, este material es permeable y sólo podrá utilizarse en los respaldos, y sería más conveniente usarlo solamente en el respaldo de aguas abajo.

## II - 6.3 MATERIAL PARA FILTROS

Para el estudio de los filtros, que son necesarios, en seguida del material impermeable, se hizo una exploración de campo, en varios lugares de la región, sin encontrar agregados -- gruesos, los cuales se tendrán que producir mediante trituración del banco de roca; se encontró un banco de arena de mina, situado aguas arriba, a 7 km del eje de la cortina, a unos 200 mts -- de la carretera Amealco-Querétaro. Este material se considera -- bueno para zonas de filtro, teniendo que lavarse por la cantidad de finos que contiene. Se hizo un estudio, tomando muestras integrales del frente que ya existe y se le hicieron pruebas en el laboratorio, de granulometría, peso volumétrico, pérdida por lavado, absorción y densidad de los sólidos, habiéndose obtenido los siguientes resultados : contenido de grava, despreciable; 77% de arena; 22.5% de finos; 4.3 de absorción; densidad, 2.42; peso volumétrico, 1558 kg/m<sup>3</sup>. Con un volumen aproximado de -- 300 000 m<sup>3</sup>.

Como se sabe, para filtros se necesita un material que, según el sistema unificado de clasificación de suelos, sea bien -- graduado y que pase la especificación de filtros que explico en el diseño.

Por lo tanto, el material tendrá que graduarse para que quede dentro de la especificación para filtro.

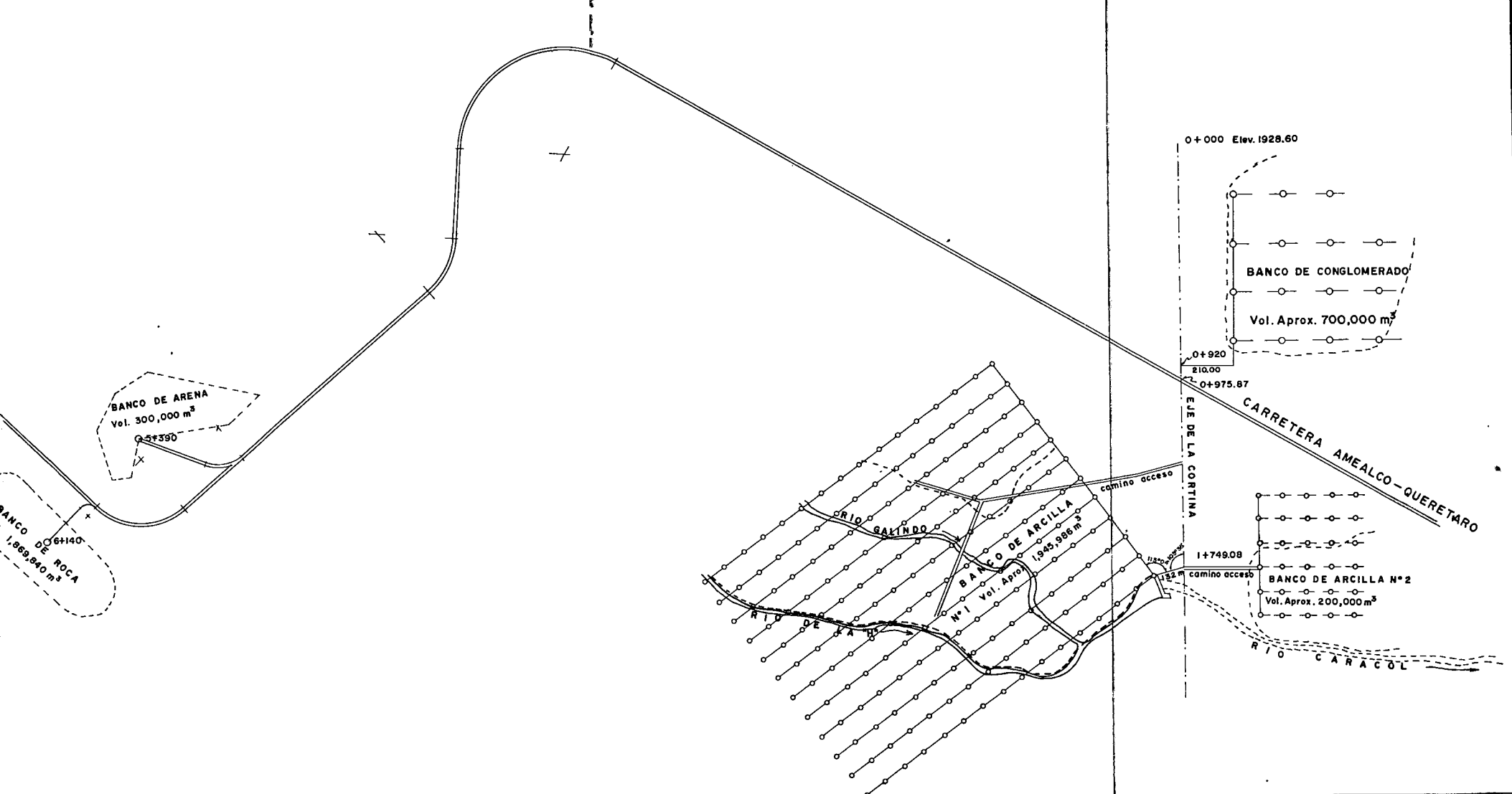
#### II - 6.4 RCCA

Se localizó un banco de roca, compuesta por riolitas y basaltos sanos de este material; se podrán obtener agregados gruesos para concreto, mediante trituración y para la zona de enrocamiento. Este banco se localiza en el cañón que forma el Río de La H, cerca de la carretera Amealco-Querétaro; la distancia de acarreo, es de 7 a 8 kms.

En el laboratorio central, se encontró que se trata de un material con 1.55 ton/m<sup>3</sup> de peso volumétrico seco y absorciones sumamente bajas, por lo que, se trata de un material de excelente calidad.

Los parámetros de esfuerzo cortante, a emplear en el análisis de estabilidad, fueron supuestos, dándole un ángulo de fricción interna de 45°. Por lo tanto, de este banco puede obtenerse la roca selecta, para las chapas de protección, tanto del talud de aguas arriba, como del de aguas abajo.





U. A. Q. ESC. DE INGENIERIA.
"PRESA CONSTITUCION 1917"
PLANO GENERAL DE BANCOS DE PRESTAMO
TESIS PROFESIONAL
Guillermo Rojas Villegas
Querétaro, Qro. Agosto 1967 Plano II-1

## CAPITULO III

Diseño de la Cortina.

### III - 1.0 ORIGEN Y DESARROLLO

La construcción de presas de tierra, con fines de almacenamiento, ha sido practicada desde hacen, por lo menos, 2 000 años. Parece ser que, hasta el año 1 500, la altura de estas presas no era mayor de 21 mts; a fines del Siglo XIX, los métodos de diseño y construcción, no eran mejores que los de los años anteriores, ya que las ideas que en ese tiempo estaban en voga, se contradecían unas a las otras, dando lugar a un mayor desconcierto, como lo muestra el porcentaje de fallas parciales o totales, que era alarmantemente alto; según se puede constatar viendo obras de este tipo, provenientes de aquella época.

Siendo el aspecto más importante de la construcción de una presa de tierra, el método para colocar y compactar el material, en las antiguas construcciones, el material se transportaba en cestos y, la compactación se obtenía accidentalmente con el paso de peones que acarreaban el material o, haciendo pasar rebaños de cabras o ganado mayor, sobre las capas del suelo; se consideraba la compactación de la tierra, meramente deseable, pero no esencial, es decir, se menospreciaba mucho la importancia de la compactación.

El tiempo, el estudio de las fallas y el progreso de la ciencia de la mecánica de suelos, demostraron los efectos benéficos de la compactación, combinada con el control de la humedad, so--

bre la resistencia al esfuerzo cortante de los materiales de relleno.

El paso más importante, en esta dirección, fué dado por Proctor, en 1933, quien, como ya expliqué en el Cap. II, demostró que, el grado de compactación producido por una energía determinada, depende principalmente, del contenido de humedad del material que se compacta.

El descubrimiento de la influencia del contenido de agua, para obtener el peso volumétrico máximo, del suelo compactado, hizo posible la construcción de terraplenes, con la máxima resistencia compatible con la naturaleza de los materiales disponibles.

A los dos descubrimientos anteriores, se sumó el empleo de cortinas de enrocamiento, que combinan, por un lado, las características de la roca suelta y de la grava, con un gran rozamiento interno, que proporciona gran estabilidad, pero alta permeabilidad y, por otro, las características de las arcillas más o menos puras, dotadas de cohesión, de baja permeabilidad, pero con poco rozamiento interno.

En la actualidad, se puede construir el tipo de cortina antes mencionado, con seguridad y economía, sobre una gran variedad de cimentaciones y en los terraplenes puede usarse casi cualquier tipo de suelo o roca, con la completa seguridad de un funcionamiento seguro y, por tanto, satisfactorio.

