

DISEÑO DE LA CORTINA DE LA PRESA
"EL HUMAYA", SIN. DESDE EL PUNTO
DE VISTA DE MECANICA DE SUELOS

T E S I S

Que para obtener el título de:
INGENIERO CIVIL

p r e s e n t a :
CARLOS NACHON AGUIRRE





Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

A mi Padre.

A mi Madre.

A Mercedes del Carmen.

A mis Abuelos.

A mis Hermanos.

A mis Maestros.

Al Ing. Enrique Ríos Lazcano.



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

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

Al Pasante señor Carlos NACHON AGUIRRE
P r e s e n t e ,

En atención a su solicitud relativa, me es grato transcribir a usted a continuación el tema que aprobado por esta Dirección, propuso el señor profesor Ingeniero Enrique Ríos Lazcano, para que lo desarrolle como tesis en su examen profesional de Ingeniero CIVIL.

DISEÑO DE LA CORTINA DE LA PRESA "EL HUMAYA",
SIN. DESDE EL PUNTO DE VISTA DE MECANICA DE
SUELOS.

- 1º Generalidades.
- 2º Trabajos de campo (Exploración y muestreo)
- 3º Estudios de laboratorio.
- 4º Análisis de resultados.
- 5º Recomendaciones para el control de los materiales durante la construcción.
- 6º Diseño de la cortina - Análisis de estabilidad.
- 7º Programa de trabajo y costos.
- 8º Conclusiones y recomendaciones."

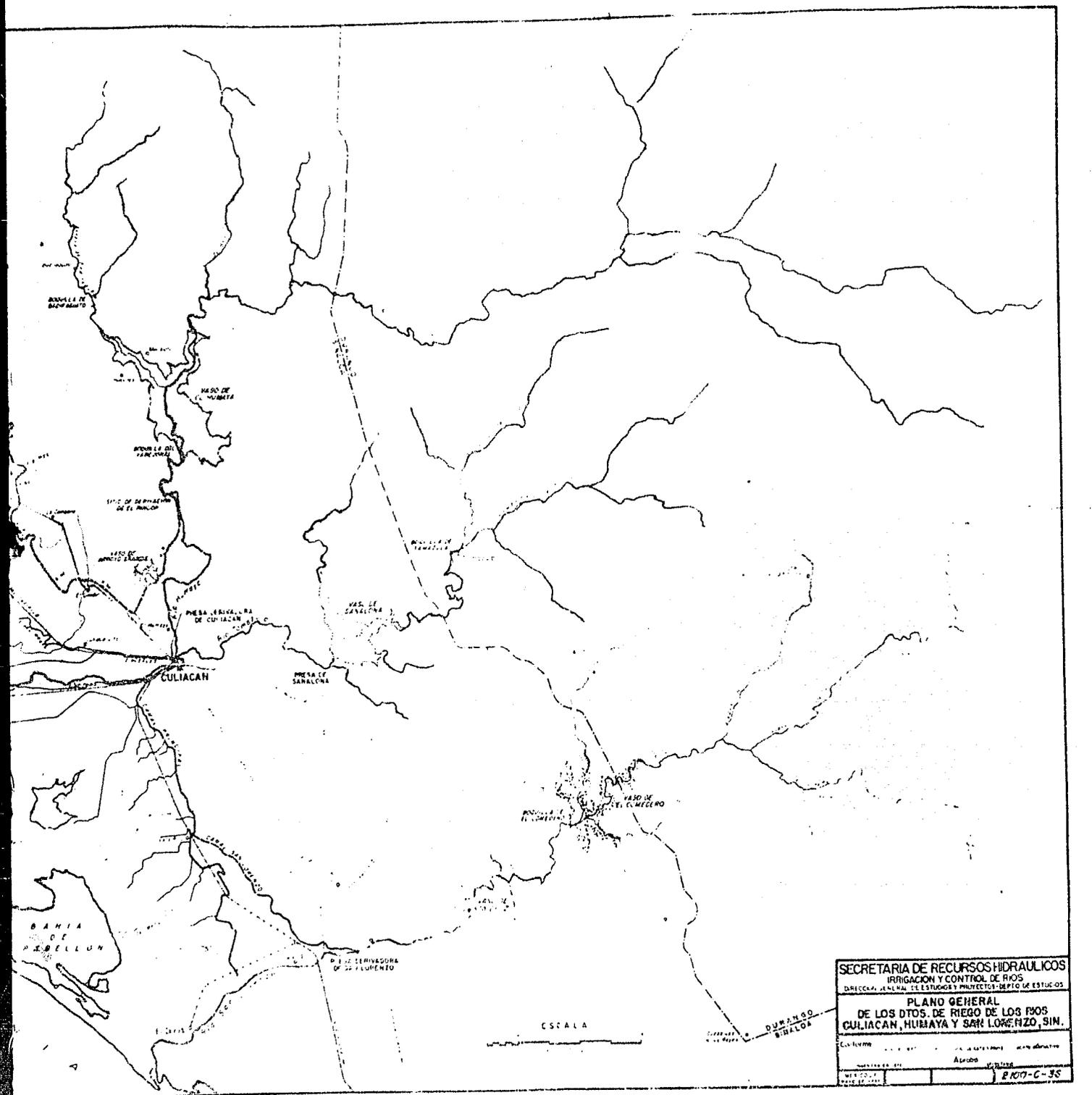
Ruego a usted tomar debida nota de que en cumplimiento de lo especificado por la Ley de Profesiones, deberá prestar Servicio Social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito indispensable para sustentar su examen profesional; así como de la disposición de la Dirección General de Servicios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

Muy atentamente,

"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
México, D.F. 28 de julio de 1958.
EL DIRECTOR

Ing. Javier Barros Sierra

JBS'HUM'ear.



SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS
 IRRIGACION Y CONTROL DE RIOS
 DIRECCION GENERAL DE ESTUDIOS Y PROYECTOS - DEPTO. DE ESTUDIOS

PLANO GENERAL
 DE LOS DTOS. DE RIEGO DE LOS RIOS
 CULIACAN, HUMAYA Y SARÍ LORENZILLO, SIM.

Escala: 1:50,000
 Alacran: 1:50,000
 MEXICO, D.F. 1950

BK10-C-35

ESCALA

DURANGO
 BINALOA

I.- GENERALIDADES.- PLANEACION GENERAL.-

Situación.

El distrito de Riego del Río Culiacán está situado en la zona costera de la parte central del Estado de Sinaloa.

Recursos Hidráulicos.

El río Culiacán está formado por los ríos Tamazula y Humaya, que tienen su origen en las serranías del Estado de Durango y se unen frente a la ciudad de Culiacán, para cruzar la planicie costera y desembocar en la Bahía de Pabellón en el Golfo de California. El río Culiacán tiene un escurrimiento medio anual de unos 3600 millones de M3. de los cuales el río Tamazula aporta 1100 ó sea el 30% y el río Humaya 2500, ó sea el 70%.

Terrenos regables.

Los terrenos regables con aguas del río Culiacán están comprendidos en la gran planicie costera de la región central del Estado de Sinaloa, cruzada por los ríos Mocorito, Culiacán y San Lorenzo, distinguiéndose tres zonas bien definidas.

- 1) El llamado Valle de Culiacán, situado en ambas márgenes del río Culiacán, que cubre una superficie de -- 95000 Ha. netas de terrenos agrícolas.
- 2) La zona de Pericos, situada inmediatamente al Norte de la anterior, que abarca una superficie de 55000 Ha. netas.
- 3) La zona de Guamuchil, situada en la margen izquierda del río Mocorito y separada de la anterior por una cadena de lomeros, que abarca una superficie de -- 50000 Ha. netas.

Aprovechamiento Actual.

El río Tamazula está controlado por medio de la presa de Sanalona, a la que se hacen extracciones necesarias para completar el aprovechamiento del régimen natural del río Humaya, para regar en el Valle de Culiacán una superficie variable de 60000 Ha. en años secos a 95000 Ha. en años abundantes. En la actualidad ya cuenta con obras una superficie de 83000 Ha. y es la máxima que ha recibido riego.

Debido al régimen torrencial del río Humaya, esta forma de aprovechamiento acarrea el desperdicio de un gran porcentaje de las aguas del río Culiacán.

Aprovechamiento futuro.

Para aprovechar eficientemente las aguas del río Culiacán en usos múltiples es necesario construir un almacenamiento sobre el río Humaya que permita, en combinación con la presa de Sanalona,

regar las tierras agrícolas disponibles en el valle de Culiacán y en las zonas de Pericos y Guasuchil, generar energía hidroeléctrica en gran escala y proteger contra inundaciones las poblaciones y tierras ribereñas.

Planeación General.

El conjunto de obras que se encuentra actualmente en proyecto para aprovechar las aguas del río Humaya, tiene por objeto controlar dicha corriente, mediante la presa de El Humaya en la boquilla llamada El Varejonal, para utilizar sus aguas en riego, generación de energía y otros usos, así como para proteger -- contra inundaciones las poblaciones y zonas ribereñas de aguas -- abajo.

Las principales obras son:

Presa El Humaya.

El almacenamiento de El Humaya está situado sobre el río del mismo nombre a unos 50 Km. aguas arriba de la ciudad de Culiacán.

La cuenca de captación se extiende hasta los Estados de Chihuahua y Durango y cubre una superficie de 12000 Km.2.

El vaso tendrá una capacidad mayor que la requerida - para el desarrollo del aprovechamiento pero, de acuerdo con el estudio hidrológico, se le fijó una capacidad total de 2500 millones de m³, que incluye 100 millones de m³ que se destinarán para depósito de azolves. El área de embalse es de 9750 Ha.

La boquilla de el Varejonal tiene unos 600 M. de anchura en su parte más abierta y presenta condiciones geológicas muy atractivas para la construcción de una presa de materiales -- graduados teniéndose la ventaja de que los depósitos de relleno -- en el cauce del río son de pequeño espesor. La formación dominante en la boquilla está constituida por conglomerados, con estratificación favorable.

En vista de las condiciones topográficas y geológicas de la boquilla, así como de los materiales de construcción disponibles, la presa propuesta es de materiales graduados.

La cortina tendrá 590 M. de longitud, unos 91.50 M. de altura desde el lecho del río 10 M. de anchura en la corona y 375 M. en la base. Estará formada por un núcleo de material impermeable con taludes de 0.5:1 en ambos paramentos, protegido con -- zonas de material permeable con taludes de 2:1. El Paramento aguas arriba se protegerá del oleaje y la erosión con una capa de enrocamiento selecto de 2 M. de espesor. En el paramento aguas abajo se dejaron 5 banquetas de 4 M. de anchura distribuidas en el talud y espaciadas a cada 15 M. de desnivel. La corona se revestirá con -- una capa de grava.

La zona impermeable se prolongará hasta la roca que constituye el fondo del cauce llenando una trinchera con taludes de - - 1.5:1. Para ligar los materiales en la cimentación se proyecta un dentellón de concreto de profundidad variable.

En la construcción de la cortina se emplearán 5.241,270-M3. de materiales distribuidos en la siguiente forma:

Material Impermeable en el dentellón.	94000	M3.
Material Impermeable en la cortina.	1.377000	M3.
Material Permeable.	3.620000	M3.
Grava en la corona.	2400	M3.
Enrocamiento Selecto.	147750	M3.
Concreto en el dentellón.	1620	M3.

En lugares inmediatos a la boquilla se cuenta con materiales de excelente calidad y en cantidad suficiente para la construcción de la presa, pudiéndose utilizar para las zonas permeables de la cortina la grava y arena del cauce del río, en forma semejante al procedimiento empleado en la construcción de las presas de Mocúzari y Miguel Hidalgo; y para la zona impermeable los suelos residuales que cubren una gran extensión en la margen derecha. Asimismo se dispone de bancos para explotar la piedra necesaria para proteger el talud de aguas arriba.

El puerto situado a la derecha de la boquilla se cerrará por medio de un dique de características semejantes a las de la cortina.

La obra de excedencias se alojará inmediatamente a la izquierda del puerto y consistirá en un vertedor de tipo de abanico, de cresta libre curva en planta y con perfil de cimacio, que estará formado por un muro de concreto de 14 M. de altura máxima. La cresta vertedora tendrá 100 M. de longitud y el gasto máximo una vez regularizado el vaso, será de 4900 M³/s, para con una carga de 2.50 M. quedando un bordo libre de 3.00 M.

La obra de toma estará constituida esencialmente por dos túneles de 7.00 M. de diámetro, 500 M. de longitud y 0.004 de pendiente revestidos de concreto, alojados en la ladera izquierda, que se aprovecharán inicialmente para desviar la corriente durante la construcción de la presa. En su extremo de aguas arriba se proveerán de coños verticales donde se montarán rejillas, en cuyas bases se instalarán compuertas de emergencia del tipo Broonie de deslizamiento. En cada tunel y aproximadamente en la parte media de su longitud, se instalarán válvulas de servicio de descarga libre, de - - 2.50 M. de diámetro. La obra de toma tendrá una capacidad total de 160 M³/m.

La planta hidroeléctrica se instalará al pie de la corti

Como camino de acceso se acondicionará con algunas modificaciones la vereda actualmente en servicio, que tiene un desarrollo de 35 Km. y comunica la boquilla con la carretera Guadalajara-Nogales, uniéndose cerca de el poblado de El Limón.- Este camino se aprovechará también para la construcción de la presa derivadora y el tramo muerto del Canal de El Humaya.

Presa derivadora de El Rincón.

Las aguas extraídas de la presa de El Humaya para fines de riego, después de generar energía en la planta hidroeléctrica se conducirán por el cauce del río Humaya en un tramo de 14 Km., hasta el sitio de el Rincón, donde se proyecta construir una presa derivadora del mismo nombre, para distribuir el agua destinada al riego de terrenos del valle de Culiacán y de las zonas de Pericos y Guamuchil.

La presa derivadora de el Rincón consiste esencialmente en un cinacio vertedor de concreto de unos 250 M. de longitud y 20 M de altura máxima de los cuales 8.00 M. quedan sobre el lecho del río y los 12.00 restantes quedan enterrados apoyándose en la roca, en el extremo derecho se construirán las estructuras de toma y desarenadora; la primera con capacidad de 90 M³/s y ambas controladas por medio de compuertas radiales de 4.00 x 4.00 M.

Canal de El Humaya.

El canal de El Humaya se iniciará en la obra de toma de la presa derivadora de El Rincón y dominará los terrenos de la margen derecha, situados en las zonas de Pericos y Guamuchil, regando una superficie de 90,000 Ha. que se extiende hasta el río Mocorito.

El canal de El Humaya tendrá una capacidad de 90 M³/s y un desarrollo total de 170 Km. de los cuales 25 Km. son de canal muerto, y están localizados en una región accidentada.

Para conducir el agua hasta la zona de riego se requiere la construcción de algunas estructuras muy importantes como el sifón de Guásimas, para cruce del arroyo del mismo nombre, de 254 M. de longitud y formado por dos conductos de sección circular de 4.80 de diámetro; el tunel de Tecorito, de 1000 M. de longitud y 6 M. de diámetro; el dique de Arroyo Grande, para el cruce y aprovechamiento del arroyo del mismo nombre y que tiene 1270 M. de longitud y cúbica 250,000 M³. de materiales.

Tratando de reducir las pérdidas por filtración a fin de aprovechar más eficazmente los gastos extraídos de la presa, así como para bajar los volúmenes de excavación, los primeros 7.750 Km. del canal, ó sea desde la toma hasta la entrada del tunel de Tecorito se revestirán de concreto adoptando una sección reducida de 8.00 de anchura de plantilla, taludes de 1:1 y área de 38.3 M². siendo la pendiente de 0.0001.

A partir de la salida del túnel de Tecorito, ó sea desde el Km. 8.850 del canal, y hasta el km. 25.000, donde se inicia la zona de riego, la sección tiene 20 M. de anchura de plantilla, taludes de 1.5:1 y área de 111.02 M2, siguiendo la misma pendiente.

El volumen total de terracerías es de 5.000.000 de M3, de los cuales 700.000 M3. corresponden al tramo revestido.

En el Km. 25 el canal entra en la zona de riego de Pericos, desviándose hacia el Noroeste y regando una superficie de 50000 Ha. netas que se extienden por el Sur hasta los terrenos regados actualmente en el valle de Culiacán. Aproximadamente en el Km. 100, el canal de El Humaya cruza el puerto llamado de Coyotes para entrar en la zona de Guamuchil, donde riega 40.000 Ha. netas, terminando en el río Tecorito con una sección reducida.

Las obras para el aprovechamiento del río Humaya aportarán los siguientes beneficios:

- 1).- Se asegurará el riego de 23.000 Ha. situadas en el valle de Culiacán, que ya cuentan con obras, pero que únicamente pueden recibir riego en los años de escurrimiento abundante.
- 2).- Se abrirán al cultivo una superficie de 12.000 Ha. en el mismo valle de Culiacán y 90.000 Ha. distribuidas en las zonas de Pericos y Guamuchil o sea un total de 102.000 Ha.
- 3).- Se generarán 53.5 millones de KWh anuales de energía firme en la planta hidroeléctrica que se instale al pie de la presa de Sanalona.
- 4).- Se producirán 210 millones de KWh anuales de energía secundaria en la planta Hidroeléctrica que se instale al pie de la presa El Humaya, que podrán complementarse con plantas térmicas de la capacidad requerida.
- 5).- Control del río Humaya para proteger contra inundaciones las poblaciones y zonas agrícolas ribereñas.

La trascendencia de estas obras se aprecia por el aumento de población en la ciudad de Culiacán, que debe su importancia económica y social a la agricultura regional, y en el municipio del mismo nombre, a partir de 1930:

Año.	<u>Número de habitantes</u>	
	Ciudad de Culiacán.	Municipio de Culiacán
1930	18,202	71,348
1940	22,025	93,346
1950	48,936	147,106

Los cultivos que pueden desarrollarse en este distrito - de riego serán los de:

Caña de azúcar, algodón, frijol, tomate, maíz, garbanzo trigo, arroz. Se considera que dado el éxito obtenido en la siembra de trigo, se espera que este cultivo sea uno de los principales del distrito y que permitirá el desarrollo de la industria molinera. Con el cultivo de algodón se desarrollará la industria textil, así como con la caña de azúcar la fabricación de azúcar y alcohol.

El valor comercial de la tierra del valle de Culiacán - ha aumentado considerablemente y puede suponerse conservadoramente que se incrementará hasta unos \$ 4,000.00 por hectárea, que es el valor actual de las tierras del valle del yaqui, alcanzando entonces la propiedad rural un valor de \$ 740,000,000.00.

Las obras propuestas para el aprovechamiento del río Huaya permitiran abrir al cultivo una superficie de 102,000 Ha. y asegurar el riego de 23,000 Ha. que ya cuentan con obras, aumentando la superficie regada del Distrito hasta 185,000 Ha.