### III - 2.0 CRITERIOS DE DISEÑO

Basándonos en la experiencia del pasado y los actuales conocimientos sobre diseño, se consideran esenciales los siguientes requisitos de diseño y construcción de una cortina del tipo estudiado, para que sea, indiscutiblemente, segura:

- 1- La capacidad del vertedor de demasías y el bordo libre, - deben ser suficientes para evitar el derramamiento sobre la cortina, cuando ocurra la avenida máxima probable;
- 2- No deberá excederse, nunca, la resistencia al esfuerzo -- cortante de la cimentación ni del terraplen;
- 3- El flujo del agua, a través de la cortina, deberá controlarse mediante una zonificación adecuada en la sección;
- 4- Las filtraciones a través de la cimentación, deberán controlarse por medios efectivos;
- 5- Los conductos deberán diseñarse, cuidadosamente, para evitar el colapso, así como las fugas o entradas de agua y - la tubificación, a lo largo del conducto;
- 6- Los taludes deberán protegerse hasta la corona, para evitar su erosión;
- 7- La compactación de los materiales deberá ser esencial;
- 8- Por medio del diseño y construcción cuidadoso, deberá asegurarse que no haya pasos continuos de filtración, como - los que podrían originarse por mala liga o mala compactación de capas sucesivas, por permitir capas de material -

permeable, que atraviesen el terraplen, transversalmente, por mala liga entre el terraplen y la cimentación o entre el terraplen y las estructuras de concreto.

- 9- Deberá evitarse la formación de grietas a través de la -- cortina, ocasionadas por asentamientos desiguales de la -- cimentación o del terraplen, para lo cual se tomará en -- consideración, la pendiente de las laderas, la presencia de terrazas de río en la cimentación, el comportamiento -- de las secciones de cierre, así como la colocación adecua da de los materiales del terraplen, para asegurarse de -- que, la masa de suelo sea suficientemente plástica, para deformarse sin agrietarse.

### III - 3.0 SECCION TRANSVERSAL

El diseño de una cortina del tipo de tierra y roca, consta esencialmente en el dimensionamiento de la sección transversal de la misma; dicho dimensionamiento no se deduce de cálculos ma temáticos, sino que, se determina por los resultados que propor ciona la experiencia, basándose en cortinas existentes, cuyo -- funcionamiento es satisfactorio y teniendo en cuenta las causas posibles de fallas, en presas en las que esto ha sucedido.

Existen, sin embargo, fórmulas empíricas o recomendaciones que nos permiten orientar el diseño preliminar, quedando esto -- supeditado a su aprobación, por medio de los análisis de estabi lidad correspondientes; si el diseño preliminar no cumple con --

los requisitos de estabilidad, fijados por este tipo de estructuras, se harán las correcciones apropiadas y se procederá, de nuevo, a su comprobación y así, sucesivamente, hasta lograr un diseño técnicamente satisfactorio.

### III - 3.1 ANCHO DE CORONA

Se fija este ancho, para dar mayor volúmen a la cortina y aumentar, así, su estabilidad, para tener más resistencia la corona, contra los deterioros del oleaje y para establecer los servicios que sean necesarios. Como se sabe, en muchas presas se utiliza la corona para tramos de puente, carretera, etc..

Una dimensión que puede considerarse como promedio de los resultados que se obtienen de la aplicación de las diversas -- normas, para fijar el ancho de la corona, es 10 mts., o un valor muy cercano a los 12, que recomienda el Bureau of Reclamation, como suficiente para las presas más altas. Es, además, -- la dimensión que se ha empleado en México, en el diseño de cortinas del mismo tipo, permitiendo alojar un camino de 2a., con un ancho de 8 mts. y acotamientos de 1.

Sin embargo, para el caso de la corona para la cortina de la Presa Constitución 1917, se utilizó un ancho de 8 mts., por juzgarlo así conveniente, dado que no habrá de desempeñar ninguna función especial, que no sea dar un mayor volúmen a la -- cortina.

### III - 3.2 BORDO LIBRE

El bordo libre =  $h_4$  es la distancia vertical entre el embalse máximo y la corona; evita, como es lógico suponer, que el agua vierta sobre la corona, condición esencial en este tipo de cortina.

$$\text{Según Varlet : } h_4 = h + \frac{v^2}{2g} + S$$

donde :

$h$  = altura de la ola en mts.;

$\frac{v^2}{2g}$  = altura que alcanzan las partículas al reventar las olas;

$S$  = factor de seguridad.

Según Varlet'.

$$h = 1/2 + 1/2 \sqrt{F}$$

donde :

$F$  = fetch.

Decíamos en el Cap.I, que se tenía en el caso particular de la Presa Constitución 1917, una cortina tan larga, como ancha, por lo cual consideramos :

$$F = 2.6 \text{ km}$$

$$h = 1/2 + 1/3 \sqrt{2.6} = 1.04 \text{ mts.}$$



Según Stevenson :

$$h = 0.76 + 0.34 \sqrt{F} - 0.26 \sqrt[4]{F}$$

$$h = 0.76 + 0.34 \sqrt{2.6} - 0.26 \sqrt[4]{2.6} = 0.98 \text{ mts.}$$

Según el Bureau of Reclamation :

Para un fetch de 2.5 millas y una velocidad de viento de 50 mi llas por hora :  $h = 3.2 \text{ pies} = 0.98 \text{ mts.}$

El promedio de los tres valores obtenidos, es :

$$h = 1.00 \text{ mts.}$$

Según Varlet :

$$V = 1.5 + 2/3h$$

V = velocidad de traslación de la ola en seg.

$$V = 1.5 + 2/3(1.00) = 2.17 \text{ m/seg.}$$

$$\frac{v^2}{2g} = \frac{(2.17)^2}{19.62} = 0.23 \text{ mts.}$$

Si  $S = 0.50 \text{ mts.}$ , que es un valor decente teniendo en cuenta las condiciones locales de la Presa Co. tución 1917, se tiene como bordo libre :

$$h_4 = 1.00 + 0.23 + 0.50 = 1.73 \text{ mts}$$

$$h_4 = 1.75 \text{ mts.}, \text{ como mínimo}$$

### III - 3.3 TALUDES

No existe fórmula suficientemente confiable, que nos permita calcular los taludes de las diversas zonas que formarán la sección transversal de la cortina. En este caso, se recurre a recomendaciones dictadas por autoridades competentes o a la experiencia del proyectista.

Para el presente caso, se proyectan los siguientes taludes preliminares :

Talud del enrocamiento	2.25 : 1
Talud del filtro	0.5 : 1
Talud de corazón impermeable	0.5 : 1

### III - 3.4 FILTROS

Se proyectará un filtro en ángulo que permita controlar el flujo, tanto a través del corazón impermeable, como de la cimentación, pues como se sabe, cuando no se tiene la seguridad de que la cimentación sea impermeable, es decir, que puede considerarse la sección como flotante, se recurre a este tipo de filtro.

Se recuerda que, una de las conclusiones más importantes de nuestro perfil geológico, decía que, tanto las tobas que se encontraron, como las areniscas, son permeables en cierto

grado, tanto por el fracturamiento que éstas presentan, como por el carácter granular de las formaciones.

La función de este filtro será :

- 1.- Actuar como elemento de transición entre el material impermeable y el conglomerado;
- 2.- Constituir un elemento de drenaje, que permita abatir la línea de saturación, facilitando un rápido desalojamiento del agua que se haya filtrado, a través del corazón impermeable;
- 3.- Constituir un elemento, también de drenaje, en su parte horizontal, que permita ser una guía de las líneas de filtración, que emergen de la cimentación;
- 4.- Proporciona una parte de la estabilidad de la cortina.

El espesor del filtro, será de 2.00 mts., cumpliendo así los requisitos de espesor mínimo de 3 pies, fijados por el Bureau of Reclamation, para proporcionar la capacidad suficiente de conducción, al flujo de filtración.

El diseño de filtro, lo explicaré más adelante.

### III - 4.0 ANALISIS DE ESTABILIDAD

El primer intento de investigar las condiciones de estabilidad de un talud de tierra, fué hecho, probablemente, por Coulomb, en 1773, quien creía, al igual que sus sucesores inmedia-

tos, que la superficie de deslizamiento era aproximadamente plana. El hecho de que la falla de los taludes, en suelos cohesivos ocurre, según una superficie de deslizamiento curva, fué descubierto por Collin, en 1846; este descubrimiento fué el resultado de una laboriosa investigación practicada en unas 15 fallas de taludes, en excavaciones a cielo abierto y en presas de tierra.

La circunstancia de que la falla de los taludes inclinados, en suelos cohesivos, ocurre según superficies curvas, no recibió la atención que merecía, hasta que fué descubierta nuevamente, por K. E. Pettersson, en 1916, quien además, encontró que la curva directriz real, de deslizamiento, puede sustituirse sin grave error, por un arco de círculo para los fines de análisis de estabilidad. Este procedimiento fué desarrollado, después, por W. Fellinius, en 1926. Ahora se le conoce como el método sueco y forma la base de los métodos modernos de cálculo de la estabilidad de los taludes.

Actualmente se cuenta con varios métodos para el análisis de estabilidad de cortinas de tierra y de enrocamiento, basándose, esencialmente, en la suposición que la falla acontece, ya sea a lo largo de un arco de deslizamiento, o en una cuña de falla. Cada método difiere un poco de los demás, por la forma en que se suran los diversos factores involucrados. Esto ha conducido, en la práctica, a designar cada variación en el método, por medio de un nuevo nombre, generalmente con el nombre del autor, quien fué el primero en descubrir el procedimiento. Algunos de

estos métodos reclaman una mayor precisión, a lo que es difícil dar crédito, debido a la falta de datos sobre la relación entre los esfuerzos y las deformaciones y sobre la correlación entre los esfuerzos o resistencias de los materiales, en las obras -- terminadas y las resistencias de estos materiales en el laboratorio, durante el diseño. Por esta razón y, debido a las suposiciones de simplificación que hay necesidad de hacer, para obtener una solución práctica, se considera que, el procedimiento de análisis de estabilidad apropiado para el tipo de cortina estudiado, es el basado en suponer superficies cilíndricas de falla, aplicando el Método de Fellenius, con variante del planímetro, considerando el efecto de las fuerzas de filtración y tomando en cuenta para el análisis con sismo, un coeficiente de 0.10g., considerado en la zona 2 de la zonificación sísmica de la República Mexicana.

Aplicando el procedimiento antes mencionado, el factor de seguridad del talud de la cortina, estará dado por la siguiente expresión :

$$F.S. = \frac{\sum N \tan \phi + CL}{\sum T} \quad F.S. \text{ min. perm.}$$

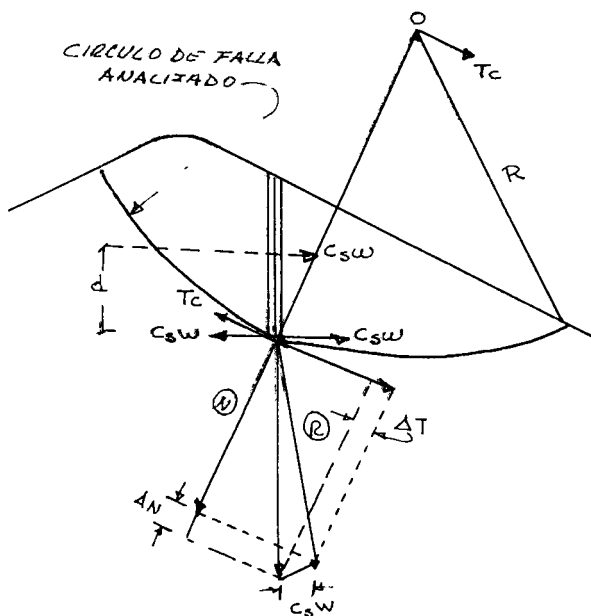
El significado y la obtención de los términos que intervienen en la expresión del factor de seguridad, puede verse en el Plano respectivo de análisis de estabilidad.

### III - 4.1 EFECTOS DE LOS SISMIOS

Los efectos que originan la acción de los esfuerzos alterna

dos y repetidos, inducidos por un sismo, son :

- 1.- Disminución del factor de seguridad contra deslizamiento por las fuerzas sísmicas que actúan sobre el prisma deslizante, suponiendo que la dirección del sismo se efectúa normalmente al eje de la cortina y en el sentido favorable, para producir el deslizamiento del talud considerado; los efectos del sismo pueden valuarse en una forma muy simple y hasta elemental, pero segura; haciendo intervenir en el equilibrio de cada dovela (método sueco), una fuerza horizontal, actuando en el centro de gravedad de la dovela y cuya magnitud es  $C_s W$ , siendo  $C_s$  el coeficiente sísmico correspondiente a la zona en que



se encuentra localizada la cortina en estudio y  $W$  el peso de la dovela de ancho diferencial.

Nos interesa conocer el efecto de esta fuerza en la superficie de deslizamiento, por ello, la transportaremos a la base de la dovela considerada mediante la aplicación de un par, cuya magnitud es  $C_s W d$ , observando que se trata de un momento que se opo-

ne al deslizamiento. Este momento, a su vez, puede descomponerse en un par formado por una fuerza tangencial -

$T_c$  al círculo de falla y otra fuerza igual, que obre en el centro del círculo.

Puesto que la fuerza tangencial que obra en la base de la dovela, se opone a las fuerzas deslizantes, será favorable debiéndose restar éstas en el proceso gráfico.

Por lo que respecta a la fuerza  $C_s W$  aplicada horizontalmente en la base de la dovela, deberá componerse con el peso  $W$  tal como puede verse en la figura correspondiente; esta fuerza resultante ( $R$ ), se descompone en una normal, que es menor que la componente normal del peso de la dovela  $W$  y otra tangencial que es mayor que la componente tangencial de  $W$ . Por consiguiente, esto trae consigo una disminución del diagrama de normales y un aumento del diagrama de tangenciales y, por lo tanto, una disminución del factor de seguridad.

- 2.- Asentamientos de los materiales granulares mal compactados y de los enrocamientos formados por rocas de baja calidad o muy contaminadas de finos, los cuales pueden traducirse en agrietamientos muy peligrosos en el elemento impermeable.
- 3.- Cuando en el cuerpo de una cortina o la cimentación intervienen arenas finas uniformes o limos, no plásticos, en estado suelto y saturados, el sismo llega a producir la falla por licuación.

### III - 4.2 FUERZAS DE FILTRACION EN PRESAS DE TIERRA

Al filtrarse el agua por el corazón impermeable, origina fuerzas de fricción que tienden a arrastrar el material expuesto a las líneas de corriente. Dichas fuerzas se deben a un cambio de potencial, ocasionando, al mismo tiempo, la fricción bajo la acción del flujo del agua.

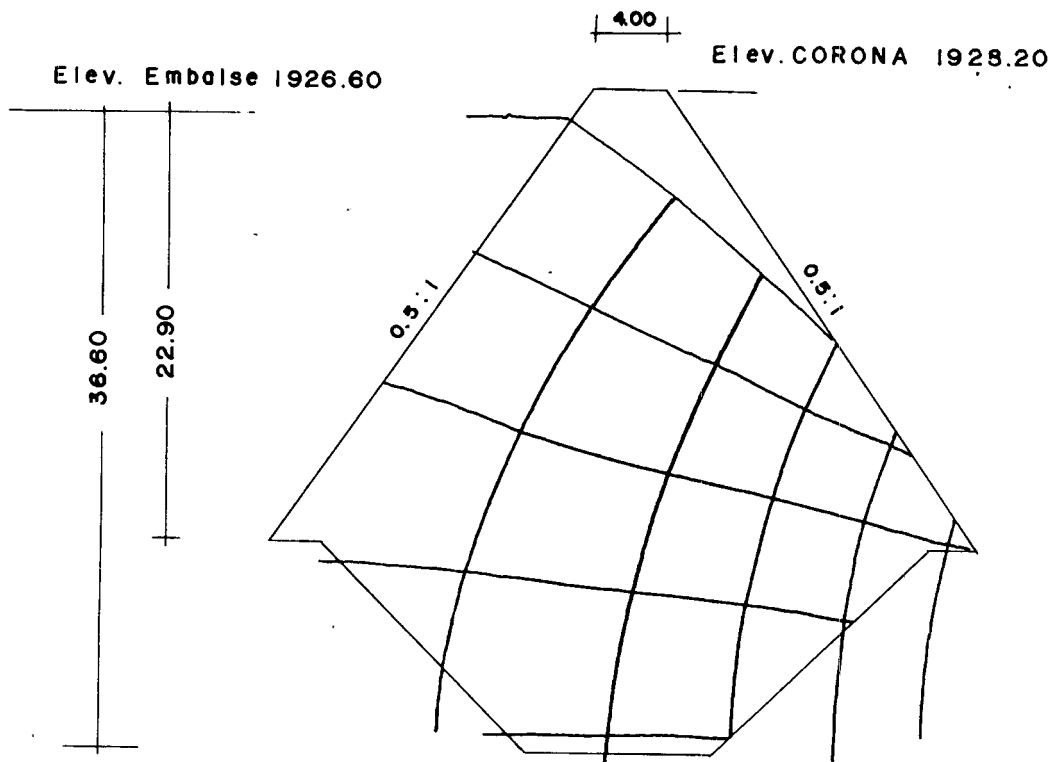
Según se explica en el Manual de Hidráulica Práctica de - Calvin Victor Davis, la fuerza en toneladas de cada tubo de corriente, es igual a su longitud media en metros, por la caída de potencial de cada escalón, en mts.; la caída de potencial - de cada escalón, es igual a la carga total en metros, entre el número de caídas de potencial.

Para este análisis, los materiales del corazón se consideran "con el peso de sumergidos, a partir de la línea de saturación, hacia abajo".

A partir de las fuerzas de filtración parciales que conocemos, tanto en dirección como en magnitud, trazamos un polígono dinámico, así obtenemos la dirección y valor absoluto de la -- fuerza total de filtración; trazando, además, un funicular, podre<sup>mos</sup> determinar un punto de su línea de acción; haciéndola - pasar por dicho punto y prolongándola hasta cortar el círculo de falla, podremos descomponerla en una fuerza normal (que no se considera en los cálculos) y una tangencial que se hace in-

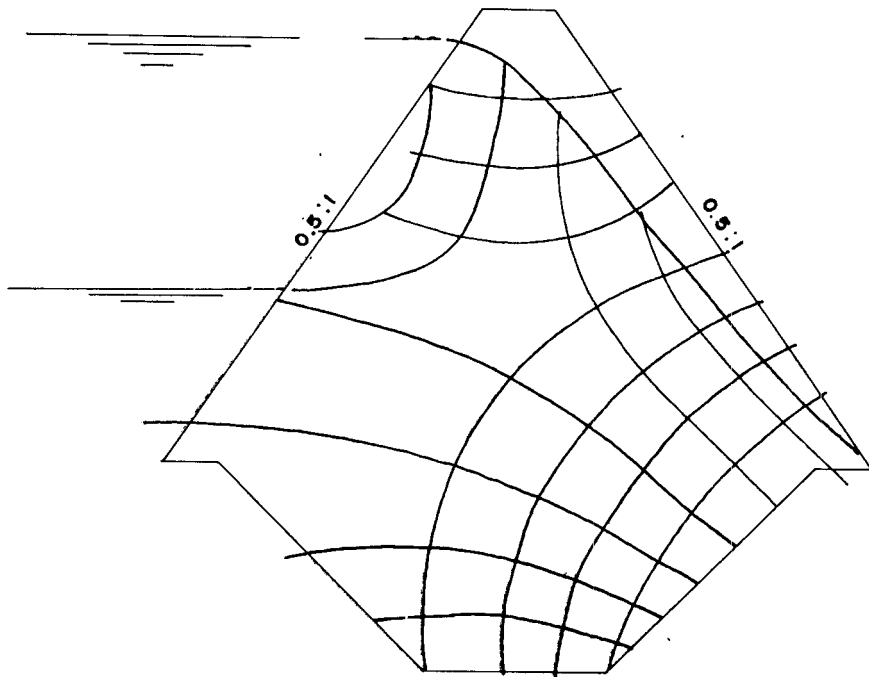


# "PRESA CONSTITUCION 1917,"



RED DE FLUJO PARA PRESA LLENA

" PRESA CONSTITUCION 1917 "



RED DE FLUJO  
PARA VACIADO RAPIDO PARCIAL

tervenir en el cálculo del factor de seguridad.