El distrito de riego del río Culiacán con su enorme potencialidad, una vez desarrollado contribuirá a alimentar mejor a la población nacional, directa e indirectamente. Directamente al producir cultivos que el pueblo mexicano consume en su dieta, henequenes o transformados, como el trigo, maíz, frijol, garbanzo, arroz, caña de azúcar, etc. Indirectamente al producir cultivos de exportación, como el tomate y los excedentes en la cosecha de algodón, que permitirán obtener divisas que en caso necesario, pueden aplicarse a comprar alimentos en el extranjero. La parte de la cosecha de algodón que queda en México se destinan a una serie de industrias que dan vida a millares de trabajadores.

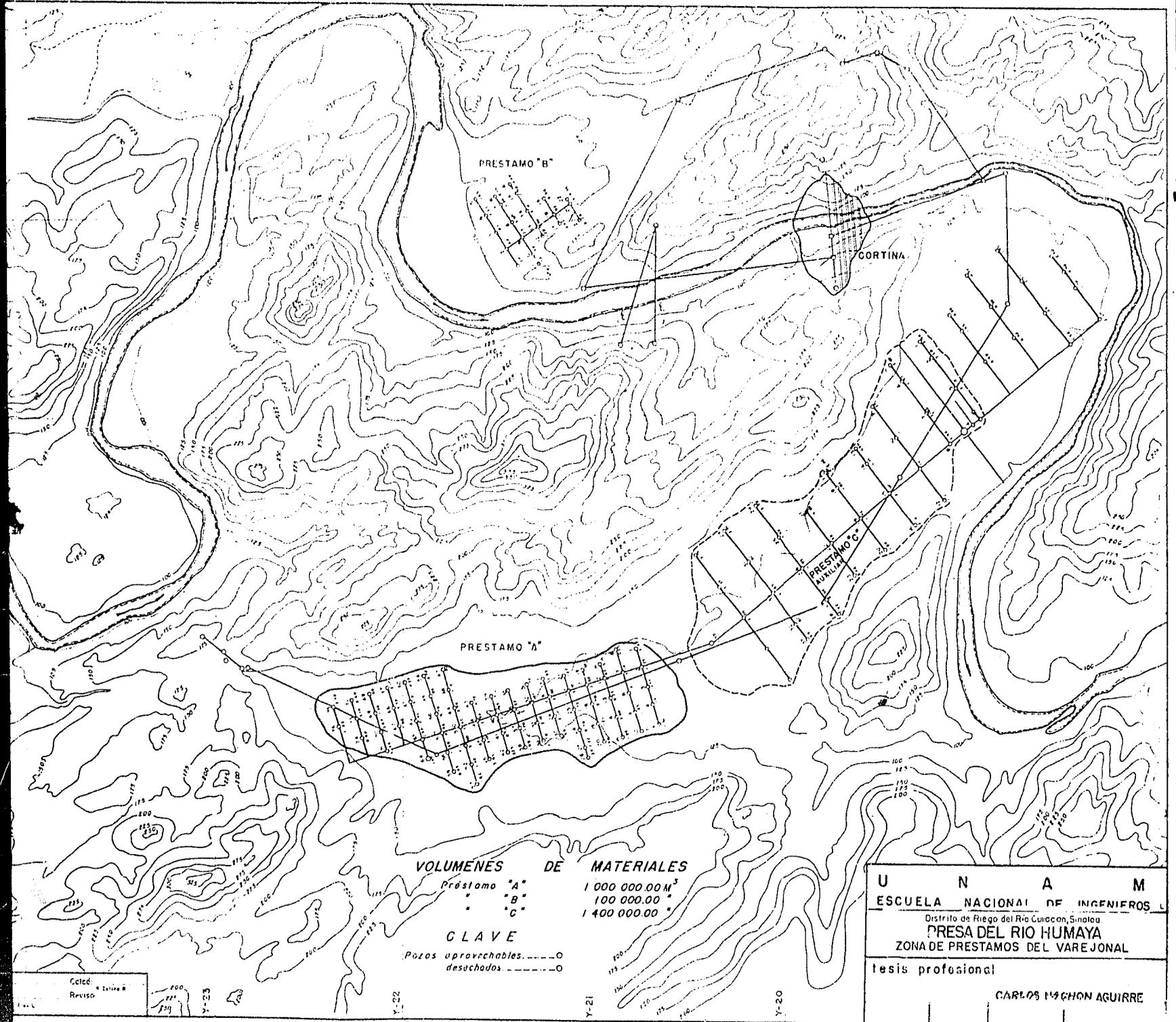
La producción de 53.5 millones KWH anuales de energía firme y 210 millones de KWH anuales de energía secundaria, que se generarán respectivamente en las presas de Sanalona y El Humaya, permitirá la industrialización de la región y el desarrollo de grandes zonas de riego por bombeo de las aguas subterráneas en lugares inmediatos, así como el desarrollo de la minería y la electrificación del campo, contribuyendo eficazmente en la recuperación de la cantidad invertida en la construcción de las obras.

La red de caminos vecinales del Estado de Sinaloa se -- alargará con los caminos que se hagan y conserven durante la ejecución de las obras, así como con los de operación del Distrito, que tendrán un gran valor en la economía local. El camino troncal de este sistema de caminos secundarios será la carretera Guadalajara-Nogales en un tramo de 200 Km.

Las cosechas necesariamente incrementarán los fletes de los ferrocarriles y de los autotransportes. Las transacciones comerciales y las operaciones bancarias, también se aumentarán en forma muy importante para la región.

Es importante hacer notar que en esta región la propiedad de la tierra se concentra en pocas manos, formando un tipo especial de latifundismo, que solo podrá corregirse al construir - - obras de riego y aplicarse las leyes respectivas.

Al controlarse el río Humaya la zona quedará protegida contra las inundaciones que amenazan la región de dos períodos anuales y que en algunos años han provocado verdaderos desastres.



PRESTAMO "B"

CORTINA

PRESTAMO "C"
AULLILIA

PRESTAMO "A"

VOLUMENES DE MATERIALES

Préstamo "A"	1 000 000.00 M ³
"B"	100 000.00 "
"C"	1 400 000.00 "

CLAVE

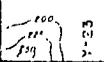
Pozos aprovechables O
desechados O

U N A M
 ESCUELA NACIONAL DE INGENIEROS L
 Distrito de Riego del Río Guacón, Sinaloa
 PRESA DEL RIO HUMAYA
 ZONA DE PRESTAMOS DEL VAREJONAL

tesis profesional

CARLOS MICHON AGUIRRE

Celso
 Reviso a Estructura



Y-22

Y-21

Y-20

II.- TRABAJOS DE CAMPO (Exploración y Muestreo)

Exploración.

Para poder llevar a cabo el proyecto de una cortina de materiales graduados, problema fundamental de este trabajo, es necesario tomar en consideración algunos estudios previamente hechos sin cuyo concurso no es posible realizar el trabajo propuesto.

Los estudios preliminares, después de efectuado el primer reconocimiento en el cual se escogen el vaso y el lugar apropiado para la localización de la boquilla, consisten en la exploración, selección y muestreo de los materiales que se juzguen más favorables para su empleo en las obras.

Para poder llevar a cabo estos estudios de exploración y muestreo con el éxito necesario, se requiere la presencia de un técnico experimentado y capacitado en la selección de los materiales que van a formar parte de la estructura y cimentación.

La exploración antes dicha debe hacerse tomando como referencia al lugar de la boquilla en un radio de acción que resulte económico, este radio de acción es variable dependiente de la topografía del lugar y de su accesibilidad principalmente, se considera conveniente hacer exploraciones en un radio de acción de 5 km. por término medio.

Al hacer la exploración de la zona debe hacerse una inspección visual de los terrenos adyacentes al sitio del proyecto con el objeto de determinar aquéllos cuya topografía y distancias al sitio de la obra sean las más favorables. Se debe observar en los paredones del río, barrancas, talwegs y pozos existentes, el aspecto del material y hacer en ellos una clasificación, preliminar, consistente en hacer una serie de pruebas que no requieren instrumentos de laboratorio y en las que intervienen fundamentalmente los sentidos del técnico experimentado; estas pruebas son en general pruebas visuales y de tacto. Nos sirven como antes se dijo para la identificación en el campo de las fracciones finas de un suelo. A continuación se describe el procedimiento seguido en ellas.

Deformabilidad.- Es la propiedad de cambiar de volumen al cambiar de forma.

Después de quitar las partículas gruesas, se prepara una pastilla de suelo número con un volumen aproximadamente igual a 10 cm³; si es necesario se añade agua suficiente para dejar el suelo suave pero no pegajoso. Se coloca la pastilla en la mano y se agita horizontalmente, golpeándose contra la otra mano varias veces.

Una reacción positiva consiste en que en la superficie de la pastilla aparece agua, la superficie cambia adquiriendo apariencia de hígado y aparece lustrosa.

Cuando la pastilla se aprieta entre los dedos desaparecen de la superficie el agua y el lustre, el suelo se vuelve tieso y finalmente se agrieta o se desmorona. - La rapidez con que aparece el agua en la superficie al agitar y desaparece al apretar sirva para identificar la clase de finos del suelo.

Las arenas muy finas dan la reacción más rápida y distintiva, mientras que, las arcillas plásticas no tienen reacción. Los limos inorgánicos tales como el típico polvo de roca dan una reacción moderada.

Resistencia al quebramiento.

Después de eliminar las partículas de mayor tamaño se moldea una pastilla de suelo hasta alcanzar la consistencia de masilla, añadiendo agua si es necesario. Se seca la pastilla completamente por medio de un horno, sol ó aire y se prueba su resistencia al esfuerzo cortante rompiéndola y desmoronándola entre los dedos. Esta resistencia al esfuerzo cortante es una medida del carácter y cantidad de la fracción coloidal que contiene el suelo.

La resistencia al esfuerzo cortante en estado seco aumenta, al aumentar la plasticidad del suelo.

Una alta resistencia en seco es característica de las arcillas del grupo "Bc". Un limo inorgánico típico posee solamente muy pequeña resistencia. Las arenas finas limosas y los limos tienen aproximadamente la misma resistencia pero pueden distinguirse por el tacto - al pulverizarse el espécimen; la arena fina se siente granular, mientras que el limo típico da la sensación suave, de harina.

Tenacidad (Consistencia cerca del límite plástico.)

Moldéese un espécimen de unos 10 cm³ hasta alcanzar -- una consistencia de masilla. Si en estado natural el suelo está muy seco añádase agua, pero si está pegajoso debe extenderse el espécimen formando una capa delgada que permita la pérdida de humedad por evaporación

Cuando el espécimen adquiere la consistencia deseada, se rodilla a mano sobre una superficie suave o entre las palmas hasta hacer un rollito de 3 m.m de diámetro

Aproximadamente, se amasa y se vuelve a rodillar varias veces. Durante estas operaciones el contenido de humedad se reduce gradualmente y el espécimen llega a ponerse -- tieso, pierde finalmente su plasticidad y se desmorona -- cuando alcanza el límite plástico. Después de que el rollo se ha desmoronado, los pedazos deben juntarse y amasarse ligeramente entre los dedos formando una bolita -- hasta que la masa se desmorone nuevamente.

La preponderancia de la fracción arcillosa en un suelo -- se identifica por la mayor o menor tenacidad del rollito al acercarse al límite plástico y por la rigidez de la bolita al romperla finalmente entre los dedos.

La debilidad del rollito en el límite plástico y la pérdida rápida de la cohesión de la bolita al rebasar este límite, indican la presencia de arcilla inorgánica de baja plasticidad o de materiales tales como arcilla del tipo coalín y arcillas orgánicas que caen debajo de la línea "A" de la gráfica de Plasticidad.

Las arcillas altamente orgánicas dan una sensación de debilidad y se sienten esponjosas al tacto en el límite -- plástico.

El problema de explorar y muestrear los materiales pueden considerarse dividido en dos partes, cada una de las cuales presenta un aspecto distinto perfectamente bien definido. Por un lado se tiene el problema de definir cuales deben de ser los materiales sobre los que se desplante la estructura (cimentación) y por el -- otro, cuáles los materiales de construcción que van a emplearse en la erección de la obra. (Préstamos de materiales impermeables y pétreos).

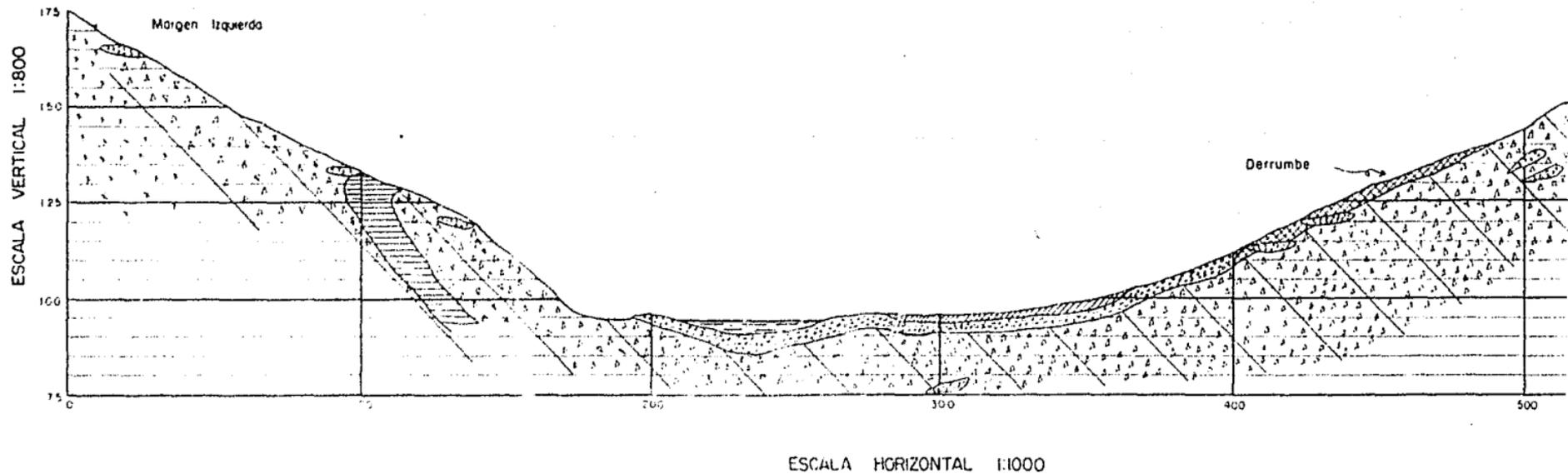
a).- Cimentación.

La estimación de la propiedad de una cimentación por medio de signos exteriores es un problema que compete a un geólogo; -- el ingeniero necesita hacer las perforaciones necesarias en el lugar para estar en posición de conocer las propiedades del material en que quedará cimentada la estructura.

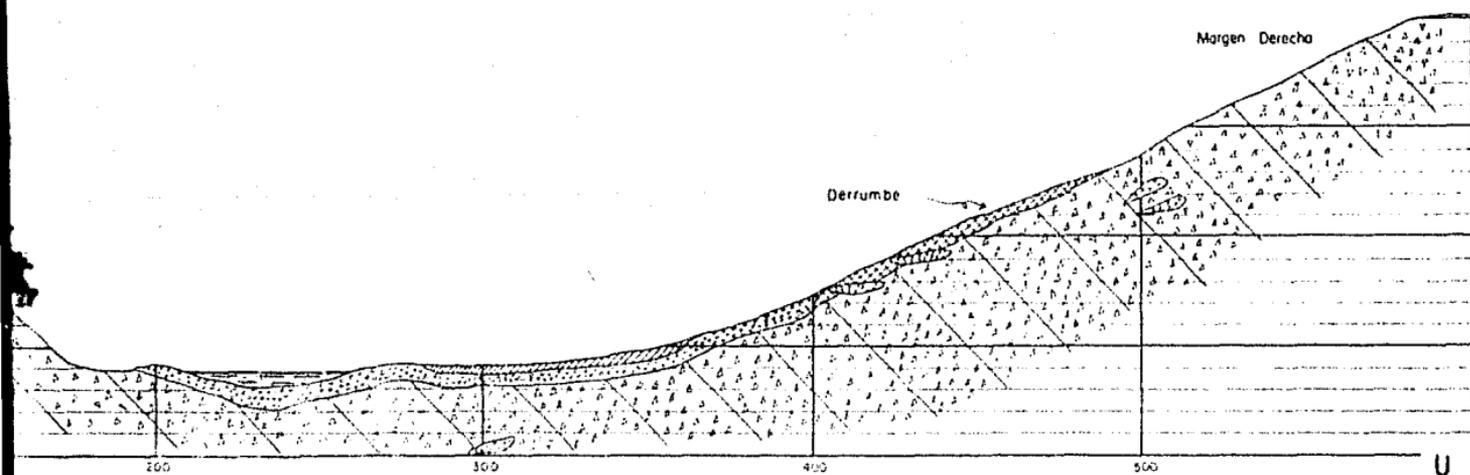
De las perforaciones que se hagan para conocer las condiciones en que se hará la cimentación deben sacarse muestras de los materiales que se vayan encontrando con el fin de clasificarlos e -- identificarlos. Con algunas muestras que se consideren críticas, se rá necesario mandarlas a un laboratorio para estudiar sus propiedades físicas y químicas.

Si las perforaciones encuentran roca se deben tomar vá-- rias muestras inalteradas de dicha roca a diferentes profundidades -- y mandarlas a un laboratorio con el fin de tener su clasificación y

SECCION POR \odot DE LA BOQUILLA



SECCION POR \odot DE LA BOQUILLA



SIGNOS CONVENCIONALES

-  Material limo arenoso
-  Conglomerado.
-  Igneo Basalto y Vagesita.
-  Acarreo Grueso
-  Conglomerada intemperizada.

ESCALA HORIZONTAL 1:1000

U N A M
ESCUELA NACIONAL DE INGENIEROS
Distrito de Riego de Culiacán, Sin.
PRESA EL HUMAYA, SIN.

tesis profesional

CARLOS NACHON AGUIRRE

obtener los resultados de las pruebas de: absorción, densidad y resistencia al intemperismo. Es conveniente saber también, si la exploración se hace extrayendo corazones de material, los porcentajes de recuperación de dichos corazones; estos porcentajes de recuperación se calculan como la relación de la longitud de la muestra obtenida a la longitud de perforación que se haya efectuado multiplicando este cociente por 100.

En el caso particular que estudiamos la cimentación no presenta problemas de consideración, pues la región en donde va a ser construida la cortina está formada por terreno rocoso que aflora a la superficie.

Las exploraciones que nos proporcionaron el conocimiento geológico de la boquilla de "El Varejonal" se hicieron de acuerdo con un programa de exploraciones que se formuló para tal objeto.

Este programa consistió en una serie de 16 exploraciones con máquina distribuidas en la siguiente forma: 4 en la margen izquierda, 4 en el cauce del río y 8 sobre la margen derecha.