Para el cálculo de las fuerzas de filtración, que inter-  
vendrán en los análisis de estabilidad de la cortina de la --  
Presa Constitución 1917, se procedió a trazar las redes de --  
flujo, para presa llena y para vaciado rápido parcial, los -  
cuales se muestran en las láminas correspondientes.

Para el trazo de dichas redes de flujo, hay varios métodos  
como lo son : el que explica el Dr. Tames y otros autores en-  
sus tratados sobre la materia, así como el del cormógrafo del  
Ing. Urquijo, que se usa en la SRH y con el cual se obtiene,-  
automáticamente, la línea de saturación, en muy poco tiempo.

### III - 4.3 VALORES QUE DEBEN DARSE A LOS PESOS VOLUMETRICOS DE LOS MATERIALES EN EL ANALISIS DE ESTABILIDAD.

Lo que a continuación expongo, ha sido tomado de las nor  
mas de diseño, seguidas por la SRH.

Para efectuar las diferentes condiciones de análisis de  
estabilidad, empleando el método sueco de círculos de desliza  
miento, en los distintos casos que aparecen enmarcados en la  
Tabla III-1, hay que tener en cuenta las propiedades mecánicas  
del material impermeable, en condiciones iniciales y finales;  
las primeras están representadas por las condiciones en que -  
se encuentra la presa, al terminar su construcción y se toman  
en el análisis los resultados obtenidos con la prueba triaxial  
rápida indrenada, saturada; y las segundas suceden cuando, a -

través del tiempo, el grado de saturación de los materiales, tanto permeables como impermeables, se incrementa hasta alcanzar la saturación completa, en el corazón impermeable y en el talud, aguas arriba; al mismo tiempo, los materiales impermeables se van consolidando o expandiendo, bajo la acción de los nuevos esfuerzos impuestos, por el peso propio del material y las fuerzas de filtración. Esta última condición es el promedio de los resultados obtenidos de la prueba triaxial consolidada rápida, saturada, excepción hecha en la condición final de temblor y de agua, al nivel de la obra de toma, para el talud de aguas arriba, en la que se toma el valor de la prueba triaxial consolidada con la humedad de compactación.

#### TALUD DE AGUAS ARRIBA

##### Condiciones iniciales :

- 1.- Agua al nivel de la toma.- El peso volumétrico del material impermeable, se toma húmedo promedio de la indrenada rápida; el material permeable se considera -- con peso volumétrico seco del nivel de la toma hacia arriba y sumergido abajo de ésta; además, debe tomarse en cuenta la componente tangencial de la presión hidrostática que actúa en el paramento mojado del corazón impermeable;
- 2.- Llenado rápido.- En cuanto a consideraciones del peso -

volumétrico de los materiales, son los mismos que en la anterior. El nivel del agua se considera en la cresta vertedora, tomándose en cuenta la presión hidrostática, en la misma forma del caso anterior.

3.- Llenado lento.- (Sólo  $K < 10^{-7}$ ) se considerará establecida la red de filtración hasta el nivel de la cresta vertedora libre o el NAME, cuando hay compuertas. El material -- quedará saturado y sumergido abajo de la línea de saturación. Actuarán las fuerzas de saturación en vez del empuje hidrostático.

El peso volumétrico del impermeable, será el de 100% de saturación, abajo de dicha línea y húmedo, arriba de ésta como en la primera.

Los permeables quedarán sumergidos hasta el nivel del agua, en el vaso que se haya considerado y secos, arriba de éste.

4.- Temblor con agua al nivel de la toma.- Las consideraciones en cuanto a pesos volumétricos de los materiales y la presión hidrostática, son los mismos que en la condición 1.

Condiciones finales :

5.- Vaciado rápido.- El nivel del agua se considera en la obra de toma y hay que tener en cuenta la red de flujo o vaciado rápido. Los pesos volumétricos, tanto del material permeable, como del impermeable, se consideran sumergidos

al nivel de la obra de toma y de la línea de saturación hacia abajo, respectivamente, y arriba de éstos, el material permeable se considera con peso volumétrico seco y el impermeable -- con peso volumétrico húmedo, como en la 1. Con la red de flujo a vaciado rápido, se calculan las fuerzas de filtración.

6.- Llenado lento.- Se considera el agua al nivel de la -- cresta vertedora, como en la 3 y hay que tener en cuenta la red de flujo. Los materiales, tanto permeables como impermeables, se consideran con pesos volumétricos -- sumergidos abajo del nivel del agua, en el vaso y de la línea de saturación, respectivamente; arriba de éstos, -- el material permeable se considera con el peso volumé--trico seco; y en el impermeable, con peso volumétrico -- húmedo, como en la 1. Hay que tomar en cuenta las fuer--zas de filtración.

7.- Temblor con agua al nivel de la obra de toma.- Cuando -- se tenga la duda de que una cortina, después de muchos años de construída, en los que, el material impermeable adquiere las condiciones finales que, por alguna razón, el agua, en el vaso, no sobrepase el nivel de la toma, -- pero que esté localizada en zona sísmica, debe efectuarse éste análisis, considerando para el material impermeable, peso volumétrico húmedo, como en la 1, arriba de una línea horizontal, al nivel de la línea de toma y con los resultados de la prueba triaxial consolidada rápida con la humedad de compactación.

Abajo de este nivel, debe considerarse el material sumergido y los resultados de la triaxial consolidada rápida saturada; en cuanto a los materiales permeables, se consideran pesos volumétricos secos, arriba de la obra de toma y sumergidos abajo de ésta.

#### TALUD AGUAS ABAJO

##### Condiciones iniciales :

- 8.- Agua al nivel de la obra de toma.- Las consideraciones para el material impermeable, son las mismas que para el caso 1.
- 9.- Temblor y llenado rápido.- Se consideran pasos y propiedades de los materiales, igual que en la 2.

##### Condiciones finales :

- 10.- Llenado lento.- Deben hacerse las mismas consideraciones que para el caso 6.
- 11.- Temblor con llenado lento y fuerza de filtración.- El peso volumétrico del material impermeable, se considera sumergido abajo de la línea de saturación y húmedo, como en la 1, arriba de ésta; el material permeable se -- considera sumergido abajo del nivel del agua, en el vaso, como en la 3 y seco, arriba de éste. Hay que tomar en cuenta las fuerzas de filtración que se valorizan con la red de flujo.

T A B L A III - 1

Normas de diseño, para presas de tierra ( S. R. H. )

Gracientes Máximos Permisibles

Para	$10^{-4} > K > 10^{-6}$	1.5
Para	$K < 10^{-6}$	2.0

Tabla de Factores de Seguridad.

Análisis de estabilidad con círculos de deslizamiento talud aguas arriba :

Condiciones iniciales:	$K > 10^{-6}$	agua al nivel de toma	1.10
	$K < 10^{-6}$	agua al nivel de toma	1.20
		llenado rápido	1.50
		llenado lento (sólo para $K > 10^{-7}$ )	1.40
		temblor con agua al nivel de la toma $K > 10^{-6}$	1.00
		agua al nivel de la toma $K < 10^{-6}$	1.10
	Condiciones finales :		vaciado rápido (sólo - almacenamiento prolong.)
		llenado lento	1.45
		temblor con agua nivel de la toma	1.25
Talud aguas abajo			
Condiciones iniciales :	$K > 10^{-6}$	agua al nivel de toma	1.25
	$K < 10^{-6}$	agua al nivel de toma	1.35
		temblor y llenado rápido (sólo para $K < 10^{-6}$ )	1.15
Condiciones finales :		llenado lento	1.45
		temblor con llenado lento	1.30

Nota.- Cuando el corazón impermeable, quede entre los taludes - menores de 0.5:1, se considerará dentro de la condición --  $K > 10^{-6}$



### III - 4.4 LA "PRESA CONSTITUCION 1917"

En el Plano III-1, se muestra el análisis de estabilidad para el Círculo III talud aguas abajo, condiciones iniciales; - este ejemplo, se siguió con el Método de Fellenius, con variante del planímetro; los factores de seguridad obtenidos, fueron muy satisfactorios.

En el Plano III-2 se muestra el análisis de estabilidad para el Círculo III talud aguas arriba, condiciones iniciales, -- con el agua al nivel de la obra de toma; en este ejemplo, se usó el método antes citado, que ha sido descrito en el presente Capítulo, tomando en cuenta que es el más rápido y de más confianza, para cuando hay que analizar un considerable número de círculos.

Según la carta sísmica de la República Mexicana, del Instituto de Ingeniería, el coeficiente sísmico que se consideró en todos los casos en que intervino, fue de :  $C_s = 0.10g$ , ya que, -- según dicen los sismólogos, el sitio puede resentir, aunque nunca ha sucedido, la repercusión de temblores en zonas que son altamente sísmicas, como el Valle de México.

En el Plano III-3, aparecen los resultados de los análisis de estabilidad, cuyos factores de seguridad se consideran satisfactorios, ya que los valores mínimos fueron superiores a los especificados.

### III - 5.0 DISEÑO DE FILTROS

Los materiales que constituyen los filtros, deben ser altamente satisfactorios y reunir ciertas condiciones, con objeto de asegurar que el filtro cumpla sus funciones. Por una parte, debe permitir el libre paso del gasto de agua, producido por el material al que protege; y, por otra, evitar el paso de las partículas que constituyen el material protegido. Estas dos funciones implican tendencias contrarias, en cuanto a la granulometría del filtro, pues la primera requiere que el diámetro de los poros -- del filtro, sea suficientemente grande; mientras que la segunda, obliga a que, dichos poros sean reducidos.

Puesto que el tamaño de los poros está en función del tamaño de las partículas y de su distribución granulométrica, las especificaciones están dadas en función de las granulometrías de los materiales, por proteger, y de los que forman el filtro. Así se establecen las siguientes especificaciones, basadas en investigaciones experimentales, realizadas por el Dr. K. Terzaghi y G. E. Bertran de la Universidad de Harvard, por los laboratorios de U.S. Waterways Experiment Station y por el U.S. Bureau of Reclamation :

$$(1) \quad 4D_{85} \text{ de M.P.} > D_{15} \text{ del F} > 4 D_{15} \text{ del M.P.}$$

$$(2) \quad 5 < \frac{D_{15} \text{ del filtro}}{D_{15} \text{ del material protegido}} < 40$$

$$(3) \quad \frac{D_{15} \text{ del filtro}}{D_{85} \text{ del material por proteger}}$$

- (4) El material que constituye el filtro, debe ser de buena graduación y contener menos del 5% de finos (que pasan la malla 200)
- (5) La curva granulométrica del filtro, debe ser, aproximadamente, paralela a la del material por proteger.

En lo anterior,  $D_{15}$  es el diámetro para el cual el 15% del total de las partículas son de tamaño menor.  $D_{85}$  es el diámetro para el cual el 85% son de tamaño menor.

Si es necesario más de un estrato, para el filtro, se sigue con el mismo criterio. El filtro más fino ( $F_1$ ) se considera como "material por proteger", para la obtención de la graduación del filtro más grueso ( $F_2$ ).

Diseño de los filtros de la Presa Constitución de 1917

Datos del material por proteger  
(material impermeable)  
ver datos en Cap. II

$$\left\{ \begin{array}{l} D_{15} = 0.003 \text{ mm} \\ D_{85} = 0.320 \text{ mm} \end{array} \right.$$

De la especificación (1)

$$D_{15} \text{ del filtro } \left\{ \begin{array}{l} 4 D_{15} \text{ del M.P.} = 4 \times 0.003 = 0.012 \text{ mm} \\ 4 D_{85} \text{ del M.P.} = 4 \times 0.32 = 1.28 \text{ mm} \end{array} \right.$$

El diámetro de 0.012 mm, cae dentro del rango de los finos.

De la especificación (2)

$$\frac{D_{15} \text{ del } F_1}{D_{85} \text{ del MP}} = \frac{D_{15} \text{ del } F_1}{0.0030} = 40$$

$$D_{15} \text{ del } F = 40 \times 0.0030 = 0.120 \text{ mm}$$

De la especificación (3)

$$\frac{D_{15} \text{ del } F_1}{D_{85} \text{ del MP}} = \frac{0.120}{0.300} = 3.75 < 0 \quad \text{O. K.}$$

Se acepta como  $D$  del  $F = 0.120$  mm correspondiendo este tamaño, al rango de las arenas finas; por lo tanto, se necesita proteger este material, siguiendo la especificación (5), se obtiene :

$$D_{85} \text{ del } F_1 = 0.60 \text{ mm}$$

El tamaño que se obtuvo, de la aplicación de la especificación (1), fué de 1.28 mm, que nos define la otra frontera.

De la especificación (2)

$$\frac{D_{15} \text{ del } F_2}{D_{15} \text{ del } F_1} = \frac{1.28}{0.12} = 10.67$$

$$5 < 10.67 < 40 \quad \text{O. K.}$$

De la especificación (3)

$$\frac{D_{15} \text{ del } F_2}{D_{85} \text{ del } F_1} = \frac{1.28}{6.00} = 0.213$$

$$0.213 < 5 \quad \text{O.K.}$$

Como se ve, se han encontrado los límites de la zona en que debe quedar comprendido el filtro, para que satisfaga las condiciones necesarias.

### III - 6.0 PROTECCION DE TALUDES

La protección más usada, es el zampeado de roca. Se ha ensayado con otros métodos, pero ha habido pocos tan económicos y -- tan buenos como éste.

Se aconseja para el caso de la Presa Constitución 1917, lo siguiente :

- 1.- Para la protección del talud, aguas arriba, colocar una -- chapa de 1.50 mts de espesor, de enrocamiento selecto, colocado a volteo;
- 2.- Para la protección del talud, aguas abajo, colocar una -- chapa de 1.00 mts de espesor, de enrocamiento selecto, colocado a volteo.

### III - 7.0 ANTEPROYECTO PROPUESTO

La cortina que se propone, consiste en una cortina de enrocamiento con corazón central de material impermeable.

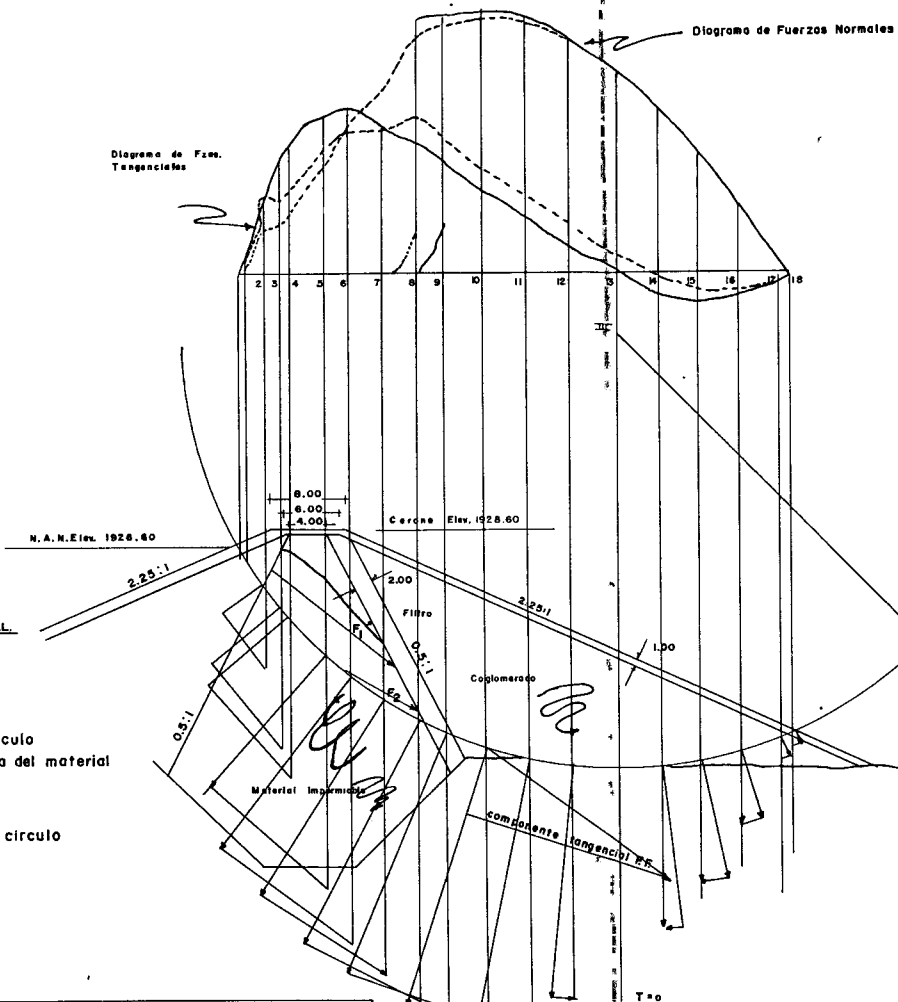
El corazón impermeable tendrá taludes de 0.5:1 desde el desplante hasta 30 cm, abajo de la elevación de la corona, que es -- la 1928.60 mts terminando éste, con una corona de 4.00 mts de -- ancho.

El respaldo de aguas arriba, será conglomerado, producto de banco, hasta rematar con un talud de exterior de 2.25 : 1, colocando una chapa de enrocamiento selecto de 1.50 mts de espesor.

Hacia aguas abajo, en contacto con el corazón y con la cimentación, se ha considerado un filtro graduado en ángulo con un espesor en los dos sentidos, de 2.00 mts. El respaldo de aguas abajo, estará constituido por conglomerado, producto también, de banco, hasta rematar con un talud exterior de 2.25 : 1, colocando una chapa de protección, de 1.00 mts de espesor, constituida por enrocamiento selecto.

TABLA DE CALCULO PARA EL CIRCULO DE TRAZO...