Posteriormente este programa se modificó y amplió habiendo quedado en la siguiente forma:

- 12 exploraciones con máquina localizadas en el cauce del río.
- 11 exploraciones con máquina realizadas en la zona de túneles.
- 5 Pozos a cielo abierto en la margen derecha.
- 3 Túneles localizados en la margen izquierda.
- 4 Túneles localizados en la margen derecha.

En los siguientes cuadros se anotan los principales datos de las exploraciones.

Boquilla.

Exploraciones con máquina.- La máquina era una perforadora de diamante LIGHT MICHEL C.P.S, la que operó con brocas de diámetro AX.

Pozo Núm.	Cota de localización.	Profundidad Total.	Localización.
I (v)	91.60	26.20	Cauce
II (v)	93.31	21.71	"
A II (v)	92.07	23.48	"
III (v)	98.38	23.50	"
IV (v)	102.71	27.45	"
V (v)	90.76	26.31	"
VI (v)	90.21	18.90	"
VII (v)	90.11	21.80	"
A I (v)	91.14	14.70	"
B I (v)	91.10	13.40	"
C I (v)	91.23	16.10	"
C I (v)	91.50	21.96	"
S U M A		255.61	

Pozos a cielo abierta.

Pozo Núm.	Cota de localización.	Profundidad Total	Localización.
1	98.00	0.50	Margen derecha.
2	99.40	4.75	" "
3	99.90	5.00	" "
4	114.50	5.85	" "
5	108.00	3.40	" "
S U M A		19.50	

Túneles.

Túnel Núm.	Cota de localización.	Profundidad Total.	Localización.
1	166.00	21.30	Margen izquierda.
2	131.50	19.50	" "
3	115.50	14.50	" "
4	114.50	19.70	" derecha.
5	133.00	19.70	" "
6	140.00	27.20	" "
7	159.00	21.40	" "
S U M A		143.30	

Las perforaciones anteriores permitieron sacar las conclusiones generales siguientes:

La zona en que se encuentra situado el vaso de "El Vaquejón", está constituida principalmente por rocas ígneas que cubren gran parte de ésta y en menor escala por rocas sedimentarias encontrándose en orden de sucesión y antigüedad en la siguiente forma: Andesitas, Riolitas, Tobas Brechoides, Basalto afírico, Brecha basáltica, Arenisca, Arena, Acarreo y Limos.

Se observa que en las rocas que afloran en la boquilla predomina una Toba brechoide de origen riolítico, esta toba se presenta en forma estratificada con inclinación en el sentido contrario al de la corriente.

Se encuentran también rocas de tipo basáltico como corrientes e intrusiones. Esta forma de intrusiones se presenta tanto en las riolitas como en los basaltos y es debida a que la emisión tuvo lugar por fracturas ó siguiendo los planos de estratificación ó de juntas. También tuvo lugar la emisión de material fragmentario para formar las brechas que actualmente se encuentran compactadas ó muy alteradas a arcillas de coloración rojiza, y que afloran poco aguas arriba de la línea de exploraciones de la boquilla y que abarcan gran parte de la zona donde quedan localizados los túneles de desviación.

La andesita es de menor importancia por su abundancia dentro de ella quedará comprendido un tramo de los túneles de desviación.

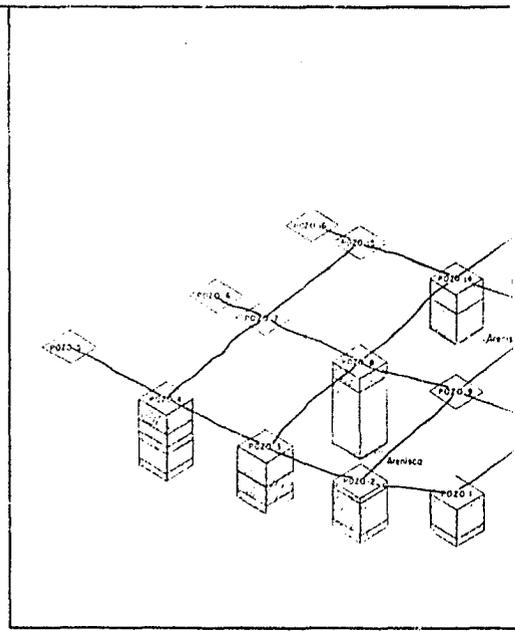
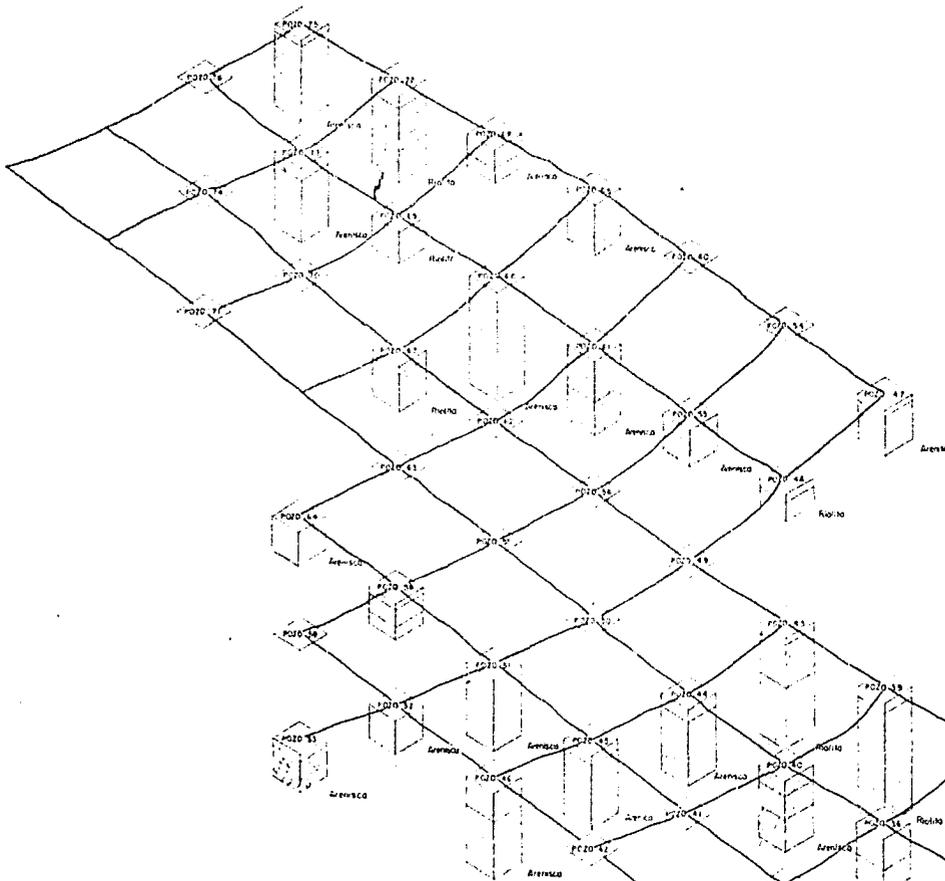
Los acarreos recientes cubren a la roca en la parte correspondiente al cauce, estando constituidos por arena, bledo grueso y tierra vegetal. En general predomina el material fino; la tierra vegetal ó limo forma pequeñas acumulaciones al pie de la ladera derecha.

El criterio a seguir para solucionar en este caso el problema de la cimentación, es el de desplantar directamente sobre la roca, removiendo entonces los depósitos de tierra vegetal y de acarreo del río.

La zona impermeable de la cortina se prolongará hasta la roca que constituye el fondo del cauce llenando una trinchera. Para ligar con el material de cimentación se proyecta un dentellón de concreto de profundidad variable.

b).- Materiales de construcción.

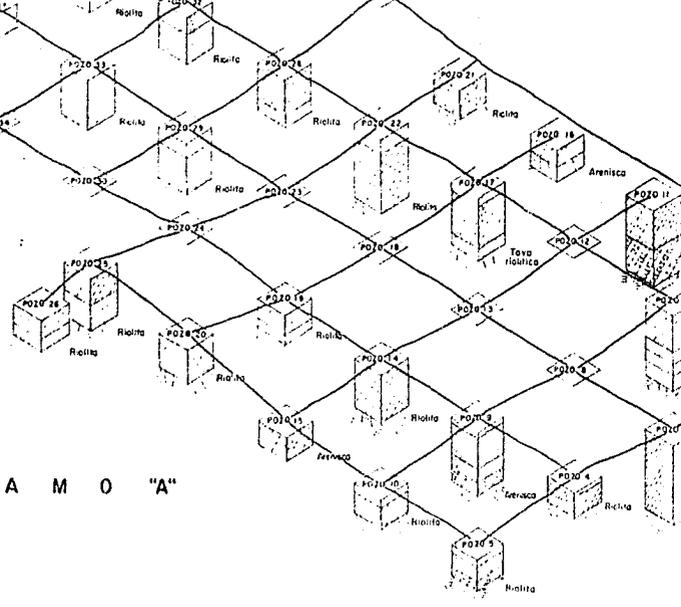
Bancos de Préstamo.- En el proyecto de una cortina de materiales graduados, como su nombre lo indica, hay una graduación en la granulometría de los materiales que se emplean en la cortina

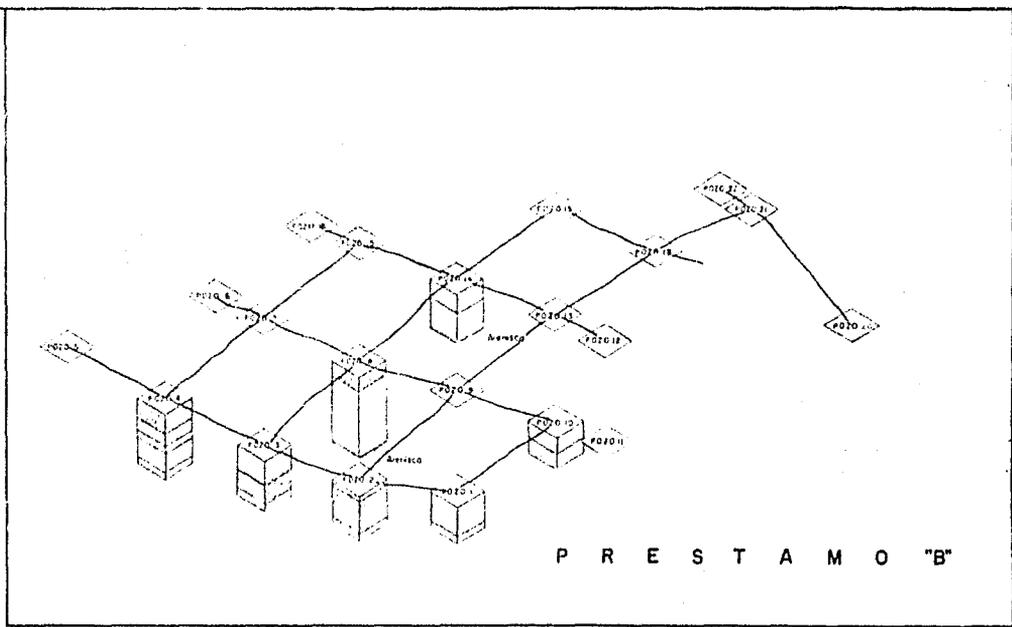
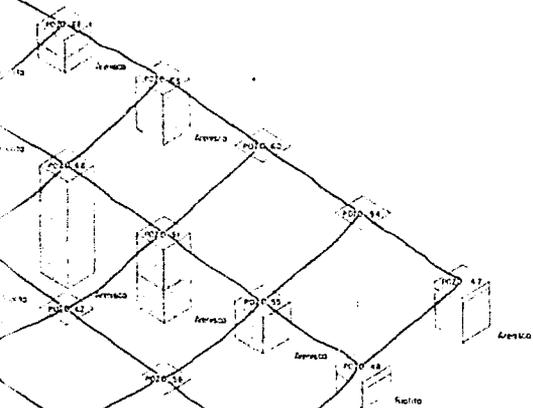


HORIZON
VERTICAL
Escala vertical

-  TV
Tierra vegetal.
-  Gravo
-  GB
Gravas arcillosas, masas de grava arena y arcilla mal graduadas.
-  A_m
Arenas mal graduadas arenas gravosas arenas y margas finas.
-  AB
Arenas arcillosas masas de arena y arcilla mal graduadas.
-  L
Limas margosas y arenas muy finas poco de arena arenas limas o arcillas ligeramente plasticas.
-  B₁
Arcillas margosas de plasticidad baja o media arcillas gravosas arcillas arenosas arcillas limosas arcillas pobres.
-  B₂
Arcillas margosas de alta plasticidad arcillas francas muy compactas.
-  Arroyo o Riacho
-  Puzos desprovistos por tener una profundidad menor de 100m.

P R E S T A M O "A"





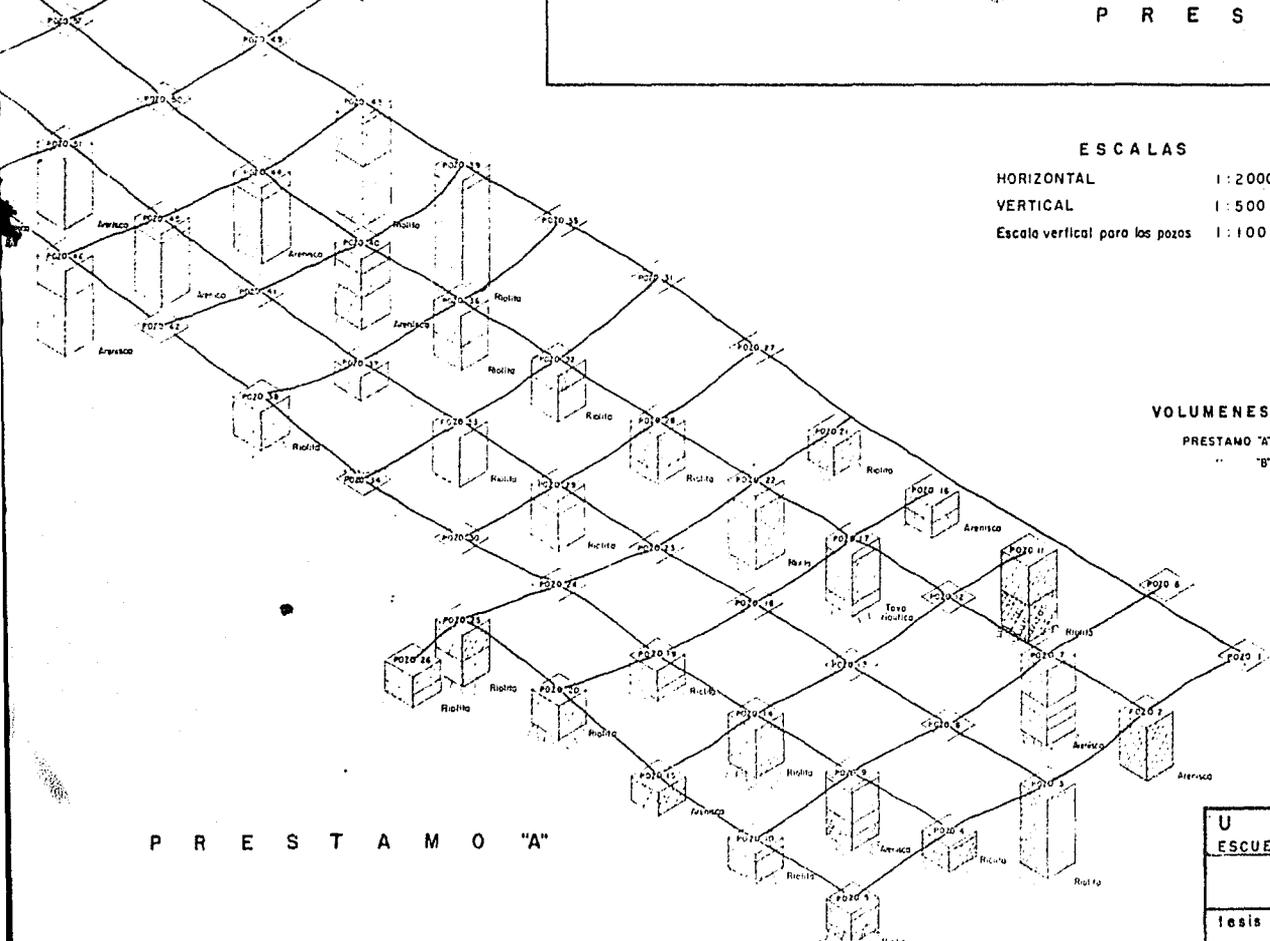
P R E S T A M O " B "

ESCALAS

HORIZONTAL 1 : 2000

VERTICAL 1 : 500

Escala vertical para los pozos 1 : 100



P R E S T A M O " A "

VOLUMENES DE MATERIALES

PRESTAMO "A" 1000 000 00M³

"B" 100 000 00M³

U	N	A	M
ESCUELA NACIONAL DE INGENIEROS			
Calle de Riego del Rio Colacao 514			
PRESA DEL RIO HUMAYA			
PERFILES GEOLOGICOS PROBABLES			
DE LOS BANCOS DE PRESTAMO			
tesis profesional			
C. SLOS NACHON AGUIRRE			

Dicha graduación va desde el material fino impermeable, generalmente arcilla, (material del corazón), hasta el material estabilizador como la roca que se coloca en grandes bloques, pasando por las zonas de transición de material de rezaga o grava y arena-de granulometría variable.

Por lo expuesto anteriormente en la exploración, el técnico debe localizar no sólo los bancos de material impermeable, si no también las zonas y bancos donde puedan tomarse los materiales-estabilizadores como el material de transición y la roca.

Una vez hecha la exploración, se procede a localizar -- los bancos de préstamo de materiales que se emplearán en la construcción de la cortina y de las demás obras proyectadas, fijándose para esta localización en los factores más importantes para determinar un banco de préstamo; como calidad de los materiales que -- existen en cada uno de dichos bancos, que la distancia al sitio -- donde se van a emplear los materiales no resulte antieconómico y -- que el sitio donde puede localizado el banco tenga un acceso más ó menos fácil desde la boquilla. Es conveniente con respecto a los -- materiales finos, que en los bancos de préstamo que se localicen, -- se encuentren en tierras-bajas, las cuales será conveniente explotar para los primeros tendidos del terraplén de la cortina y tierras altas para cuando tenga lugar el cierre de la cortina, el acarreo que se haga, sea en las condiciones más favorables posibles -- por lo que respecta a desnivel entre el lugar de explotación y el lugar donde se colocará el material. En los bancos escogidos por -- reunir ventajosamente los factores antes expuestos, tanto de material impermeable como de materiales pétreos, debe procederse a iniciar la apertura de excavaciones, generalmente pozos a cielo abierto, en los materiales finos y de transición y perforaciones en la roca, que pongan al descubierto al técnico comisionado el tipo ó -- tipos de material que existen en cada banco. Conforme se va abriendo un pozo, hay que fijarse en los paredones del mismo, en las capas que van apareciendo con el fin de hacer un corte geológico de los diferentes bancos y hacer una distinción, si es que la hay, de los distintos materiales que se observen en el pozo.