Dovela	Altura Parcelal	Peso Volumetrico	Peso Parcelal	peso total DOVELA
Nº	$U_p = m$	$\gamma = ton/m^3$	$W_p = U_p \times \gamma = ton$	$U_T = \sum W_p = ton$
1	1.00	1.55	1.55	1.55
2	1.00	1.55	1.55	3.10
3	4.40	1.85	8.14	9.69
4	0.80	1.55	0.95	10.64
5	1.40	1.85	2.59	13.23
6	6.20	0.981	6.082	19.31
7	0.40	1.55	0.62	19.93
8	2.00	1.960	3.936	23.87
9	0.40	1.55	0.62	24.49
10	4.80	1.968	9.543	34.03
11	7.90	0.981	7.75	41.78
12	0.80	1.55	1.24	43.02
13	4.80	2.00	9.60	52.62
14	2.80	1.968	5.51	58.13
15	7.00	0.981	6.867	65.00
16	0.80	1.55	1.24	66.24
17	5.40	1.85	9.99	76.23
18	3.00	2.00	6.00	82.23
19	0.80	1.55	1.24	83.47
20	11.00	1.85	20.35	103.82
21	4.80	2.00	9.60	113.42
22	80	1.55	124	125.86
23	15.80	1.85	29.23	155.09
24	0.80	1.55	1.24	156.33
25	14.70	1.85	27.195	183.525
26	0.80	1.55	1.24	184.765
27	13.30	1.65	22.005	206.77
28	30	1.55	46.5	253.27
29	11.30	1.85	20.915	274.185
30	0.80	1.55	1.24	275.425
31	9.00	1.85	16.65	292.075
32	0.80	1.55	1.24	293.315
33	6.80	1.85	12.58	305.895
34	0.80	1.55	1.24	307.135
35	3.90	1.85	7.215	314.35
36	0.80	1.55	1.24	315.59
37	3.90	1.85	7.215	322.805
38	0.80	1.55	1.24	324.045



Formula empleada:  $F.S. = \frac{\sum N \tan \phi + C.L.}{\sum T}$

Donde:

- N = Componente Normal al circulo
- $\phi$  = Angulo de Fricción interna del material
- C = Cohesión interna
- L = Longitud total del circulo
- T = Componente tangente al circulo

ENCUBRIMIENTO	$\phi = 40^\circ$	C=0	FILTRO $\phi = 35^\circ$	C=0	CONGLOMERADO $\phi = 47^\circ$	C=0
A) $M_p = 1654 \times 0.444 \times 0.84 = 618.0$			514.13		225.0	
B) $M = 181 \times 0.444 \times 0.70 = 56.3$			36.3		56.3	
			550.4		281.3	
C.L. = 41 x 22			882		621.0	
			7645			
F. T.						
T) = 836 x 0.444 = 371.5			371.5		371.5	
F.S. = 2.03			F.S. = 1.78		F.S. = 1.67	

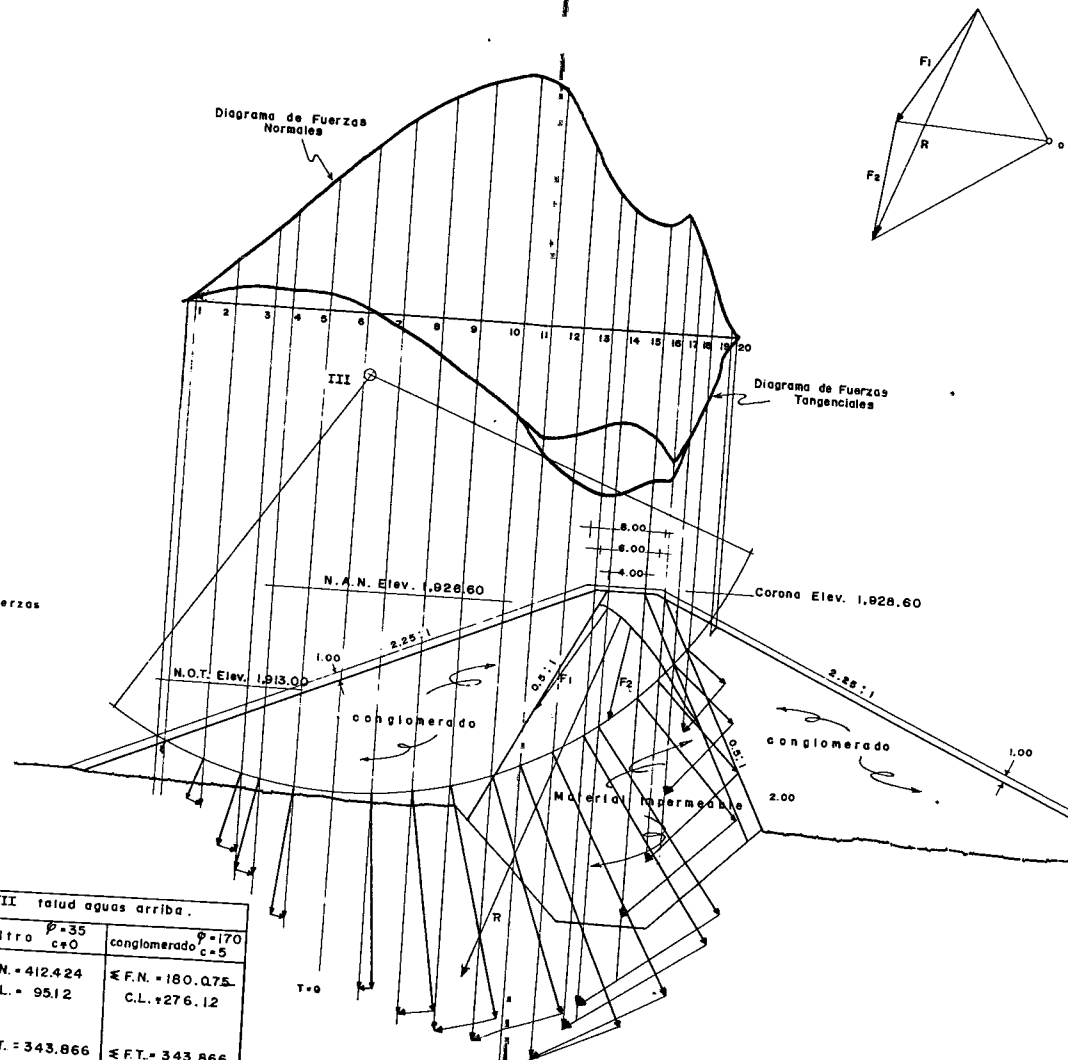
NOTAS:  
 N = Promedio de diferencias de las lecturas del planimetro por constante del planimetro.  
 Por producto de escalas.  
 Constante del planimetro = 0.04

399.86	35.243
38.337 - 1654	35.062 - 181
36.670 - 1662 - 1654	34.881 - 181 - 181
350.16 - 1654	34.699 - 187
33.504	
32.651 - 853	
31.813 - 836 - 836	
309.80 - 835	

**U.A.Q. ESCUELA DE INGENIERIA**  
**"PRESA CONSTITUCION 1917"**  
 Analisis de Estabilidad  
 TESIS PROFESIONAL  
 Guillermo Rojas Villegas  
 Queretaro, Gro. Agosto de 1967 Plano III-1

TABLA DE CALCULO PARA EL CIRCULO III TALUD AGUAS ARRIBA

DOVELA	ALTURA PARCIAL	PESO Volumetrico	PESO PARCIAL	PESO DOVELA
N°	Yp = m	$\gamma \times \text{ton/m}^3$	$\omega p \times Y = \text{ton}$	$\omega Y = \text{ton}$
1	0.80	0.98	0.788	0.788
2	0.80 3.50	1.98 1.136	0.788 3.976	4.764
3	0.80 6.70	0.98 1.136	0.788 7.611	8.399
4	0.80 6.00	1.55 1.136	1.240 9.086	10.326
5	0.80 1.70 6.80	1.55 1.85 1.136	1.240 3.145 8.770	14.155
6	0.80 3.50 6.90	1.55 1.85 1.136	1.240 6.475 10.110	17.825
7	0.80 5.30 6.80	1.55 1.85 1.136	1.240 9.805 9.997	21.042
8	0.80 7.30 6.30	1.55 1.85 1.136	1.240 13.505 9.429	24.174
9	0.80 9.00 7.40	1.55 1.85 1.136	1.240 16.650 8.406	26.296
10	0.80 11.00 6.00	1.55 1.85 1.136	1.240 20.350 8.816	26.406
11	0.80 12.40 4.60	1.55 1.85 1.136	1.240 22.940 8.650	33.030
12	0.80 6.00 6.80	1.55 1.85 1.924	1.240 14.800 16.931	32.971
13	0.50 2.80 13.30	1.55 1.85 1.924	0.775 5.180 25.589	31.544
14	0.40 15.30	1.55 1.924	0.620 29.937	30.057
15	0.40 11.70	1.55 1.924	0.620 22.511	23.131
16	0.80 3.30 7.20	1.55 2.00 1.924	1.240 6.600 13.853	21.693
17	0.80 1.80 4.60	1.55 1.85 2.00	1.240 3.330 9.200	13.770
18	0.80 4.00	1.55 1.85	1.240 7.400	8.640
19	0.80	1.55	1.240	1.240



Formula empleada.

$$F.S. = \frac{N \sin \phi + C.L.}{T}$$

Donde

N: componente normal al círculo de las Fuerzas que actúan en la cortina.

$\phi$ : ángulo de fricción interna del material.

C: cohesión interna.

L: longitud del círculo.

T: componente tangente al círculo.