Si la variación vertical de los materiales en un pozo -- es tal que se considera que influya en el comportamiento de cada -- uno de los materiales, es decir que en la construcción dichos materiales se comporten de diferente manera, entonces es conveniente -- muestrear por separado cada una de las capas que aparezcan en el -- pozo.

En el caso del estudio que nos ocupa, se hicieron las -- exploraciones necesarias tanto del lado aguas arriba, como aguas -- abajo, en un radio de acción de 5 km. aproximadamente, tratando de encontrar los sitios apropiados para localizar los bancos de préstamo.

Hacia aguas arriba y en ambos márgenes del río Humaya, se localizaron tres bancos de préstamo de material impermeable; en la margen izquierda se localizó el préstamo "B", distante de ella unos 500 M. y aproximadamente a 1.5 km. de la boquilla. En la margen derecha se localizó una amplia zona de material impermeable en la cual se situaron los préstamos A y C, esta zona dista aproximadamente 2 km. de la margen derecha hacia aguas arriba y se acerca hasta unos 500 M. aguas abajo de la boquilla, como puede apreciarse en el plano respectivo.

Como material permeable en la zona de transición podremos usar el material de acarreo, grava y arena depositada en el cauce del río. Para los enrocamientos se dispone de bancos de materiales pétreos de buena calidad.

Los volúmenes de materiales aportados por los préstamos se consideran suficientes para la realización de la obra.

Muestreo.-

El conocimiento de los estratos que van a soportar la estructura y de los materiales que la constituyen, se obtiene tomando porciones o muestras representativas de los suelos cuyo estudio se hace en los laboratorios. La obtención de dichas muestras es cosa sencilla, pero hay ciertas reglas que han sido establecidas y que es necesario observar.

Las muestras representativas de los suelos son de dos tipos: las inalteradas que son porciones de suelo con las mismas condiciones estructurales, peso volumétrico, humedad y relación de vacíos en que se encuentran en la naturaleza y las alteradas ó remoldeadas en las cuales no se conservan dichas condiciones.

Las muestras remoldeadas ó alteradas pueden abarcar toda la profundidad de ataque de un banco y entonces toman el nombre de muestras "integrales"; o bien pueden representar únicamente una capa de determinado espesor variable y en este caso constituye las muestras "parciales" ó muestras por capas.

En general para estudiar a los materiales que van a soportar la estructura o sea los materiales de cimentación, se requieren muestras inalteradas que se obtienen por medio de pozos a cielo abierto o con máquinas perforadoras que obtienen corazones de material a la profundidad que se requiera. En cambio para obtener las muestras del material que formará parte de la estructura, solo se requiere que las muestras obtenidas representen en lo posible el material que constituye el banco; esto se logra por medio de pozos ó sondeos hechos a una distancia conveniente uno de otro, distancia que varía con la uniformidad del material que se encuentra en cada banco. A continuación se describe en detalle el

Procedimiento que se sigue con respecto a los materiales finos.

Los pozos deben ser excavados en un número suficiente - que permita, dada la extensión de un banco, limitar y estimar las áreas en que se encuentran distintos materiales, así como la profundidad media de los mantos. Con estos datos se está en posibilidad de calcular la potencia de un banco.

Es conveniente para que el muestreo que se efectúe represente lo mejor posible a los materiales que se encuentran en cada banco, trazar una cuadrícula orientada y referida a la cuadrícula de 1 km. por lado del levantamiento topográfico, ó en su defecto al eje de la cortina, con el objeto de conocer las distancias de acarreo del material, y en ella localizar los pozos de una manera simétrica con respecto al banco. Es conveniente hacer un croquis de los bancos de préstamo y en él localizar y anotar la nomenclatura que se va dando a cada pozo con el fin de identificarlo rápidamente sobre el terreno en caso necesario, anotar las observaciones que se hagan en cada pozo, para posteriormente lograr los perfiles correspondientes a dichos pozos.

El muestreo debe hacerse de acuerdo con el equipo que vaya a emplearse en la explotación de cada banco, si esta se hace por medio de escrapas, el muestreo deberá hacerse por capas, si por el contrario, la explotación piensa hacerse por medio de palas mecánicas ó dragas el muestreo deberá ser integral. Las muestras deben ser en cantidad suficiente para permitir todas las pruebas de laboratorio y además repetir las incorrectas, por lo general se considera que con 30 kg. de material es suficiente para la realización de las pruebas.

Los pozos a cielo abierto se excavan generalmente con una anchura de 1.00 M x 1.80 ó 2.00 M. de longitud hasta la profundidad requerida por el volumen necesario para la estructura, o hasta encontrar roca firme o bien agua freática superficial.

En el caso particular del proyecto de la presa El Humaya, después de haber efectuado el reconocimiento general, se localizaron 3 bancos de préstamos de material impermeable, las zonas de depósito de acarreo del río y los bancos de roca inmediatos a la boquilla.

En el plano adjunto se puede ver la localización de los bancos de préstamos de material impermeable, por lo que respecta a este material se pueda resumir lo siguiente:

En los materiales que forman el préstamo A se excavaron 75 pozos a cielo abierto que quedaron localizados en una cuadrícula de 100 m. de entre-eje.

El material dominante en este préstamo como puede apreciarse en los perfiles geológicos es el clasificado como B_p (Arcillas inorgánicas) y en menor cantidad también se tiene arenas arcillosas (AB).

En este banco se muestrearon 8 pozos cuyo material se consideró representativo del banco. Se hicieron muestras del material clasificado como "E_p", de las cuales una correspondió al material que resultó más grueso, otra al primedio y la última al más fino. Se hicieron muestras por capas e integrales de los pozos: 7, 11, 17, 61 y 72 y muestras únicamente integrales de los Pozos: 39, 66 y 73.

En el banco B se hicieron 21 pozos que quedaron localizados en cuadrícula de 100 m. de entre-eje como en caso anterior, pero la mayoría de los pozos presentaron poca profundidad por lo que fueron desechados.

De este préstamo se hicieron muestras por capas e integrales de los pozos 1, 2, 3, 4, 8, 10 y 14.

En el banco C se excavaron 39 pozos localizados en cuadrícula de 200 M. de entre-eje dada la uniformidad aparente del material existente en él.

De este préstamo se hicieron muestras integrales y -- por capas de los pozos 2, 7, 8, 10, 15, 20, 21, 27, 30 y 37 que se consideraron representativos del conjunto.

Tomando un promedio de las profundidades de los pozos para cada uno de los bancos, se determinará la potencia de cada uno de los préstamos, lo cual se indica en la tabla siguiente:

Préstamo.	Prof. Media.	Volumen.
A	1.78 M.	1.000.000 M3.
B	1.85 M.	100.000 M3.
C	1.16 M.	1.400.000 M3.

Los muestreos efectuados son de tipo integral por lo que en general la explotación podrá hacerse con palas mecánicas que ataquen integralmente toda la capa aprovechable en cada banco.

Como los préstamos están localizados aguas arriba del eje de la cortina el banco B quedará ahogado por lo que será el que se explote primero y para el cierre se utilizarán los bancos "A" y "C".

El material grava y arena lo obtendremos del material de acarreo del río de las zonas de depósito, que nos proporcionan un volumen suficiente.

Por lo que respecta al enrocamiento que se necesita en la estructura, puede tomarse del lugar más conveniente, ya que en las cercanías de la boquilla se encuentran depósitos de

roca a la vista bastante sana.

Estos han sido en términos generales los estudios y trabajos en el campo que se han tomado en cuenta en el proyecto de la presa de El Humaya.

III.- ESTUDIOS DE LABORATORIOS.

En el proyecto de una cortina de materiales graduados es de primer importancia el papel que desempeña el laboratorio de Mecánica de Suelos, ya que de los estudios que se hacen en dicho laboratorio se deducen las propiedades mecánicas de los materiales que serán empleados en la construcción de la estructura.

Las principales pruebas que constituyen un estudio de laboratorio de Mecánica de Suelos con respecto a los materiales finos son:

- a).- Determinación de las propiedades índice que comprenden la ejecución de las pruebas de:
 - Granulometría
 - Densidad
 - Límites de Consistencia (Atterberg)
 - Permeabilidad.

- b).- Determinación del comportamiento del suelo como material de construcción de una presa o dique - por medio de las siguientes pruebas:
 - Compactación (Proctor estándar)
 - Resistencia al esfuerzo cortante (Compresión -- Triaxial).
 - Compresibilidad (Consolidación)

Las pruebas índice sirven para determinar las propiedades físicas de los suelos, que se utilizan para clasificarlos.

La prueba de granulometría consiste en la determinación de la distribución de los tamaños de las partículas que constituyen un suelo.

Los suelos en general pueden clasificarse, atendiendo exclusivamente a su granulometría como areno-limosos, areno-arcillosos, limo-arcillosos, etc., según sea la preponderancia de los tipos básicos de tamaños de las partículas componentes de un suelo. La clasificación granulométrica es muy útil, porque la prueba en que está basada es una de las primeras que se efectúan, dando en esta forma al encargado de coordinar los trabajos de laboratorio una idea temprana del comportamiento del suelo en el resto de las pruebas.

La densidad se define como la relación entre el peso de los sólidos del material y el peso de volumen de agua que dichos sólidos desalojan.

La densidad o gravedad específica de los suelos, es una propiedad física que no dice gran cosa con respecto a su comportamiento mecánico, pero es una propiedad que es necesaria para poder calcular relaciones importantes como el grado de saturación y la relación de vacíos.

Los límites de consistencia se determinan con el propósito de conocer la plasticidad o compresibilidad de los suelos o de la fracción fino de éstos, que comprende a las partículas cuyo diámetro es menor que 0.420 mm. es decir, de la parte del suelo que comprende los grupos básicos de tamaños de partículas conocidas como arena fina, limo y arcilla.

La parte fina de los suelos tiene marcada influencia en el comportamiento del material, por esta razón es muy útil conocer su clasificación de acuerdo con su consistencia. Dicha clasificación se obtiene de la gráfica de plasticidad, naturalmente la importancia de la clasificación basada en la gráfica de plasticidad, depende del valor del porcentaje que con respecto al total del material representan las partículas cuyo diámetro es menor de 0.420 mm.

La determinación de estos límites de consistencia nos da una idea de la resistencia del suelo al esfuerzo cortante y la mayor o menor trabajabilidad del mismo.

El fenómeno de la permeabilidad de los suelos es muy complejo debido a la naturaleza de los mismos, sin embargo, es una de las propiedades físicas más importantes de ellos, pues está íntimamente ligada con su comportamiento mecánico.

El coeficiente de permeabilidad (k) se expresa generalmente en cm/seg. $\times 10^{-4}$; depende entre otros factores del tamaño y forma de los granos que componen el suelo, de la relación de vacíos, del contenido de materia orgánica y de la temperatura. Siendo este coeficiente distinto para cada tipo de suelo, es necesario determinarlo experimentalmente para cada tipo de suelo en particular.

En algunos casos, como por ej: tratándose de los terraplenes de las presas y diques, las pruebas de permeabilidad deben hacerse con material remoldeado y compactado a la relación de vacíos que tendrá en la construcción, determinando el coeficiente de permeabilidad tanto paralela como normalmente a la estratificación que se produce en el material con el proceso seguido durante su compactación.

Es conveniente en estos casos hacer varias pruebas de permeabilidad variando la relación de vacíos de las muestras, construyendo una gráfica que nos muestra la variación de permeabilidad con respecto a la relación de vacíos y por lo tanto a la compactación, lo cual sirve para saber la permeabilidad que se está obteniendo en la construcción del terraplén en estudio.

Es muy importante obtener el coeficiente de permeabilidad, tanto en sentido vertical como en sentido horizontal, - porque el valor de la relación entre los dos, es un dato que se precisa para efectuar el análisis de estabilidad de una sección de una cortina.

Las pruebas de permeabilidad sólo dan una idea del valor real de la permeabilidad de un suelo, es decir, no dan el orden de magnitud del coeficiente de permeabilidad. En la práctica, los valores exactos no son necesarios, toda vez que los suelos dentro de una uniformidad relativa, pueden presentar variaciones notables de un punto a otro, situados a una corta distancia entre sí.

Prueba de Compactación (Próctor).- Cuando la tierra se emplea como material de construcción, como es el caso de los diques y cortinas de las presas de tierra, rellenos de caminos y ferrocarriles, etc., se procura que el suelo quede en condiciones óptimas de calidad. Para obtener un producto de calidad en el caso especial de los suelos, éstos deben estar en estado denso. Este criterio es el generalmente admitido.

Al aumentar la densidad aparente de un suelo, aumentará su resistencia al esfuerzo cortante y su peso volumétrico. Al mismo tiempo disminuirá su compresibilidad y el suelo se hará más impermeable. Sin embargo, el estado de densidad a que debe llevarse un suelo, queda limitado por razones prácticas de trabajabilidad y economía. La prueba Próctor estándar de compactación se reconoce como el límite práctico al que debe tenderse, en cuanto a densidad aparente del suelo se refiere.

Los modernos equipos de compactación son cada vez más pesados y actualmente, es posible llegar a sobrepasar en el campo, el grado de compacidad que puede obtenerse en el laboratorio por medio de la prueba próctor estándar de compactación. Algunas autoridades en la materia consideran que una sobrecompactación es perjudicial, pero otros no están de acuerdo.

Un suelo se puede compactar a distintos pesos volumétricos, variando el contenido de agua del mismo. Para un método de compactación dada, el contenido de agua para el cual se obtiene el peso volumétrico máximo, se llama humedad óptima.

La prueba de compactación Próctor estándar nos indica por medio del valor de la humedad óptima, la mayor o menor dificultad que se tendrá para lograr la compactación adecuada del suelo en la construcción del terraplén, dándonos una idea para la elección del equipo que deba emplearse en dicha operación.

Al mismo tiempo las pruebas de compactación proporcionan datos para el control del contenido de humedad del suelo -

durante la construcción del terraplén, para asegurar que se ob- tenga la máxima densidad práctica.

En la prueba de compactación Próctor estándar, está basada la compactación que se les da a los especímenes de prueba usados en la determinación del esfuerzo cortante, las pruebas de permeabilidad y consolidación.

Determinación de la resistencia al esfuerzo cortante.- Para diseñar una estructura de tierra se requiere como dato esencial la resistencia al esfuerzo cortante del material que se va a utilizar en la construcción. Esta resistencia se determina mediante las pruebas de compresión triaxial.

En los suelos la resistencia al esfuerzo cortante está dada por los valores del ángulo de fricción (ϕ) y de la cohesión (c).

En las arenas y en general en los suelos no cohesivos la fricción es sinónimo de la resistencia al esfuerzo cortante

En las pruebas de compresión triaxial se trata de reproducir lo más fielmente posible, las condiciones críticas -- que se supone van a presentarse en la vida de la estructura, -- obteniéndose los valores del ángulo de fricción y la cohesión -- para dichas condiciones críticas.

Las condiciones críticas iniciales de trabajo son las que se imponen en la prueba de compresión triaxial rápida sin consolidar y las condiciones críticas finales se reproducen en las pruebas rápidas consolidadas.

Al efectuar estas pruebas se fabrican los especímenes considerando el 95 % de compactación con respecto a las pruebas Próctor estándar; en esta forma la prueba será representativa de las condiciones medias en que quedará el terraplén terminado, ya que en el campo se sigue el criterio de controlar la compactación considerando como base el 95 % de compactación. Se saturan los materiales al 100 % con el objeto de que en ellos se desarrollen las mayores presiones de poro posibles.

Estas condiciones se consideran como las más severas posibles.

En las pruebas rápidas sin consolidar no se permite -- que el agua que ocupa los vacíos de la probeta, fluya, y en consecuencia el agua toma parte de la carga que se aplica a la probeta, disminuyéndose la presión a que están sujetos los sólidos. Estas condiciones pueden presentarse en la falla de una estructura de tierra, si en el momento de fallar no ha habido tiempo de que se consolide el material por su propio peso, (es decir, que no haya expulsado toda el agua que el peso propio de la estructura es capaz de expulsar) y si las fuerzas exteriores actuantes, son lo bastante rápidas para no permitir que

cambie el contenido de humedad de la masa de suelo.

Las pruebas consolidadas rápidas son aquellas que se efectúan en muestras que han sido sujetas a una presión uniforme durante el tiempo necesario para permitir el flujo total del agua que dicha carga es capaz de expulsar, aplicándoles posteriormente una carga axial que se incrementa rápidamente hasta la ruptura de la muestra, de tal modo, que durante el segundo proceso de carga no se permite que cambie el contenido de humedad de la muestra. Con estas pruebas se pretende reproducir las condiciones más próximas a las que en general existen al fallar una estructura, que ya ha tenido tiempo de consolidarse bajo su propio peso.

Los valores de " ϕ " y "c" obtenidos de las pruebas rápidas sin consolidar, son los que se usan en el análisis de estabilidad para las condiciones iniciales de trabajo; los valores de " ϕ " y "c" obtenidos de las pruebas rápidas consolidadas se utilizan para las condiciones finales.

Prueba de Consolidación. - Todos los suelos se deforman cuando se someten a un sistema de cargas; existen tipos de suelos cuyas deformaciones son de tal magnitud, que es necesario conocer la ley que rige sus deformaciones, si se quieren usar con fines estructurales.

Dichas deformaciones se deben a dos causas:

Una, debida a la expulsión del agua y la otra a la deformación y acomodo de las partículas sólidas. La deformación debida a la expulsión de agua, se denomina consolidación secundaria.

La prueba de consolidación tiene por objeto determinar -- las características de la consolidación primaria, conociendo de ella la deformación que se tendrá en un tiempo cualquiera. La consolidación secundaria solo se estudia en casos especiales.

La prueba de consolidación nos proporciona los datos necesarios para calcular el coeficiente de compresibilidad (Δm) y el coeficiente de consolidación (c_m) de un suelo. Valores con los cuales se está en posibilidad para calcular los asentamientos de una estructura de tierra en cualquier período de tiempo y la capacidad de carga del material en que se cimentará la estructura.

Las pruebas de consolidación efectuadas con el material de cimentación de una estructura, deben hacerse utilizando muestras -- inalteradas de dicho material.

Los resultados de las pruebas de laboratorio efectuadas en el estudio de la Presa "El Humaya" se observan en las tablas de resumen que se presentan a continuación.

DIR. GRAL. DE ESTUDIOS Y PROYECTOS.
 DEPTO. DE INGENIERIA EXPERIMENTAL
 LAB. ENSAYE DE MATERIALES.

RIO HUMAYA, SIN.

ANTECEDENTE: DISTRITO DE RIEGO No. 10.- CONSTRUCCION.