CALCULO del factor de Seguridad del círculo III talud aguas arriba.			
Condiciones iniciales			
Enrocamiento	$\phi = 40^\circ$ c=0	Filtro $\beta = 35$ c=0	conglomerado $\beta = 170$ c=5
$\Sigma F.N. = 589 \times 0.83910 = 494.230$		$\Sigma F.N. = 412.424$	$\Sigma F.N. = 180.075$
$C.L. = 23.20 \times 4.1 = 95.12$		C.L. = 95.12	C.L. = 276.12
$\Sigma F.N. = 356.666 - 12.800 = 343.866$		$\Sigma F.T. = 343.866$	$\Sigma F.T. = 343.866$
$F.S. = \frac{343.866}{343.866} = 1.714$		F.S. = 1.476	F.S. = 1.327

Notas:

N = Promedio de diferencias de las lecturas del planímetro, por constante del planímetro por producto de escalas.

Constante del planímetro = 0.04

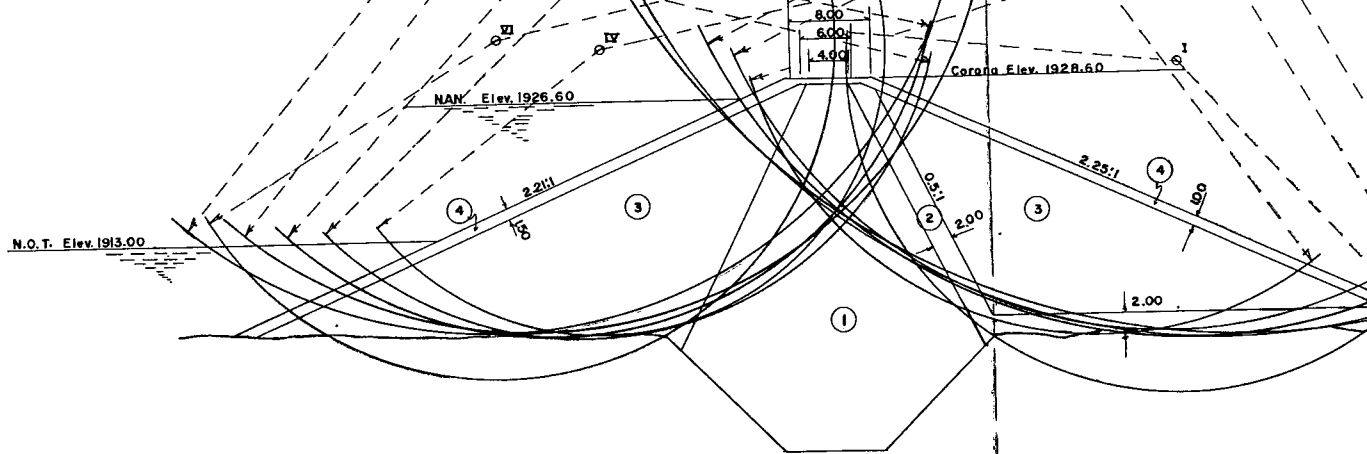


PROPIEDADES MECANICAS DE LOS MATERIALES					
CONCEPTO	MATERIAL IMPERMEABLE	ZONA 1	ZONA 2	ZONA 3	ZONA 4
Densidad	2.625				
Peso Vol. Seco $\text{ton/m}^3$	1.574	2.00			1.55
Humedad %	22.4				
Peso Vol. Humedo $\text{ton/m}^3$	1.927				
Peso Vol. Saturado $\text{ton/m}^3$	1.974				
Relación de vacíos	0.668				
Peso Vol. Seco $\text{ton/m}^3$	1.519		1.613		
Humedad %	24.21				
Peso Vol. Humedo $\text{ton/m}^3$	1.925				
Peso Vol. Saturado $\text{ton/m}^3$	1.937		2.156		
Relación de vacíos	0.735		0.478		
Compactación %	9.878				
Grado de saturación %	97.18				
Ángulo de fricción interna $^\circ$		35°	17°	48°	
Cohesión $\text{ton/m}^2$	4.11		5.0		
Peso Vol. Seco $\text{ton/m}^3$	1.586				
Humedad %	23.25				
Peso Vol. Humedo $\text{ton/m}^3$	1.949				
Peso Vol. Saturado $\text{ton/m}^3$	1.963				
Relación de vacíos	0.687				
Compactación %	96.32				
Grado de saturación %	96.10				
Ángulo de fricción interna $^\circ$	12.9°	35°	35°	45°	
Cohesión $\text{ton/m}^2$	2.4				
Permeabilidad $\text{cm/s}$					

COEFICIENTE SISMICO = 0.109

TABLA DE FACTORES DE SEGURIDAD TALUD AGUAS ARRIBA					
CIRCULO	CONDICIONES	Fs. $\alpha = 0^\circ$	Fs. $\alpha = 35^\circ$	Fs. $\alpha = 45^\circ$	Fs. $\alpha = 48^\circ$
I	INICIALES A.N.O.T.	1.20	1.71	1.48	1.39
	FINALES VACIADO RAPIDO Y F.F.	1.25	1.83	1.60	
II	INICIALES A.N.O.T.	1.20	1.68	1.45	1.36
	FINALES VACIADO RAPIDO Y F.F.	1.25	1.83	1.60	
III	INICIALES A.N.O.T.	1.20	1.71	1.47	1.32
	FINALES VACIADO RAPIDO Y F.F.	1.25	1.82	1.58	
IV	INICIALES A.N.O.T.	1.20	1.85	1.61	1.47
	FINALES VACIADO RAPIDO Y F.F.	1.25	2.27	1.99	
V	INICIALES A.N.O.T.	1.20	1.67	1.44	1.36
	FINALES VACIADO RAPIDO Y F.F.	1.25	1.78	1.54	
VI	INICIALES A.N.O.T.	1.20	2.01	1.73	
	FINALES VACIADO RAPIDO Y F.F.	1.25	2.14	1.86	

TABLA DE FACTORES DE SEGURIDAD TALUD AGUAS ARRIBA	
CIRCULO	CONDICIONES
I	INICIALES
	FINALES PRESA LLENA F.F. Y F.
II	INICIALES
	FINALES PRESA LLENA F.F. Y F.
III	INICIALES
	FINALES PRESA LLENA F.F. Y F.
IV	INICIALES
	FINALES PRESA LLENA F.F. Y F.
V	INICIALES
	FINALES PRESA LLENA F.F. Y F.
VI	INICIALES
	FINALES PRESA LLENA F.F. Y F.



SECCION MAXIMA DE LA CORTINA

U.A.Q. ESCUELA DE INGENIERIA

PRESA CONSTITUCION DE 1917  
RESUMEN DE CIRCULOS ANALISADOS...

TESIS PROFESIONAL  
GUILLERMO ROJAS VILLEGAS

Queretaro, Qro; Agosto de 1967      Plano No.-III-3

## C A P I T U L O   I V

Especificaciones Generales  
para la Construcción  
de la Cortina.

#### IV - 1.0 DEFINICION Y OBJETO

Se entenderá por especificaciones generales y técnicas, el conjunto de disposiciones, requisitos, condiciones e instrucciones que se obligan para la ejecución de esta obra y que se encuentran consignados en el presente Capítulo.

El objeto de estas especificaciones, es definir las obras cuya realización se quiere lograr en cada uno de los conceptos de trabajo, y entablar normas técnicas generales a las que deberá sujetarse la ejecución de la obra.

Conceptos de Trabajo :

#### IV - 2.0 DESMONTE

Definición y objeto.- Este trabajo consiste en efectuar algunas o todas las operaciones siguientes : cortar, desenraizar, quemar y retirar de los sitios de construcción, los árboles, arbustos, hierbas o cualquier vegetación, comprendida dentro del derecho de vía, las áreas de construcción y los bancos de préstamo indicados en el plano respectivo.

#### IV - 2.1

Toda la materia vegetal que resulte del desmonte, deberá colocarse fuera de las zonas destinadas a la construcción.

IV - 2.2

El material aprovechable, que llegue a resultar, será esti-  
bado en lugares convenientes.

IV - 2.3

El desmonte no debe estorbar la construcción, por lo que -  
se hará antes de ésta.

IV - 3.0 Caminos de Acceso.

IV - 3.1

Definiciones y construcción.- Los caminos de acceso son  
los caminos provisionales que se tendrán que construir, como -  
auxiliar de las vías de comunicación aprovechables, ya existen-  
tes, para trasladar a los sitios de trabajo, personal, equipo y  
materiales.

IV - 3.2

Por lo que toca a las características de los caminos de ac-  
ceso, lo único que se amerita es que permitan el paso de vehícu-  
los de trabajo; como auxilio, se colocarán señales en los pun--  
tos apropiados para indicar los accesos a las diversas partes -  
de la obra.

IV - 4.0

Despalmes.

IV - 4.1

Definición y ejecución.- Se entiende por despalme, la remoción de las capas superficiales de terreno natural, cuyo material no sea aprovechable para la construcción, que se encuentran localizados sobre los bancos de préstamo.

IV - 4.2

Previamente al despalme, deberá haberse hecho el desmonte.

IV - 4.3

El material que resulte del despalme, deberá retirarse, fuera de la superficie de explotación.

IV - 4.4

Se hará la colocación en una zona comprendida entre el perímetro del banco de préstamo y una línea paralela a éste, distante 60.00 mts

IV - 5.0

Excavaciones en bancos de préstamo.

IV - 5.1

Definición y ejecución.- La excavación en bancos de préstamo, es la que se hace en los lugares que señale el proyecto, para obtener los materiales que se necesitan para la construcción de zonas permeables, impermeables y enrocamientos de la cortina.