RESULTADOS DE LABORATORIOS

MATERIALES PERMEABLES.

	56-224 R-1	56-225 R - 2		
Retenido en tamiz No. 4, en %	57.2	62.0		
Pasó por tamiz No. 4, en %.	42.8	38.0		
	Grava	Arena	Grava	Arena
Densidad	2.59	2.56	2.65	2.58
Peso volumétrico, kg/m ³ .	1740	1682	1833	1764
Absorción, %.	1.25	2.12	1.35	2.31
Pérdida por lavado, %.	- -	2.21	- -	4.98
Materia orgánica, prueba a color.	- "	Inf.Lám.	- -	Ing. Lám.
Análisis Granulométrico, en %.				
Retenido en tamiz de 76 mm. (3")	0.0	9.8		
" " " " 38 mm. (1 1/2")	29.6	32.5		
" " " " 19 mm. (3/4")	32.5	23.9		
" " " " 9.5 mm. (3/8")	24.3	19.6		
" " " " N ^o . 4	13.6	14.2		
" " " " 8		9.6		11.5
" " " " 14		18.2		16.2
" " " " 28		49.7		30.6
" " " " 48		16.5		24.7
" " " " 100		3.4		11.8
Pasó por tamiz No. 100		2.6		5.2
Módulo de finura.	7.78	3.06	8.04	2.75

Las características físicas de estos agregados son satisfactorias.
 El contenido de finos en la muestra No. R-1, es bajo.

RESULTADOS DE LAS PRUEBAS DE LOS BANCOS DE PRESTAMO DE LA PRESA DEL RIO

HUMAYA, SIN.

P R E S T A M O "A"

Pozo No.	% que pasa la malla - # 200.	Densidad.	Límite Líquido %	Límite Plástico %	PRUEBAS FROCTOR	
					Peso Seco en K/m ³ .	Humedad Optima %
2	54.0	2.63	38.0	25.6	1705	18.5
3	49.6	2.63	42.0	23.9	1705	17.2
4	51.5	2.64	43.0	21.3	1655	18.0
5	14.8	2.67	40.4	23.5	1700	17.3
7	12.8	2.72	34.0	23.0	1740	16.2
9	29.3	2.66	44.4	23.2	1675	17.2
10	32.6	2.64	43.4	26.5	1700	16.4
11	34.4	2.64	42.5	23.0	1690	18.2
14	49.1	2.69	48.8	25.7	1620	17.0
15	50.9	2.72	42.3	19.5	1660	20.1
16	43.8	2.66	40.1	20.3	1710	19.5
17	37.7	2.70	38.1	23.6	1740	15.0
19	45.7	2.69	56.5	23.4	1660	17.7
20	18.4	2.64	38.0	24.6	1690	17.0
21	42.3	2.66	52.1	24.6	1690	19.0
22	57.6	2.66	45.8	21.9	1620	18.6
25	47.8	2.65	49.8	22.4	1635	20.0
26	57.7	2.63	53.7	22.9	1650	18.0
28	62.9	2.67	50.3	28.0	1620	18.0
29	43.8	2.69	41.6	27.4	1615	18.0
32	14.7	2.70	47.3	22.5	1760	15.5
33	54.2	2.65	45.0	25.4	1675	19.6
36	59.9	2.65	37.7	22.5	1720	18.2
37	46.0	2.64	39.7	20.9	1655	21.1
38	56.5	2.69	48.8	26.1	1675	17.0
39	48.3	2.64	41.9	25.2	1680	17.1
40	31.5	2.69	36.5	24.6	1640	22.0
43	58.6	2.65	41.6	22.7	1685	18.0
44	60.6	2.71	49.0	25.1	1620	23.0
45	42.9	2.65	39.0	27.7	1720	19.0
46	57.9	2.70	36.6	23.7	1730	17.0
47	49.2	2.70	39.0	25.6	1670	17.5
48	71.2	2.66	44.7	19.9	1660	18.5
51	34.8	2.64	50.9	23.1	1620	21.0
52	58.0	2.69	56.8	24.7	1680	19.0
53	44.8	2.70	35.6	24.3	1765	16.9
55	67.7	2.63	46.6	28.9	1710	19.0
58	31.4	2.70	35.4	25.0	1700	19.5
61	60.6	2.65	42.0	22.6	1740	18.0
64	54.3	2.64	42.0	28.8	1680	20.5
65	44.7	2.63	37.5	25.8	1710	17.2
66	32.1	2.72	40.5	26.2	1665	18.0
67	37.0	2.65	37.7	26.7	1670	18.2
68	33.6	2.67	43.1	25.3	1670	17.0
69	59.1	2.64	43.4	23.7	1690	19.0
72	54.7	2.65	44.7	24.1	1710	19.5
73	32.8	2.63	40.1	30.5	1700	16.0
75	42.8	2.69	39.6	26.8	1660	18.0

RESULTADOS DE LAS PRUEBAS DE LOS BANCOS DE PRESTAMO DE LA PRESA DEL RIO

HUMAYA, SIN.

P R E S T A M O "B"

Fozo Ho.	% que pasa la malla - # 200.	Densidad	Límite Líquido %	Límite Plástico %	PRUEBAS Peso Seco en K/m ³ .	PROCTOR Humedad Optima %
1	56.9	2.66	41.1	23.8	1670	17.5
3	64.8	2.67	47.5	25.1	1630	19.8
4	48.6	2.68	46.2	25.4	1660	19.0
8	79.6	2.69	41.9	22.6	1630	18.8
10	48.8	2.72		27.1	1720	17.5
14	83.6	2.70	46.9	20.8	1630	19.5

RESULTADOS DE LAS PRUEBAS DE LOS BANCOS DE PRETAMOS DE LA PRESA DEL RIO

HUMAYA, SIN.

P R E S T A M O "C"

Pozo No.	% que pasa la malla - # 200.	Densidad.	Limite Líquido %	Limite Plástico %	PRUEBAS PROCTOR	
					Peso Seco en K/in ³ .	Humedad Optima %
2	81.0	2.60	57.1	26.2	1560	20.5
3	54.7	2.69	46.0	27.7	1690	19.0
5	46.5	2.67	45.0	27.4	1780	16.4
7	62.3	2.70	42.0	25.0	1630	19.5
8	62.6	2.72	51.1	20.0	1630	17.4
9	61.9	2.65	52.2	26.5	1630	18.7
10	72.7	2.67	57.0	21.7	1610	18.5
11	78.9	2.73	44.5	26.2	1620	22.0
15	52.8	2.71	41.5	24.0	1670	19.5
16	48.9	2.68	42.1	23.5	1650	19.0
17	73.7	2.69	50.1	21.8	1600	19.6
18	51.2	2.72	42.1	22.4	1680	18.8
19	62.7	2.66	47.8	26.7	1640	19.0
20	43.0	2.62	33.1	25.0	1740	16.0
21	40.0	2.66	39.1	20.7	1725	17.0
22	71.0	2.70	52.0	20.7	1620	19.8
23	57.2	2.66	45.4	24.0	1675	16.7
24	65.6	2.69	50.1	23.0	1680	18.5
27	61.0	2.64	51.8	20.9	1730	14.3
28	70.2	2.62	36.5	22.2	1720	19.0
29	59.2	2.69	51.8	19.7	1680	17.6
30	79.0	2.67	48.5	24.3	1630	20.8
32	72.9	2.69	53.1	27.6	1665	19.5
33	60.9	2.66	49.6	20.6	1740	18.0

IV.- ANALISIS DE RESULTADOS.

Los resultados obtenidos en las pruebas de laboratorio, deben interpretarse y correlacionarse correctamente, para que sean de utilidad a los proyectistas y a los encargados del control de la calidad de los materiales durante la construcción, dichos resultados se utilizan principalmente para clasificar el material en grupos de acuerdo con sus características físicas y mecánicas, deducir las características que deben tomarse para el análisis de estabilidad y diseño de la estructura en estudio y formar gráficas que sirvan como guía inicial a los encargados del control de los materiales en el campo.

En el caso particular de nuestro estudio, los resultados de las pruebas de granulometría, Próctor y esfuerzo cortante se sometieron a un análisis gráfico estadístico con el objeto de visualizar de una manera sencilla las diferencias físicas y mecánicas de los materiales impermeables disponibles y poder clasificarlos por tipo de material de acuerdo con los valores de dichas características. Comúnmente se observa una buena correlación entre los resultados de las tres pruebas antes mencionadas, para cada tipo de material, aunque en ocasiones una o más de las características no armonizan con las restantes. En estos casos se adopta como criterio para definir el comportamiento del material, los resultados de las pruebas de esfuerzo cortante, puesto que primordialmente esta característica es la que indica la calidad del material desde el punto de vista de la estabilidad de la estructura que se proyecta. Este criterio sólo es válido, si el material cumple con los requisitos básicos de permeabilidad y trabajabilidad. El análisis gráfico de nuestro estudio se presenta en la gráfica adjunta, y de su observación se puede concluir lo siguiente, con referencias a cada una de las características analizadas.

Granulometría.- Puede observarse en la gráfica correspondiente que los materiales ensayados en el laboratorio no presentan grandes variaciones en su granulometría, pues en general no contienen altos porcentajes de grava y si se presenta altos porcentajes de finos en los materiales obtenidos en los bancos de préstamo "A", "B" y C.

Se puede observar que el tipo básico de material predominante es arcilloso; siendo arcillas inorgánicas de plasticidad alta a media.

Compactación (Próctor estándar) En esta gráfica se observa buena correlación con la gráfica de granulometría ya que tanto en lo que respecta a los valores del peso volumétrico máximo y de la humedad óptima no se presentan fuertes variaciones.

Esfuerzo Cortante.- Los resultados de las pruebas de compresión triaxial nos muestran que el material manifiesta las características de los materiales cohesivos. En el análisis gráfico -

estadístico se observa una buena correlación entre los resultados de las pruebas de granulometría y Próctor Estándar.

De acuerdo con la correlación existente entre las tres pruebas nuestro material puede clasificarse como arcilloso.

Además de esta clasificación del material es conveniente clasificar la parte fina de los suelos, por medio de la gráfica de plasticidad que nos indica el origen orgánico o inorgánico de dichas fracciones y su plasticidad o compresibilidad relativa.

La parte fina de los suelos provenientes de los préstamos de la presa del río Humaya, se clasifican según la gráfica de plasticidad como arcillas inorgánicas de plasticidad alta y media, habiendo pocas variaciones en general y encontrándose arenas arcillosas mal graduadas y de plasticidad media. Lo cual concuerda con los resultados de las pruebas de compactación y esfuerzo cortante.

De la clasificación del material de acuerdo con la gráfica de plasticidad se conocen a grandes rasgos algunos de sus propiedades y basándose en éstas se pueden ver cuales usos son los más apropiados para dicho tipo de material. A continuación están resumidas las propiedades y usos de cada tipo de material de acuerdo con la clasificación hecha según la gráfica de plasticidad.

Material- (A-Bp) mezcla mal graduada de arena y arcilla inorgánica de plasticidad baja.

Localización e identificación del laboratorio.

Banco A Ig - 14

Banco C Ig - 33

Propiedades.

Impermeable compactado.

Regular resistencia al esfuerzo cortante una vez compactado y saturado.

Compresibilidad media compactado y saturado.

Trabajabilidad como material de construcción buena.

Usos en presas de tierra compactada a rodillos.

En sección de material homogéneo medio.

En el corazón impermeable bueno.

En zona de transición malo.

Material.- (Bp) Arcillas arenosas inorgánicas de plasticidad media.

Localización e identificación de laboratorio.

Banco A Ig (15 - 17 - 19 - 20 - 21)

Banco B Ig (22 - 24 - 25)

Banco C Ig (29 - 30 - 32 - 34)

Propiedades.

Impermeable compactado.

Regular resistencia al esfuerzo cortante, una vez compactado y saturado.

Compresibilidad media, compactado y saturado.

Trabajabilidad buena como material de construcción.

Usos en presas de tierra compactada a rodillos.
 En sección de material homogéneo regular.
 En el corazón impermeable bueno.
 En zona de transición malo.

Material.- (AB) Arena arcillosa, mezcla de arena y arcilla mal graduada de baja plasticidad.
 Localización e identificación de laboratorio.

Banco A Ig - 16

Propiedades
 Impermeable compactado.
 Buena resistencia al esfuerzo cortante una vez saturado y compactado.
 Baja compresibilidad, compactado y saturado.
 Buena trabajabilidad como material de construcción.
 Usos en presas de tierra compactada a rodillos.
 En sección material homogéneo bueno.
 En corazón impermeable bueno.
 En zona de transición malo.

Material.- (Bc) Arcillas inorgánicas de alta plasticidad.
 Localización e identificación del laboratorio.

Banco A Ig - 18

Banco B Ig - (23 - 27)

Banco C Ig- (28 - 31 - 35 - 36 - 37)

Propiedades.
 Impermeable compactado.
 Baja resistencia al esfuerzo cortante compactado y saturado.
 Alta compresibilidad, compactado y saturado.
 Mala trabajabilidad como material de construcción.
 Usos en presas de tierra compactada a rodillos.
 En sección material homogéneo regular.
 En sección corazón impermeable regular.
 En zona de transición. Malo.

Material.- (Lp) Limo inorgánico y arenas finas de plasticidad media.
 Localización e identificación del laboratorio.

Banco B Ig - 26

Propiedades
 Hemipermeable compactado.
 Regular resistencia al esfuerzo cortante compactado y saturado.
 Compresibilidad media, compactado y saturado.
 Regular trabajabilidad como material de construcción.
 Usos en presas de tierra compactada a rodillos.
 En sección de material homogéneo regular.
 En corazón impermeable. regular.
 En zona de transición. malo.

Una vez analizados los resultados de las pruebas y habiendo obtenido el tipo de material predominante, se procede a obtener las características mecánicas de -- los materiales que formaran parte de la estructura.

Para obtener las características mecánicas que deben tomarse en cuenta en el diseño de la sección de la cortina, es necesario llegar a definir aquéllas que sean representativas de los materiales en conjunto, y que sean concordantes con las que en -- realidad se van a obtener en la construcción. A este respecto -- existen tres criterios a seguir para llegar a definir dichas ca-- racterísticas.

- 10.- Si se tiene una gran similitud en las características de los materiales en la profundidad de los pozos es uniforme en todo el banco, se puede -- aplicar sin grave error el promedio aritmético -- de sus propiedades como representativos del conjunto.
- 20.- El criterio de la "media pesada", que considera que las características de cada pozo en particular, pesan en relación directa del volumen del material que razonablemente puede considerarse -- bajo su influencia. Se conoce la profundidad de cada pozo, y para conocer su área de influencia se divide arbitrariamente los bancos de préstamo en zonas de influencia correspondientes a cada -- pozo. Las líneas que dividen estas zonas, se trazan siguiendo la forma más lógica y razonable -- posible. Una vez divididos así los préstamos se -- consideran los volúmenes correspondientes a cada pozo y se calculan las características mecánicas correspondientes, dividiendo la suma de productos de cada valor por su volumen correspondiente entre el volumen total de la zona o banco considerado. Este criterio resulta aplicable cuando -- los préstamos tienen diferencias notables en la profundidad de sus pozos; o bien, cuando a pesar de que se trate de un mismo material haya variaciones apreciables en las características correspondientes a cada uno de los pozos.
- 30.- Cuando los estudios efectuados nos permiten conocer perfectamente los materiales y cuando en la construcción se va a efectuar un control muy riguroso de la calidad del producto, cualquiera de los criterios anteriores puede seguirse aplicándolo correctamente, pero cuando se tienen pocos conocimientos de los materiales o poca confianza

en la forma de efectuar el control en la construcción, es aconsejable, para estar siempre del lado de la seguridad, adoptar los valores mínimos que resulten de las pruebas del laboratorio.

En el estudio que nos ocupa debido a la similitud de las características de los materiales y la profundidad de los bancos, usaremos el criterio del promedio aritmético para obtener las características representativas del conjunto, tanto por lo que respecta a las pruebas índice y Próctor como para obtener los valores de la cohesión y del ángulo de fricción.

Los valores representativos de las características del conjunto son las siguientes:

Material arcilloso.

Densidad	S = 2,696
Peso volumétrico.	p = 1,716 T/M ³ .
Humedad.	W = 19.3
Peso saturado	sat = 2,043 T/M ³ .
relación de vacíos C	= 0.571

De acuerdo con los ensayos realizados en el laboratorio, se han adoptado para los materiales del corazón impermeable las siguientes propiedades mecánicas:

Prueba rápida sin consolidar (condiciones iniciales de trabajo).

C mínima	= 5.9	Ton/M ² .
C máxima	= 7.7	Ton/M ² .

Prueba rápida consolidada (condiciones finales de trabajo).

C	= 4.5	Ton/M ² .
ϕ	= 16°	

Con las propiedades arriba anotadas se realizarán los análisis de estabilidad de la sección.

Los ensayos de los suelos permeables, grava y arena, indican, que como materiales de transición en la Zona 2 de la cortina son de magnífica calidad, pues se lograron pesos volumétricos mayores de 2200 kg/M³. vibrando el material en presencia de agua. De su estudio como agregados para concreto, se concluye que sus características físicas son satisfactorias. Se anexa el resultado de las mencionadas pruebas.

Las propiedades mecánicas de los materiales permeables son las siguientes:

Peso volumétrico seco	= 2200 kg/m ³ .
Peso volumétrico saturado	= 2200 kg/m ³ .
Condiciones iniciales de trabajo.	

$$\varnothing = 35^{\circ}$$

$$C = 0$$

Condiciones finales de trabajo.

$$\varnothing = 35^{\circ}$$

$$C = 0^{\circ}$$

Los materiales pétreos destinados a formar parte de los enrocamientos pueden considerarse de buena calidad y sus propiedades mecánicas son las siguientes:

Peso volumétrico seco = 1600 kg/m³.

Peso volumétrico saturado = 1600 kg/m³.

Condiciones iniciales de trabajo.

$$\varnothing = 45^{\circ}$$

$$C = 0$$

Condiciones finales de trabajo.

$$\varnothing = 45^{\circ}$$

$$C = 0^{\circ}$$

RESUMEN DE CARACTERISTICAS DE LAS PRUEBAS DE MECANICA DE SUELOS EFECTUADAS
EN MUESTRAS INTEGRALES PROCEDENTES DE LA PRESA "EL HUMAYA", S I N.

IDENTIFIC. DE LAB. Ig.	IDENTIFIC. DE CAMPO BANCO.	POZO.	DENSIDAD GRAVA.	ABSORCION GRAVA %	ANALISIS GRANULOMETRICO			LIMITES DE CONSISTENCIA		DENSIDAD MAT. No. 4.	SIMBOLO.	COMPACTACION PROCTOR.		E S F HUMEDAD INICIAL	
					GRAVA	GRAVA	FINES	LIQUEO	PLASTICO			INDICE PLASTICO	w _p /v _m K/m ³ OPTIMO		HUMEDAD % OPTIMA.
					3 ^a a No.4 %	No.4 a 200 %	No.200 %	%	%						
14	A	1	2.27	6.7	15.0	35.0	50.0	33.8	22.2	11.6	2.682	AB-B _p	1790	18.0	19.53 20.11 20.02 19.96 19.53 19.11 19.43 20.25 20.16 20.18 19.39
15	A	11				23.0	77.0	41.5	20.2	21.3	2.726	B _p	1700	20.3	
16	A	17	2.19	4.9	20.0	50.0	30.0	35.5	19.4	16.1	2.701	AB	1780	18.4	22.10 22.23 21.92 22.01
17	A	33				27.0	73.0	47.7	22.1	25.6	2.715	B _p	1720	19.0	
18	A	51				22.0	78.0	52.3	19.4	32.9	2.676	B _c	1625	21.8	26.72 26.15 26.26 26.56 24.60 24.79 25.04 24.58 27.01 27.24 26.99 26.70
19	A	61				20.0	80.0	46.0	19.7	26.3	2.685	B _p	1715	18.0	23.19 23.00 22.87 22.79 24.41 23.35 22.64
20	A	65	2.32	5.0	6.0	12.0	82.0	35.5	23.6	11.9	2.684	B _p	1720	19.0	
21	A	72				23.0	77.0	42.7	24.4	18.3	2.603	B _p	1660	21.5	
22	B	1	2.37	4.3	5.0	26.0	69.0	43.0	19.2	23.8	2.745	B _p	1790	18.5	
23	B	3				17.0	83.0	53.3	18.1	35.2	2.726	B _p	1662	18.7	25.83 25.50 25.34 25.38

RESUMEN DE CARACTERISTICAS DE LAS PRUEBAS DE MECANICA DE SUELOS ESPECTUADAS
EN MUESTRAS INTEGRALES PROCEDENTES DE LA PRESA "EL HUMAYA", S I N.

S GRANULOMETRICO		LIMITES DE CONSISTENCIA			DENSIDAD MAT. No. 4.	SIMbolo.	COMPACTACION PROCTOR.		ESFUERZO CORTANTE.												
GRAVA No. 4 a 200 %	FINOS No. 200 %	LIQUIDO %	PLASTICO %	INDICE PLASTICO			$\frac{w_p}{w_L}$ $\frac{E}{E_s}$ OPTIMO	HUMEDAD %	OPTIMA.	HUMEDAD.		RELAC. VACIOS.		SATURACION.							
								INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL								
35.0	50.0	33.8	22.2	11.6	2.682	AB-B _p	1790	18.0	19.53		0.544	96.27	0.00	1.84							
									20.11		0.548	98.41	1.49	2.99							
									20.02		0.550	97.59	3.00	3.71							
									19.96		0.549	97.58	7.00	4.08							
									19.53		0.541	96.82	0.00	1.15							
									19.11		0.492	104.13	1.49	3.29							
									19.43		0.534	97.57	2.96	4.37							
									20.25		0.551	99.00	7.00	4.67							
									20.16	19.87	0.565	0.557	95.74	95.68	0.49	3.25					
									20.18	18.64	0.552	0.511	98.02	97.85	2.95	7.96					
									19.39	16.69	0.542	0.470	95.97	95.37	7.00	13.17					
									23.0	77.0	41.5	20.2	21.3	2.726	B _p	1700	20.3				
									50.0	30.0	35.5	19.4	16.1	2.701	AB	1780	18.4	22.10		0.665	95.45
22.23		0.630	95.81	1.50	1.17																
21.92		0.623	95.09	3.00	1.15																
22.01		0.637	93.27	7.00	1.26																
27.0	73.0	47.7	22.1	25.6	2.715	B _p	1720	19.0													
22.0	78.0	52.3	19.4	32.9	2.676	B _c	1625	21.8	26.72		0.767	93.25	0.00	0.83							
									26.15		0.756	95.61	1.50	0.94							
									26.26		0.758	95.87	3.00	1.04							
									26.56		0.765	92.90	7.00	1.16							
									24.60		0.700	94.08	0.00	1.15							
									24.79		0.701	94.58	1.51	1.31							
									25.04		0.700	95.67	2.97	1.41							
									24.58		0.692	95.04	7.00	1.47							
									27.01	26.64	0.742	0.732	97.37	97.34	0.52	0.66					
									27.24	25.34	0.724	0.673	101.61	101.73	1.51	1.26					
									26.99	24.69	0.753	0.691	95.97	75.64	2.98	1.60					
									26.70	22.69	0.745	0.638	95.88	95.21	7.00	2.86					
									20.0	80.0	46.0	19.7	26.3	2.685	B _p	1715	18.0				
								23.19		0.668	93.09	0.00	1.05								
								23.00		0.653	94.52	1.50	1.41								
								22.87		0.659	93.25	2.97	1.53								
								22.79		0.660	92.66	7.00	1.66								
								24.41	21.87	0.670	0.670	97.87	97.68	0.49	1.71						
								23.35	22.21	0.662+	0.632	94.67	94.39	3.01	2.43						
								22.64	19.38	0.653	0.566	93.04	92.17	7.00	5.45						
12.0	82.0	35.5	23.6	11.9	2.684	B _p	1720	19.0													
23.0	77.0	42.7	24.4	18.3	2.603	B _p	1660	21.5													
26.0	69.0	43.0	19.2	23.8	2.745	B _p	1790	18.5													
17.0	83.0	53.3	18.1	35.2	2.726	B _p	1662	18.7	25.83		0.741	94.96	0.00	1.09							
									25.50		0.744	93.39	1.48	1.46							
									25.34		0.746	42.59	2.95	1.65							
									25.38		0.757	93.84	7.00	1.82							

RESUMEN DE CARACTERISTICAS DE LAS PRUEBAS DE MECANICA DE SUELOS EFECTUADAS
EN MUESTRAS INTEGRALES PROCEDENTES DE LA PRESA "EL HUMAYA", S I N.

IDENTIFIC. DE LAB. Ig.	IDENTIFIC. DE CAMPO		DENSIDAD GRAVA	ABSORCION GRAVA %	ANALISIS GRANULOMETRICO			LIMITES DE CONSISTENCIA		DENSIDAD MAT. No. 4.	SIMBOLO	COMPACTACION PROCTOR.		E HU INICIAL		
	BANCO.	POZO			GRAVA	GRAVA	FINOS	LIQUIDO	PLASTICO			INDICE	HUMEDAD %		OPTIMO	OPTIMA.
					3" a No. 4 %	No. 4 a 200 %	No. 200 %	%	%			PLASTICO				
24	B	4	2.44	4.0	13.0	20.0	67.0	46.4	18.2	28.2	2.720	B _p	1680	19.0	25.02 25.24 25.36 25.29	
25	B	8				12.0	88.0	44.7	20.2	24.5	2.711	B _p	1680	20.0	25.09 25.45 25.16 26.13 25.49 25.26 25.44 25.28	
26	B	10				10.0	90.0	39.0	26.2	12.8	2.736	L _p	1740	20.5	23.91 23.04 23.43 23.46 24.04 24.85 24.40 24.88	
27	B	14				6.0	94.0	53.6	18.3	35.3	2.716	B _o	1638	22.4	27.91 29.36 27.85 29.04 26.97 27.00 27.55 27.81 26.64 26.26 26.55	
28	C	2					27.0	73.0	65.0	19.2	45.8	2.659	B _o	1640	21.0	
29	C	7					17.0	83.0	43.7	19.3	24.4	2.702	B _p	1684	19.3	
30	C	8					22.0	78.0	50.0	18.5	31.5	2.699	B _p	1780	18.4	
31	C	10					14.0	86.0	54.1	17.7	36.4	2.690	B _o	1718	19.8	
32	C	15					15.0	85.0	42.8	19.3	23.5	2.715	B _p	1780	18.5	23.1 22.8 23.0 23.1 23.2 23.2 23.1 23.0

RESUMEN DE CARACTERISTICAS DE LAS PRUEBAS DE MECANICA DE SUELOS EFECTUADAS
EN MUESTRAS INTEGRALES PROCEDENTES DE LA PRUSA "EL HUMAYA", S I N.

TAMANO GRANULOMETRICO		LIMITE DE CONSISTENCIA			INDICE PLASTICO	DENSIDAD MAT. No. 4.	SIMBOLO	COMPACTACION PROCTOR.	E. S. F. B. R. Z. O. C. O. R. P. A. N. O. W.							
GRAVA No. 4 a 200 %	FINOS No. 200 %	LIQUIDO %	PLASTICO %	RELAC. VAGIOS. SATURACION					HUMEDAD		RELAC. VAGIOS. SATURACION		HUMEDAD			
							$\frac{W}{V_T}$ K/m ³ OPTIMO	HUMEDAD % OPTIMA.	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL		
20.0	67.0	46.4	18.2	28.2	2.720	B _p	1680	19.0	25.42	0.750	92.21	0.00	1.35			
									25.24	0.751	92.40	1.48	1.61			
									25.36	0.752	91.77	2.95	1.56			
									25.29	0.738	93.07	7.00	1.63			
12.0	88.0	44.7	20.2	24.5	2.711	B _p	1660	20.0	25.09	0.728	93.50	0.00	1.68			
									25.45	0.730	94.55	1.50	2.02			
									25.16	0.722	94.49	2.86	2.23			
									26.13	0.734	96.50	7.00	2.44			
									25.49	25.69	0.722	0.728	95.66	95.69	0.51	1.77
									25.26	24.92	0.723	0.733	94.68	92.24	1.54	2.42
									25.44	25.10	0.722	0.713	95.46	95.41	3.00	2.23
									25.28	21.95	0.720	0.630	95.17	94.43	7.00	5.79
10.0	90.0	39.0	26.2	12.8	2.736	L _p	1740	20.5	23.91	0.652	100.40	0.00	1.10			
									23.04	0.637	99.03	1.51	2.87			
									23.43	0.642	99.85	2.98	3.09			
									23.46	0.645	99.75	7.00	4.28			
									24.04	23.43	0.596	0.580	106.27	106.45	0.53	2.13
									24.85	22.59	0.678	0.616	100.89	100.29	1.54	3.62
									24.40	22.31	0.662	0.605	100.80	100.88	2.96	6.30
									24.86	20.35	0.698	0.554	97.47	100.03	7.00	11.91
6.0	94.0	53.6	18.3	35.3	2.716	B _o	1638	22.4	27.91	0.824	92.08	0.00	1.09			
									29.36	0.837	95.26	1.48	1.29			
									27.89	0.828	91.53	2.91	1.35			
									29.04	0.839	93.96	7.00	1.25			
									26.97	0.726	94.38	0.00	1.42			
									27.00	0.760	97.80	1.48	1.58			
									27.55	0.782	95.72	2.91	1.69			
									27.83	0.789	95.87	7.00	1.73			
									26.64	27.22	0.773	0.789	93.58	93.68	0.50	1.17
									26.26	25.51	0.758	0.737	94.15	93.99	3.03	2.19
									26.52	24.30	0.770	0.710	43.50	92.95	7.00	2.99
27.0	73.0	65.0	19.2	45.8	2.659	B _o	1640	21.0	23.16	0.660	95.21	0.00	1.18			
17.0	83.0	43.7	19.3	24.4	2.702	B _p	1684	19.3	22.84	0.652	95.17	1.50	1.55			
22.0	78.0	50.0	18.5	31.5	2.699	B _p	1780	18.4	23.06	0.661	94.28	3.00	1.59			
14.0	86.0	54.1	17.7	36.4	2.690	B _o	1718	19.8	23.16	0.664	94.74	7.00	1.72			
15.0	85.0	42.8	19.3	23.5	2.715	B _p	1780	18.5	23.26	23.26	0.659	0.659	95.86	95.86	1.49	1.40
									23.22	22.30	0.662	0.637	95.31	95.12	1.51	2.01
									23.17	21.57	0.655	0.612	95.99	96.68	3.11	2.87
									23.06	19.73	0.659	0.569	95.00	94.20	7.00	5.19

RESUMEN DE CARACTERISTICAS DE LAS PRUEBAS DE MECANICA DE SUELOS ESPECUALES
EN LAS MUESTRAS INTEGRALES PROCEDENTES DE LA PRESA "EL KAYAS", S. I. N.

IDENTIFIC. DE LAB. Ig.	IDENTIFIC. DE CAMPO		DENSIDAD GRAVA	ABSORCION GRAVA %	ANALISIS GRANULOMETRICO			LIMITES DE CONSISTENCIA			DENSIDAD MAT. No. 1	SIMBOLO	COMPACTACION PROCEDOR		
	BARCO	POZO			GRAVA	GRAVA	PIROS	LIQUIFO	PLASTICO	INDICE			No. 1	K/100	L. MEN.
					3 ^a a No.4 %	No.4 a 200 %	No.200 %	%	%	PLASTICO					
33	C	20			47.0	55.0	31.9	18.6	13.3	2.646	AB _p	1900	15.4		
34	C	21			27.0	73.0	37.4	16.8	20.6	2.707	B _p	1820	16.1		
35	C	27			18.0	82.0	59.6	19.3	40.3	2.689	B _o	1740	18.5		
36	C	30			13.0	87.0	51.8	17.8	34.0	2.702	B _o	1658	19.5		
37	C	37			20.0	80.0	54.8	17.2	37.6	2.659	BC	1740	18.3		

RESUMEN DE CARACTERISTICAS DE LAS PRUEBAS DE MECANICA DE LOS EFECTUATOS
EN LAS MUESTRAS INTEGRALES PROCEDENTES DE LA PRESA "EL HUALA", D. I. M.

ANALISIS GRANULOMETRICO			LIMITES DE CONSISTENCIA			DENSIDAD MAT. No. 1	SILICIO	COMPACTACION		E F U E R Z O C O N S T A N T E					
RAVA	GRAVA	FINOS	LIQUIDO	PLASTICO	INDICE			PROG. 10	L. UNIDAD % OPTIMA	H U M E D A D		R E L A C . V A C I O S		S A T U R A C I O N	
No. 4	No. 4 a 200	No. 200	%	%	PLASTICO	No. 1					INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	INICIAL
47.0	55.0	31.9	18.6	13.3	2.646	AB	1000	10.4	20.51	0.549	97.88	0.00	0.98		
									20.44	0.545	99.27	1.51	1.63		
									20.60	0.558	100.36	2.91	1.48		
									20.93	0.543	99.71	7.00	1.37		
									20.61	0.543	0.522	100.44	100.44	0.50	1.56
									20.70	0.549	0.504	99.73	99.74	1.50	3.01
									20.75	0.549	0.476	100.00	100.00	3.00	5.15
									20.49	0.550	0.448	98.63	98.35	7.00	9.21
27.0	73.0	37.4	16.8	20.6	2.707	B _P	1820	16.1	21.17	0.612	93.52	0.00	1.42		
									21.45	0.618	93.96	1.52	1.79		
									21.30	0.609	94.91	3.03	1.91		
									21.13	0.611	94.00	7.00	2.03		
									20.49	0.593	93.59	0.00	1.51		
									21.06	0.601	94.80	1.49	2.09		
									20.95	0.600	94.43	2.93	2.24		
									21.46	0.612	94.96	7.00	2.27		
									19.52	0.569	0.593	98.79	93.10	0.50	1.80
									20.98	0.590	0.581	96.19	96.13	1.49	2.49
									20.91	0.590	0.578	95.97	95.88	2.97	2.43
									20.35	0.580	0.591	95.00	94.44	7.00	4.78
18.0	82.0	59.6	19.3	40.3	2.689	B ₀	1740	18.5							
13.0	87.0	51.8	17.8	34.0	2.702	B ₀	1658	19.5	25.61	0.731	0.511	94.71	92.44	0.54	1.70
									25.46	0.724	0.730	94.85	95.02	1.52	1.69
									25.66	0.729	0.711	95.03	100.08	2.98	2.14
									25.27	0.721	0.667	94.70	94.24	7.00	2.88
									25.61	0.731	0.511	94.71	92.44	0.54	1.70
									25.46	0.724	0.730	94.85	95.02	1.52	1.69
									25.66	0.729	0.711	95.03	100.08	2.98	2.14
									25.27	0.731	0.667	98.70	94.28	7.00	2.88
20.0	80.0	54.8	17.2	37.6	2.659	BC	1740	18.3							

V.- RECOMENDACIONES PARA EL CONTROL DE LOS MATERIALES EN LA CONSTRUCCION.

Estudiando únicamente valores numéricos no se tiene un cuadro completo de las características de los materiales con los -- que se cuenta para la construcción de las estructuras. Entonces una vez clasificados éstos de la manera descrita en el capítulo anterior, se procede a vaciar en una sola gráfica todas las curvas granulométricas, Próctor y envolventes de Mohr, de las pruebas de compresión triaxial rápida de los materiales de un mismo tipo, con el objeto de observar el comportamiento completo de los materiales durante las pruebas correspondientes.

Gráficas de esta naturaleza sirven además a los encargados de llevar el control de los materiales en la construcción, para definir la clase de material que esté de acuerdo con las características que se tomaron en cuenta en el proyecto de la sección de la cortina.

Durante la explotación de los préstamos, el encargado del control debe ir efectuando exploraciones y muestreos de los materiales, haciendo pruebas de granulometría e índice para ir indicando el avance de explotación del préstamo de acuerdo con el tipo de material que se requiera en la sección. Las pruebas granulométricas que se efectúen en el campo deben arrojar resultados semejantes a los considerados en el diseño. Es decir todas las gráficas granulométricas resultantes de las pruebas de campo deben caer dentro de la zona limitada por la familia de curvas de las gráficas granulométricas correspondientes al tipo de material de que se trate.

Para el presente estudio las gráficas correspondientes a los tipos de material estudiados se muestran a continuación.

Al mismo tiempo el encargado del control debe de vigilar que la explotación del banco se haga íntegramente o por capas, fijando detalladamente las áreas y espesores de corte para que cada tipo de material explotado, se obtenga con las características que sirvieron de base para el diseño de la sección.

El material que se use en el terraplén deberá ser compactado en tal forma que se obtengan las mismas propiedades mecánicas con las que se diseñó la estructura. La compactación es una de las operaciones que deben vigilarse con más cuidado. Para garantizar una compactación correcta, deberá vigilarse el espesor de las capas, la humedad dosificada, el número de pasadas en cada faja rodillada y que las fajas rodilladas cubran toda la superficie del terraplén.

La verificación de la compactación del terraplén se hace obteniendo los pesos volumétricos secos correspondientes a las calas efectuadas, y comparándolas con el peso volumétrico óptimo obteniendo en la prueba Próctor estándar por medio de la relación que se conoce con el nombre de "porcentaje de compactación" y que se expresa matemáticamente.

$$C = \frac{t}{p} = 100$$

en donde:

t = Peso volumétrico (en función del peso seco), que se alcanza en el terraplén.

p = Peso volumétrico (en función del peso seco) que se obtiene en la prueba Próctor estándar de compactación.