IV - 5.2

Todos los bancos quedarán dentro de las zonas de préstamo, mostrados en el plano.

IV - 5.3

El sitio y profundidad de las excavaciones, serán marcados en los lugares más convenientes para lograr la graduación deseada; los cortes se llevarán hasta dicha profundidad.

IV - 5.4

Si es necesario humedecer las zonas de préstamo, se inundarán éstas, con anticipación a las operaciones de excavación.

IV - 5.5

Cuando se quiera, se drenarán los bancos por medio de zanjias, para evitar charcos y excesos de humedad.

IV - 5.6

El uso de explosivos, será limitado a lugares muy lejanos de la obra.

IV - 6.0

Excavación para cimentación de la cortina. Definición y ejecución.- Se entiende por esto, las excavaciones para cimenta

ción de la cortina, incluyendo los trabajos para aflojar el material.

#### IV - 6.1

Las excavaciones se efectuaran, de acuerdo con los datos del proyecto.

#### IV - 6.2

Las excavaciones se harán a la profundidad suficiente para remover todos los materiales que se juzguen adecuados para la cimentación de la presa.

#### IV - 6.3

Se removerá todo el material común y la roca alterada o -- fracturada, hasta llegar a las líneas o niveles que señalan los planos o hasta la profundidad suficiente, para descubrir roca sana sobre la cual se desplantará la cortina.

#### IV - 7.0

Colocación del material impermeable.- Los cargamentos del material, proveniente del banco, se voltearán sucesivamente sobre el terraplén, de manera de producir la mejor distribución posible del material, para cuyo efecto se escogerán, con mucho cuidado, los lugares donde deberán depositarse los cargamentos individuales, con el fin de que, en la porción central, se tenga

la zona más impermeable y que, la permeabilidad, vaya aumentando hacia los taludes.

#### IV - 7.1

El material se colocará en capas continuas, aproximadamente horizontales y cuyo espesor no sea mayor de 15 cms, después de - compactados.

#### IV - 7.2

Durante y después de la compactación, el material en cada - capa, deberá tener el contenido de humedad requerido para fines de compactación, el cual deberá ser igual al óptimo de la prueba Proctor, con tolerancia de  $\pm 2\%$ .

#### IV - 7.3

Para la compactación del terraplén, se emplearán rodillos apizonadores, que deberán llenar los requisitos siguientes :

- A.- Tambores de los rodillos.- Cada tambor de un rodillo, - tendrá un diámetro exterior, no menor de 1.52 mts y se- rá de longitud no menor de 1.22, ni mayor de 1.83 mts.
- B.- Patas apizonadoras.- Los rodillos tendrán, por lo menos, una pata apizonadora por cada 645 cm<sup>2</sup> de superficie de tambor. La distancia entre centros de las patas apizona doras, medidas en la superficie del tambor, será no me-



nor de 23 cm. La longitud de cada pata, medida desde la superficie exterior del tambor, se mantendrá, por lo menos, a 23 cm. El área seccional de cada pata y a 15 cm del tambor, no será mayor de 64 cm<sup>2</sup>, igualmente medidos.

C.- Peso del Rodillo.- El peso de cada rodillo no deberá ser menor de 59.5 k por cada cm de longitud del tambor.

#### IV - 7.4

Antes de empezar las operaciones a gran escala, en la colocación del material impermeable de la cortina, se deberán construir uno o varios terraplenes de prueba, con dicho material, con objeto de terminar el No. de pasadas de rodillo apizonador especificado, que deberá darse a cada capa de material, así como el contenido de humedad óptima para lograr una compactación con valores superiores al 95%, con respecto a la Prueba Proctor.

#### IV - 8.0

##### Formación de Filtros

#### IV - 8.1

Definición y ejecución.- Se entenderá por formación de filtros, el conjunto de operaciones que deberán ejecutarse para formar, con los materiales que señale el proyecto, los filtros de la cortina.

#### IV - 8.2

La colocación de este material, se hará extendiéndolo en - capas de 30 cm de espesor compactado, con un compactador neumático de 50 toneladas u otro tipo de compactador, que produzca - resultados equivalentes.

#### IV - 9.0

Formación de enrocamientos.

#### IV - 9.1

Definición y ejecución.- Se entenderá por formación de enrocamientos, el conjunto de operaciones que se deberán efectuar para formar los enrocamientos de la cortina.

#### IV - 9.2

Los enrocamientos estarán constituidos por fragmentos de roca sana, densa y resistente al intemperismo y bien graduado, en tamaños de 0.03 m<sup>3</sup>, hasta 0.75m<sup>3</sup>, en la inteligencia que podrán usarse fragmentos menores de 0.03 m<sup>3</sup>, solamente para llenar los huecos, en el material más grueso.

#### IV - 9.3

La roca que quede en los paramentos visibles, deberá acomodarse, de tal manera, que se logre una superficie uniforme.

CAPITULO V

Conclusiones.

De lo anteriormente expuesto, relativo a la elaboración - del anteproyecto de la cortina, para la Presa Constitución 1917 me permito expresar lo siguiente :

- 1.- Los análisis efectuados en esta cortina, consistieron en estructuras cilíndricas de falla, aplicando el Método de Fellenius, con vertiente del planímetro, considerando el efecto de las fuerzas de filtración y tomando en cuenta para el análisis del sismo, un coeficiente de 0.10 g todos los valores que se encontraron para las diferentes - condiciones de trabajo, tomando en cuenta los estados iniciales y finales de presa llena, sismo y vaciado rápido para los taludes de aguas abajo y aguas arriba, respectivamente, cumplan con los requisitos de estabilidad, fijados por la SRH, que es la máxima autoridad para este tipo de problemas, en el país;
- 2.- Debe reconocerse que los procedimientos de análisis, aplicados, arrojan solo resultados aproximados y, más aún, - en lo que se refiere a análisis sísmico, al cual se pueden hacer las siguientes observaciones :
  - a) El efecto de los sismos, siendo un fenómeno dinámico, se analiza como un problema estático, considerando el efecto como una fuerza horizontal, expresada como el producto del coeficiente sísmico  $C_s$  y el peso  $W$  de la masa de la cortina;
  - b) Se considera la cortina como un cuerpo rígido unido firmemente a la superficie del terreno. En este caso, todos

los elementos de la cortina estarán sometidos a las mismas aceleraciones que la superficie del terreno.

Hay, sin embargo, información para demostrar que muchas terraceras no se comportan de la manera antes citada, sino que responden como cuerpos deformables a los movimientos del terreno

Finalmente, me permito transcribir una parte que me ha parecido interesante, de la Conferencia del Dr. A. Casagrande, sustentada con el nombre de "Notas sobre el Diseño de Presas de Tierra", en la reunión de la Boston of Civil Engineer, el 15 de febrero de 1950:

"Hace un cuarto de siglo que, el profesor Terzaghi llegó a Boston y desarrolló su primera conferencia sobre mecánica de suelos, en los Estados Unidos, ante la Boston Society of Civil Engineers; en ese entonces, el diseño de presas de tierra, era solamente un arte empírico"

"Actualmente, al leer algunas publicaciones, uno tiene la impresión de que, el diseño de una presa de tierra, está basado 100% en investigaciones de mecánica de suelos; pero cuando se tiene oportunidad de observar cómo se llega, en la realidad, a las decisiones finales, se da cuenta de que el conocimiento empírico desempeña un papel importante y con mucha razón. Aún existen incertidumbres que no pueden resolverse por pruebas de laboratorio ni por investigaciones teóricas, exclusivamente; de manera que es una sabia precaución que, el diseño final sea revisado por hombres que han acumulado experiencia durante toda su vida,

## B I B L I O G R A F I A

- 1.- Proyecto de Rehabilitación del Distrito de Riego No. 23 (S.R H )
- 2.- Inventario de Aprovechamientos Superticiales y Subterráneos para Riego, en el Edo. de Querétaro (S. R. H.)
- 3.- Resumen de Datos Geológicos, obtenidos en las perforaciones, en el sitio sobre el Arroyo el Caracol, San Juan del Río, Qro. (S. R. H )
- 4 - Informe de Mecánica de Suelos, Referente a los materiales de construcción, para la Presa Constitución 1917, (S. R; H.)
- 5.- Geología y Geotécnia para Ingenieros. D. P. Krinine y W. R. Judd.
- 6 - Principios del Diseño y Construcción de Presas de Tierra, E. Tamez G.
- 7.- Apuntes de Obras Hidráulicas. R. Salas R.
- 8 - Obras Hidráulicas. (tecría), Tesis Profesional. B. Acosta C.
- 9.- Especificacienes Generales y Técnicas de Construcción, Tomo I (S. R. H.)
- 10.- Tratado de Hidráulica Aplicada. Calvin Víctor Davis.
- 11.- Notas sobre el Diseño de Presas de Tierra. A. Casagrande, (Boston, 1950).

experiencia adquirida, muchas veces, sin la ayuda de la mecánica de suelos. Hay un eminente Ingeniero de este País, quien ha tenido el gusto de trabajar en los consejos consultivos de muchos -- proyectos que, cuando desapruueba algún detalle de un diseño, simplemente "no me gusta", sin ninguna otra explicación.

Hace algunos años, cuando le oí por primera vez esta expresión, me pareció fuera de lo científico; sin embargo, he llegado a apreciarla como la reacción racional de un hombre que ha acumulado una fortuna de conocimientos empíricos sobre suelos y he aprendido a prestar seria atención a esa expresión, cuando viene de ese caballero de edad madura y viejo experto en Ingeniería de Presas de Tierra.