Este porcentaje de compactación no debe ser nunca menor de 95%, que es la compactación con la cual se efectúan en el laboratorio las pruebas de esfuerzo cortante, (permeabilidad y consolidación) de las cuales se obtienen las demás propiedades mecánicas de los materiales.

De las gráficas de compactación se obtienen además - del peso volumétrico que se usará en los cálculos de estabilidad la variación tolerante del mismo, que sirve como base para el control de la compactación del corazón impermeable, así como la humedad óptima, que indica cual deber ser la humedad con la que el equipo de compactación de su mayor rendimiento.

En la figura adjunta aparecen las gráficas correspondientes a la superposición de las curvas Próctor estándar de compactación para los tipos de materiales usados.

Como se puede observar en dichas gráficas las curvas tienen una forma más o menos redondeada típica de los materiales algo cohesivos. Todas las curvas Próctor correspondientes a las pruebas efectuadas deberán caer dentro de la zona de la familia de curvas de las gráficas correspondientes a cada tipo de material.

Si no se obtienen en la obra los pesos volumétricos óptimos determinados para cada tipo de material, se tendrán valores diferentes para la relación de vacíos y por lo tanto valores distintos en la permeabilidad y en la resistencia al esfuerzo cortante, disminuyendo el factor de seguridad con el que se ha diseñado la estructura.

Todas las gráficas de los envolventes de Mohr, resultantes de las pruebas de compresión triaxial rápida, efectuadas con las muestras inalteradas que se obtengan del terraplén, deberán arrojar valores de cohesión y del ángulo de fricción interna, que no sean menores que los valores medios obtenidos en el laboratorio para cada tipo de material, los cuales pueden sintetizarse gráficamente con la superposición de las envolventes de Mohr, correspondientes a las pruebas efectuadas en el laboratorio.

Cuando la cortina de una presa de tierra está formada por un corazón impermeable y zonas de transición formadas por materiales pétreos que constituyen un fuerte volumen como en el caso de la presa "El Humaya", es también necesario llevar un control de la compactación de los materiales mencionados en segundo término.

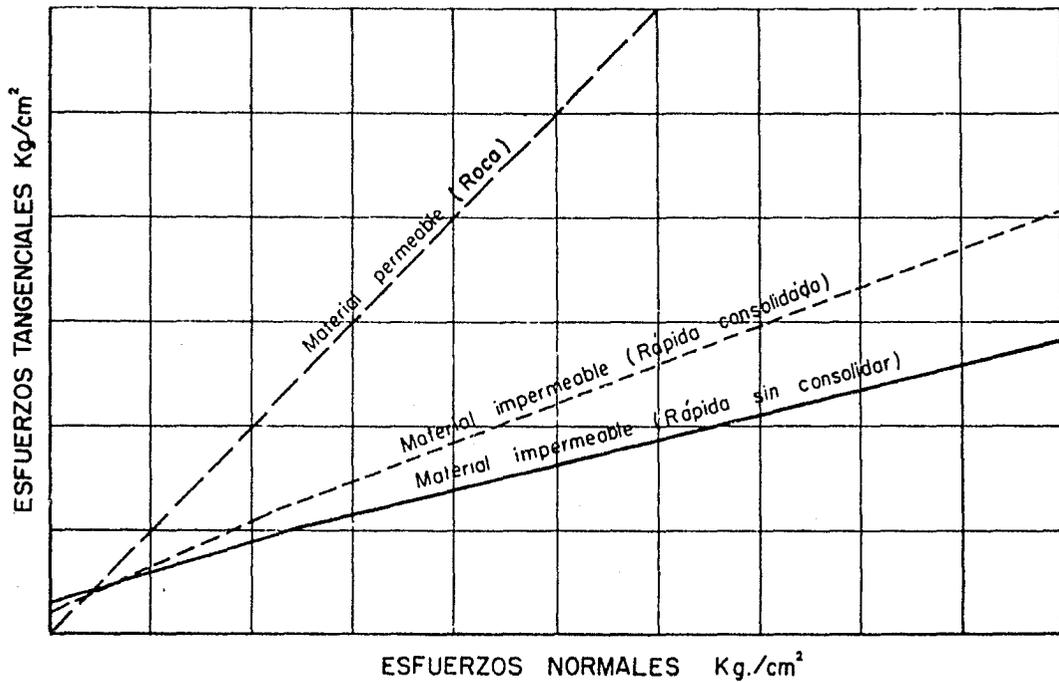
En cuanto a la zona de transición compuesta de material de relleno (grava y arena) se especifica que su densidad relativa (D_r) no sea menor de 70%. La densidad relativa " D_r ", se expresa matemáticamente como sigue:

$$D_r = \frac{e_{\text{máx}} - e}{e_{\text{Máx}} - e_{\text{mín}}}$$

en donde:

- $e_{\text{máx}}$ = Relación de vacíos del material en su estado más suelto.
- $e_{\text{mín}}$ = Relación de vacíos del material en su estado más denso.
- e = Relación de vacíos del material en el estado de densidad para el cual se calcula " D_r ".

Por lo que respecta a la zona de enrocamiento no tiene un límite específico en cuanto a su compactación se refiere, pero debe procurarse que siempre quede en las mejores condiciones posibles de densidad aparente, mejorando el acomodamiento de los fragmentos de roca por medio de chiflón de agua.



VI.- DISEÑO DE LA CORTINA.- ANALISIS DE ESTABILIDAD.

DISEÑO DE LA CORTINA:

Hace algunos años para el diseño de diques y presas de tierra, se tomaban como base conocimientos casi exclusivamente empíricos y generalmente se adaptaban secciones de presas y diques ya conocidos y de condiciones semejantes a la que se quería diseñar, sin tomar en cuenta casi para nada las diferentes características mecánicas de los materiales ni las condiciones de cimentación.

Actualmente con el advenimiento de la mecánica de los suelos, el conocimiento de las presas se encuentra en un período en el cual se han obtenido mejores resultados para acercarse a la solución más económica, basándose principalmente, en el estudio de las secciones que han fallado anteriormente.

El diseño de la sección de una cortina de una presa de tierra está basado en ciertos factores determinantes:

- 1.- La calidad de los materiales con los que se cuenta para la ejecución de la estructura, y la calidad de las propiedades de la cimentación.
- 2.- La sección debe tener cierta forma y trabajar correctamente bajo ciertas condiciones críticas.
- 3.- Se debe tener la seguridad y economía necesarias para cumplir con un coeficiente de seguridad mínima admisible.

Las dimensiones exteriores (altura y longitud) de una cortina, están fijadas, por datos aportados por los estudios hidrológicos de la corriente que se pretende interceptar y por las necesidades que se requiera satisfacer con la construcción de la estructura

La sección de la estructura que va a diseñarse, inicialmente toma forma en la mente de un ingeniero experimentado, que después de un recorrido y exploraciones preliminares concibe una sección. Dicha sección está de acuerdo con las apreciaciones que sobre las condiciones de la boquilla, la cimentación y los materiales de construcción dejaron el recorrido, la exploración y las pruebas de tacto preliminares.

Con esta sección preliminar se hace un anteproyecto completo de la obra y basándose en éste, se hace la exploración y los trabajos de campo en los que se escogen los bancos de préstamo y se explora la cimentación, tomando para su estudio las muestras necesarias.

Una vez que por medio de estudios detallados tanto de campo como de laboratorio, se ha llegado a conocer el detalle las condiciones del proyecto y las propiedades de los materiales, la sección propuesta en el anteproyecto se sujeta a una revisión y a un proceso de ajuste en el cual se redimensiona variando si es necesario la inclinación de sus taludes y en ocasiones hasta el tipo de sección.

El diseño de una sección depende del material de cimentación pues si se tiene como tal un material arcilloso suave, no es conveniente cimentar sobre él directamente una sección de enrocamiento, pues la roca se encajaría en el material suave y se tendrían en la estructura asentamientos muy fuertes. En cambio, si el material de cimentación es roca firme, en él se puede cimentar cualquier tipo de material y si se tienen en este caso materiales suficientes tanto para el corazón como para el enrocamiento y la zona de transición, se busca entonces la sección más económica.

La calidad de los materiales tanto del corazón impermeable como de los materiales pétreos, incluyen en el diseño directamente, - - pues si se tiene para el corazón impermeable un material de características mecánicas bajas, esta zona se hace de más esbelta posible y en esta forma el factor de seguridad de la sección aumenta.

En el caso de haber restricción de volumen ó calidad del material para la zona impermeable, el diseño y la estabilidad de la sección estará gobernada por los materiales pétreos. En el caso contrario los materiales pétreos llenarían únicamente una función de revestimiento y el talud exterior estaría determinado por el corazón impermeable.

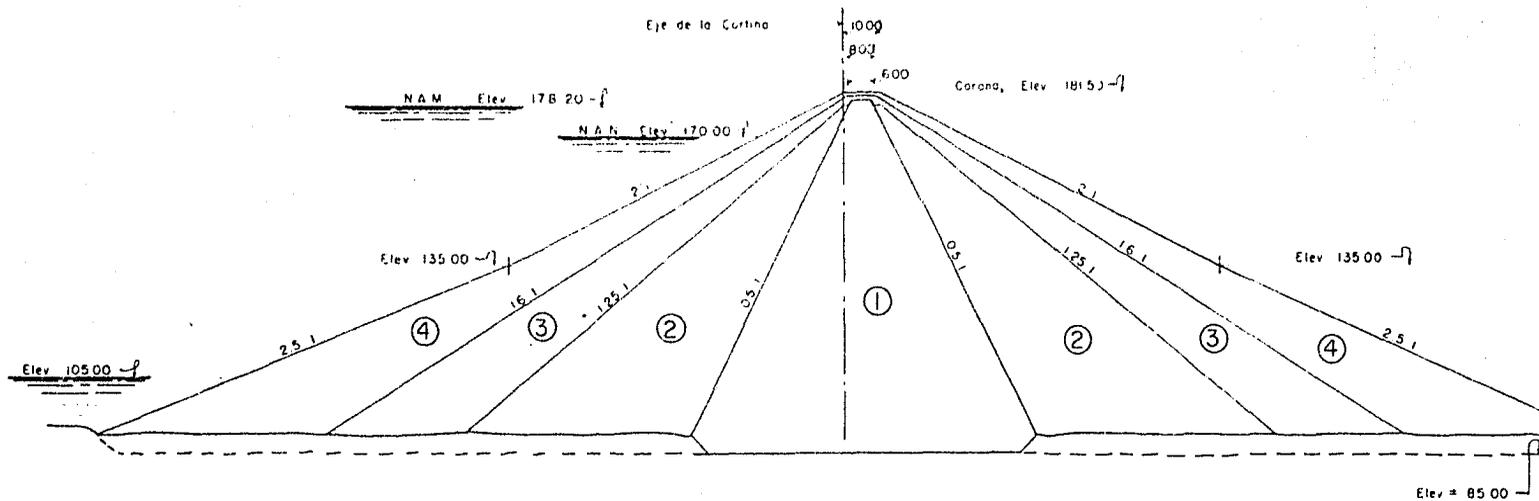
Es factor decisivo en el diseño de la sección los precios--unitarios de explotación de cada tipo de material, ampliando la zona de material que resulte más económico y reduciendo la zona de material más costoso tanto como lo permita la estabilidad de la sección.

Una vez que se ha diseñado una sección determinando sus dimensiones y la pendiente de sus taludes tanto exteriores como los de la zona del corazón, dicha sección se sujeta al análisis de estabilidad de taludes, el cual consiste en revisar la sección propuesta bajo ciertas condiciones críticas de trabajo y sacar en conclusión la seguridad y la economía que se tiene en dicha sección por medio del factor de seguridad que se obtenga en el análisis.

En el caso del estudio que nos ocupa se propuso la sección mostrada en el Plano No.

ANÁLISIS DE ESTABILIDAD.

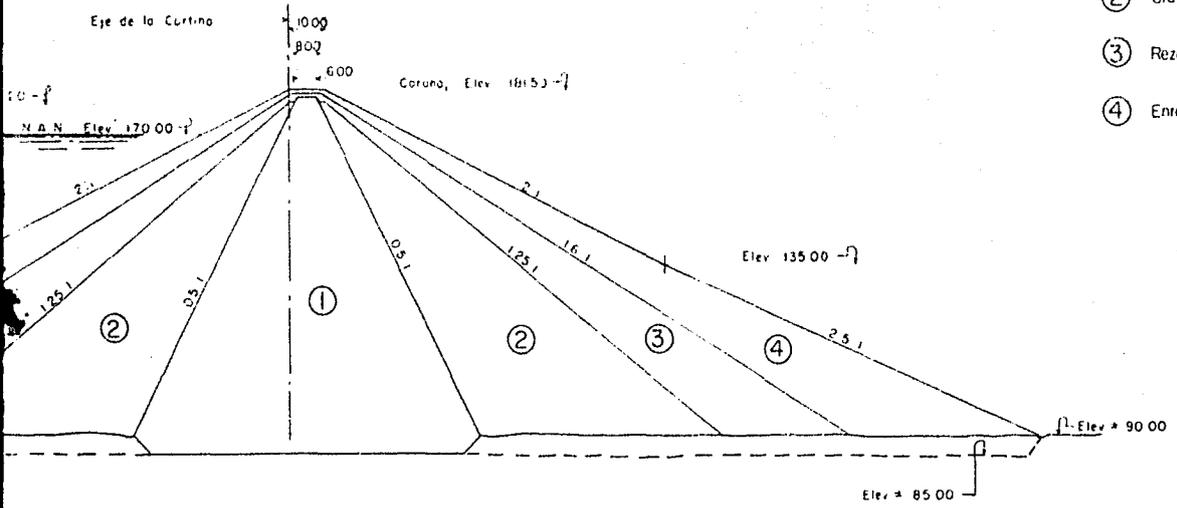
Una vez diseñada una sección de acuerdo con las condiciones de la boquilla, la cimentación y las propiedades físicas y mecánicas de los materiales de construcción, proporcionadas en detalle por los estudios efectuados en el campo y en el laboratorio, se somete la sección propuesta al análisis de su estabilidad.



SECCION MAXIMA DE LA CORTINA

ESCALA 1:1000

- ① Material Impermeable.
- ② Grava y Arena Limpios
- ③ Rezaga y Material de Excavación Limpios.
- ④ Enrocamiento



CCION MAXIMA DE LA CORTINA

U N A M
 ESCUELA NACIONAL DE INGENIEROS
 Distrito de riego del Rio Culiacán, Sin
 PRESA EL HUMAYA SIN.
 SECCION DE LA CORTINA
 tesis profesional

CARLOS NACHON AGUIRRE

Este análisis consiste en revisar la sección propuesta en relación a las condiciones de trabajo de la estructura que se consideraran críticas. Para efectuar este análisis, es necesario adoptar un método de cálculo apropiado y conocer el comportamiento de los materiales bajo las condiciones de trabajo que se suponen críticas.

Los cálculos de estabilidad de las presas de tierra están fundadas en la suposición de que las superficies de deslizamiento -- son cilíndricas. Se considera que las fuerzas restantes que actúan sobre estas superficies son; la cohesión sola (resistencia al corte, independiente de la presión normal). ó la fricción y cohesión combinadas. En el último caso se tiene la ecuación Coulomb: $T = k + fN$ en la que T es la fuerza tangencial por unidad de superficie deslizante k es cohesión por unidad de superficie deslizante, f es el coeficiente de fricción igual con $\tan \theta$, siendo θ el ángulo de fricción interna del material; N es la presión normal por unidad de superficie.

El primer caso o sea el de cohesión pura, es un caso especial del último, en el que $f = 0$.

Los cálculos tienen como finalidad la determinación de -- las propiedades de la tierra, necesarias para alcanzar el equilibrio en las diferentes superficies de deslizamiento dadas aquéllas que requieran los máximos valores de cohesión y fricción para lograr dicho equilibrio, será la más peligrosa; el grado de seguridad depende de la relación entre la resistencia existente en la tierra y la necesaria para el equilibrio.

En los métodos de superficies de falla se supone que la masa del suelo queda dividida en dos partes rígidas, una de las cuales queda inafectada, mientras que la otra se desliza. Se considera que la falla se produce simultáneamente en todos los puntos de la superficie de falla.

En particular en el método Sueco, que será el que se usen en el caso de nuestro estudio, se parte de las siguientes suposiciones.

- 1).- La falla se verifica según una superficie deslizante en toda la cual se han sobrepasado las condiciones de equilibrio estático.
- 2).- Se supone que la superficie de falla es un casquete de cilindro circular recto con generatrices horizontales, efectuándose el deslizamiento del material -- que se encuentra sobre la superficie de falla como si fuese una masa sólida que girase alrededor del --

eje del cilindro, produciéndose simultáneamente -- iguales desplazamientos en todos los puntos de la superficie de deslizamiento.

- 3).- En todos y cada uno de los puntos de la superficie de falla se ejerce una fuerza vertical, correspondiente al peso total de la columna vertical de los diversos materiales, desde la superficie de falla hasta el talud exterior.
- 4).- Para analizar el factor de seguridad de cada círculo de falla, se supone que existe una distribución plástica de esfuerzos en la superficie de falla.
- 5).- Al analizar el deslizamiento de una faja vertical de profundidad unitaria y ancho diferencial, se supone, que las fuerzas que actúan en sus lados -- opuestos son iguales y opuestas, produciéndose en la base de cada faja una fuerza de fricción, una fuerza de cohesión, el peso del material de la faja y el empuje de la subpresión y en su caso la -- fuerza de aceleración debida a efecto de temblor.

Cuando la sección de la cortina es mixta es decir, cuando está formada por una zona impermeable o corazón de arcilla y una zona de enrocamiento, se considera que el enrocamiento obra en la superficie de falla pero su efecto se llama exclusivamente a su peso. Se considera que no existe esfuerzo de fricción ni de cohesión en la superficie de contacto entre el enrocamiento -- y el corazón impermeable.

Diferentes autoridades en mecánica de suelos, tienen -- distintos puntos de vista respecto a cuáles deben ser las condiciones críticas de trabajo en la vida de una cortina de una presa de tierra. El criterio que se seguirá en este estudio, es el que se ha considerado como clásico para analizar las estructuras de este tipo. Este criterio se ha ido perfeccionando y ha sufrido una serie de modificaciones en las que han contribuido, los mejores medios de laboratorio y las observaciones empíricas del comportamiento de estructuras de este tipo, ya construídas.

Este criterio sólo es aplicable cuando la zona del corazón impermeable está constituida, como en el caso de nuestro estudio por materiales arcillosos, pues cuando los materiales de dicha zona, son más bien arenosos o granulometría balanceada, se presentan otros factores que es necesario considerar y cuando se tienen arenas finas uniformes, se presenta el peligro de una falla por fluidificación, que no puede analizarse por ninguno de los métodos de cálculo conocidos.

En el criterio a seguir para el caso que nos ocupa se -- consideran dos casos críticos que son:

- 1).- Funcionamiento inicial.
- 2).- Funcionamiento final.

En el primer caso, se supone que al terminar la construcción de la cortina, el material del corazón ha permanecido en el estado de densidad que se logró durante su compactación, pero que ya se ha saturado, y la estructura se ve sujeta a fuerzas exteriores tan rápidas, que no permiten que se disipen los excesos de presión hidrostática que generan. En el laboratorio, se representa este fenómeno con la prueba de compresión triaxial rápida que se realiza a contenido de humedad constante, con especímenes de prueba fabricados con la relación de vacíos de la Próctor estándar y saturado el material para dar oportunidad a que se desarrollen las mayores presiones de poro posibles para estas condiciones.

Para este primer caso una vez supuesta una sección el proceso a seguir es como sigue:

- 1).- Homogeneizar la sección (no es indispensable).
- 2).- Cálculo de la estabilidad de taludes.
 - a) Trazo de la superficie de falla.
 - b) Trazo de las curvas de esfuerzos normales y esfuerzos tangenciales.
 - c) Medición de las áreas comprendidas entre el eje horizontal y las curvas de esfuerzos normales - tangenciales.
 - d) Obtención de los esfuerzos normales y tangenciales.
 - e) Obtención de la longitud de la superficie de falla (únicamente en la zona de material cohesivo)
 - f) Determinación del factor de seguridad.

Si la sección de la cortina es simétrica con respecto a un eje vertical, se efectúa el análisis de estabilidad para uno de los taludes aplicando los factores de seguridad resultante a ambos taludes. Si la sección es asimétrica, es necesario analizar la estabilidad de los dos taludes.

En el segundo caso, se supone que la estructura no se sujeta a un juego exterior de fuerzas capaces de producir una condición de falla a contenido de humedad constante, hasta que el material haya tenido tiempo de consolidarse bajo su propio peso. Además, debido a que los distintos puntos del corazón impermeable se han consolidado bajo diferentes presiones, las fuerzas exteriores ya tienen influencia en la resistencia al esfuerzo cortante del material, debiéndose considerar el efecto del agua en movimiento como una fuerza exterior. En el laboratorio para tomar en cuenta el primero de los efectos antes dichos, se fabrican especímenes de prueba con la relación de vacíos de la Próctor a los cuales se sujeta a un proceso de consolidación, finalizando el cual se rompen a contenido de humedad constante. Para tomar en cuenta el efecto del agua en movimiento se construyen las redes de flujo corres-

pendientes a un vaciado rápido para el talud de aguas arriba, y a presa llena para el talud de aguas abajo. Estas dos condiciones de flujo son las que se consideran críticas para los taludes de aguas arriba y aguas abajo respectivamente.

En el segundo caso se considera la presa saturada y se hace la simplificación, que consiste en considerar que el efecto del agua actúa normalmente a la superficie de falla; aunque en realidad la acción del agua es una fuerza dirigida que puede ir a favor o en contra de la estabilidad del talud en los distintos puntos de la superficie de falla considerada.

El paso del agua a través de los suelos, en lo que se refiere al problema del flujo a través de una cortina de una presa de tierra, sigue la ley de D'Arcy que establece lo siguiente:

"La velocidad del agua en un punto, es proporcional al gradiente hidráulico".

Esta proporcionalidad, entre el gradiente hidráulico y la velocidad, y por lo tanto el gasto, indica que el paso del agua a través de los vacíos posee las características del flujo laminar.

La red de flujo se obtiene a partir de la ecuación diferencial del flujo del agua y nos muestra la trayectoria de las partículas de agua a través del material que forma el corazón impermeable de la cortina:

Los pasos que se siguen en el análisis de estabilidad en este segundo caso son:

- A) Vaciado rápido.
- 1) Trazo de la sección transformada correspondiente a la sección del corazón impermeable.
- 2) Trazo de la línea de saturación y determinación de las fronteras en la sección transformada.
- 3) Trazo de la red de flujo para un vaciado rápido total en la sección transformada.
- 4) Distorsión de la red de flujo de la sección transformada a la sección real.
- 5) Homogeneizar la sección. (no es indispensable)
- 6) Cálculo de la estabilidad del talud aguas arriba.
 - a) Trazo de la superficie de falla.
 - b) Trazo de las curvas de esfuerzos normales y tangenciales.
 - c) Trazo de las curvas de esfuerzos de subpresión.
 - d) Medición de las áreas comprendidas entre el eje horizontal y cada una de las curvas de esfuerzos (normal, tangencial, subpresión.)
 - e) Obtención de los esfuerzos normales tangenciales y subpresión.
 - f) Obtención de la longitud de la superficie de falla (únicamente en la zona de material cohesivo).

- g) Determinación del factor de seguridad del talud aguas arriba.
 B) Depósito llene:

Se traza la red de flujo para presa llena en la sección transformada y se repiten los pasos señalados para la anterior con condición de vaciado rápido.

Por regla general hay que proponer varias secciones hasta que se obtenga un factor de seguridad aceptable, y en cada una de ellas se variará la posición del círculo de falla, para determinar la posición del círculo falla crítico para el cual resulta el factor de seguridad mínimo para una sección propuesta.

Descripción del método Sueco:

Para hacer la descripción del método, se seguirán los pasos del caso de funcionamiento final en los cuales quedan incluidos los de funcionamiento inicial.

1.) Trazo de la sección transformada.

Generalmente el material en una cortina de tierra no queda en estado homogéneo debido a que es depositado en capas horizontales y compactado únicamente en sentido vertical. Esto ocasiona que el material tenga cierta estratificación, resultando que los coeficientes de permeabilidad del material del corazón en sentido horizontal y en sentido vertical, sean diferentes. Esta diferencia en los coeficientes de permeabilidad, en sentido vertical y horizontal, provoca que los componentes de la velocidad de descarga no sean iguales en ambos sentidos, por lo que las curvas que componen la red de flujo, no se cortarían normalmente en la sección real, lo que dificultaría el trazado de la misma.

La sección transformada corresponde a una reducción en sentido horizontal de la sección real. Esta reducción se hace en razón de la raíz cuadrada de la relación de los coeficientes de permeabilidad en sentido vertical y horizontal lo que se expresa matemáticamente como sigue:

$$X_o = X \sqrt{\frac{K_y}{K_x}}$$

en la que,

- X_o representa la abscisa de un punto de la sección transformada.
 X representa la abscisa del mismo punto en la sección real.
 K_y coeficiente de permeabilidad en sentido vertical.
 K_x coeficiente de permeabilidad en sentido horizontal.

En el caso de una cortina de tierra la relación de coeficientes de permeabilidad en sentido vertical y horizontal varía ge-

neralmente de $1/2$ a $1/4$, y para estos límites de transformación es:

$$X_0 = X \sqrt{1/2} = 0.7071 X$$

$$X_0 = X \sqrt{1/4} = 0.50 X$$

Estos valores se adoptan tomando en cuenta la calidad -- del material del corazón impermeable; si este es arenoso se adopta la relación de $1/4$ y si es material arcilloso la relación adoptada será $1/2$.

La reducción de la sección real a la sección transformada se hace con el fin de convertir el material anisotrópico, a material isotrópico y hacer válidas la ley de D'Arcy y la ecuación de Laplace para escurrimiento laminar.

En el caso de que los coeficientes de permeabilidad sean iguales en ambos sentidos, no habrá necesidad de transformar la -- sección.

2.) Trazo de la línea de saturación y determinación de las fronteras en la sección transformada.

La red de flujo debe trazarse en la sección transformada para las dos condiciones críticas de vaciado rápido y presa llena aplicándose la primera al análisis de estabilidad del talud aguas arriba y la segunda para el talud aguas abajo (Fig. 1)

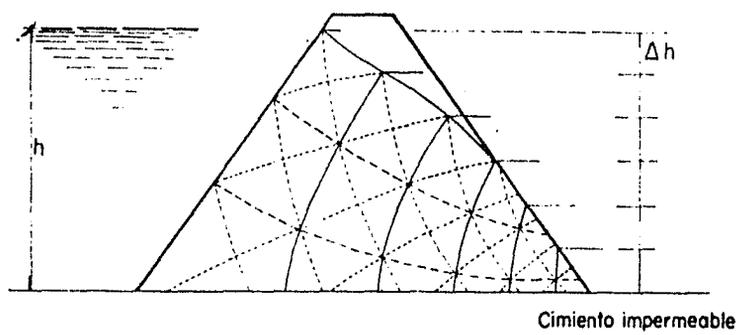
Para el establecimiento de la red de flujo es necesario determinar las fronteras del material en estudio. En el caso de -- una presa de tierra la frontera superior de flujo del agua, es una superficie de presión hidrostática nula que se llama "línea de saturación".

La línea de saturación es una sección de parábola, modificada en su forma de arranque, desde el punto de intersección del nivel de aguas máximas con el talud aguas arriba del corazón impermeable, y al descargar en el talud de aguas abajo de dicho corazón

La línea de saturación se traza gráficamente por el método de la parábola de Koseny. Para su trazo, cuando se tiene descarga libre en el paramento aguas abajo de la sección hay que sujetar se a las siguientes condiciones

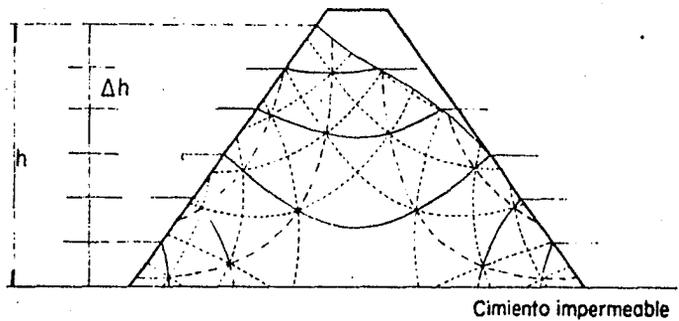
- 1).- La elevación del punto de intersección de cualquier equipotencial con la línea de saturación debe representar siempre la carga de altura a lo largo de dicha equipotencial.
- 2).- La pendiente de la línea de saturación en el punto de entrada con el corazón forma un ángulo de 90° con el talud del corazón.
- 3).- En el punto de descarga, la línea de saturación debe ser tangente al talud aguas abajo del corazón.

REDES DE FLUJO EN MATERIAL ISOTROPO



RED DE FLUJO PRESA LLENA

- Líneas equipotenciales
- - - Líneas de corriente



RED DE FLUJO PARA UN VACIADO RAPIDO TOTAL

- Líneas equipotenciales
 - - - Líneas de corriente
- Coefficientes de permeabilidad $K_x = K_y$

Fig. 1.

Las otras fronteras de flujo en el caso de una presa de tierra son:

La frontera de aguas arriba, es el talud del material impermeable del corazón, siendo ésta una línea equipotencial en donde tiene el valor de la carga total. Considerando como impermeable la base de la cortina que se desplante sobre roca, esta se considerará como frontera inferior y en cada punto del desplante la velocidad de una partícula es paralela a la misma base por lo que está será una línea de corriente.

La frontera aguas abajo, es el talud del material impermeable que constituye una línea de corriente.

3.) Trazo de la red de flujo en la sección transformada, para presa llena y vaciado rápido.

Uno de los factores que intervienen en la determinación del factor de seguridad de una sección de una presa de tierra, es la subpresión; por esto se hace necesario cuantificar su valor.

Para la determinación del valor de la subpresión se hace uso de la red de flujo, la cual se obtiene de la ecuación diferencial del flujo de agua de Laplace y nos muestra las trayectorias de las partículas de agua a través del material que forma la sección de una cortina.

El trazo de la red de flujo solo es aplicable al material del corazón impermeable de la cortina, puesto que está basada en la suposición de escurrimiento laminar, por lo que sigue la ley de D'Arcy, no escurriendo lo mismo en el enrocamiento, en donde el escurrimiento es turbulento.

Para la determinación de la ecuación diferencial de flujo de agua a través del material impermeable de una cortina, se hacen las siguientes suposiciones:

- 1) El flujo se efectúa en un plano normal al eje de la cortina.
- 2) Se supone que en el interior de la cortina no existen ni fugas ni fuentes de agua, para que el gasto que entra sea igual al gasto que sale.
- 3) Una vez establecido el flujo, el movimiento de las partículas es irretacional.
- 4) La masa a través de la cual se efectúa el flujo, debe ser homogénea e isotrópica.

El trazo de la red de flujo puede hacerse experimentalmente, gráficamente y analíticamente.

Experimentalmente la red de flujo se determina por medio de modelos de filtración experimentados en tanques de fil-

tración o en modelos eléctricos ensayados en la analogía eléctrica. Cuando se trata de cortinas homogéneas con cimientos impermeables, mediante modelos basados en la analogía con la membrana

Gráficamente se traza por el método de Forcheheimer que está deducido de la ecuación diferencial de Laplace; este método simplifica el trazo, puesto que la relación entre los lados de los rectángulos formados por dos líneas de corriente y dos equipotenciales es constante y vale la unidad. Por consiguiente la red de flujo en la sección transformada, está formada por cuadrado cuyos lados estarán formados por dos familias de curvas que se cortan en ángulo recto. Las curvas de una familia son llamadas líneas de escurrimiento o líneas de flujo y las normales a éstas son las líneas equipotenciales en las que todos sus puntos conservan una misma carga.

El procedimiento del trazo para presa llena (análisis - del talud aguas abajo) es el siguiente:

En la sección transformada, una vez conocidas las fronteras, la línea de saturación, y las características de los materiales, se divide la carga de agua total en un número igual y arbitrario de partes.

Estas divisiones serán ubicadas sobre las fronteras y la línea de saturación determinando puntos desde los cuales se trazarán las equipotenciales, que deberán tener como condición - cortar a la línea de saturación y a la línea de flujo establecida en la base de la cortina con la cimentación en ángulo recto. La salida del talud aguas abajo será condicionada al trazo definitivo, por ser esta frontera, una línea equipresional.

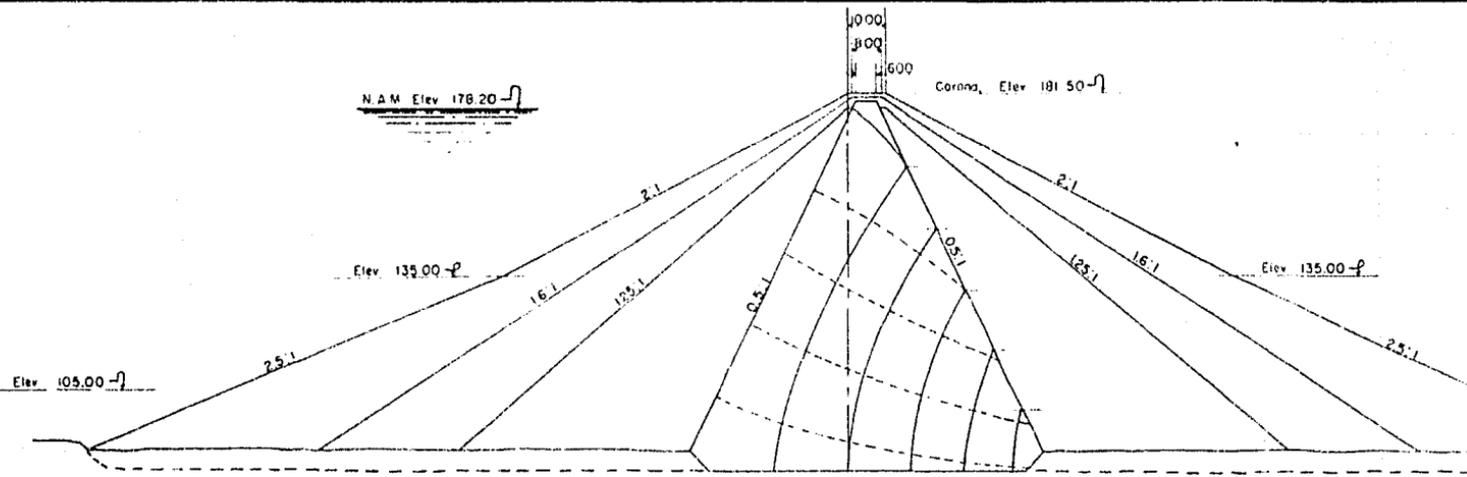
El número de líneas de corriente y su ubicación de arranque sobre el talud, aguas arriba (línea equipotencial) deberá formar ángulo recto con la misma y con las equipotenciales, formando cuadrados entre sí, siendo éstas las condiciones que deberán regir el trazo de la red de flujo.

La línea de corriente más baja, deja fracciones de cuadrado que deberán guardar la misma dimensión entre sus dos dimensiones medias.

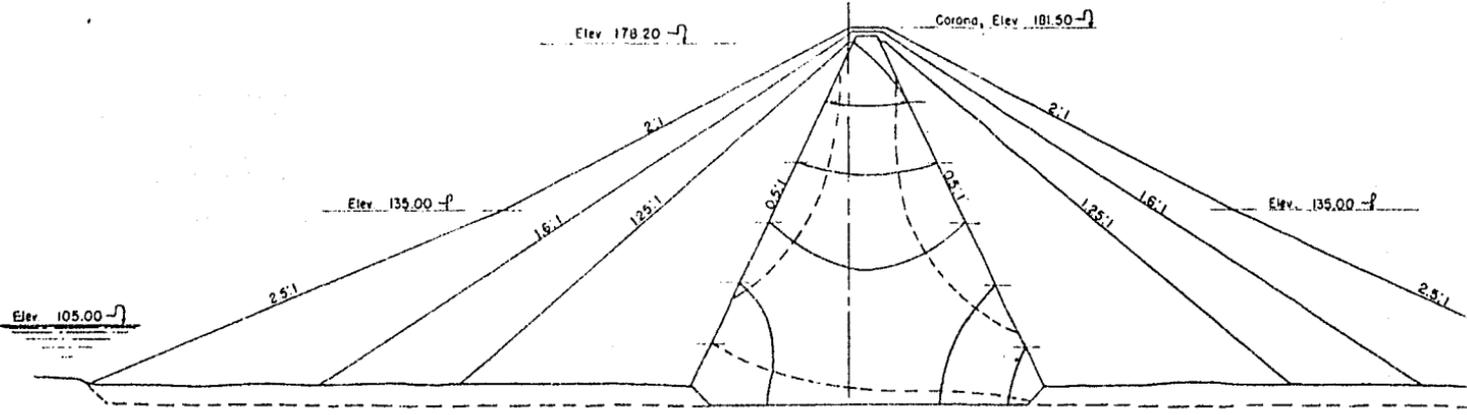
Para vaciado rápido (análisis del talud aguas arriba).

Como en el caso anterior la línea de saturación se hace de la misma manera, y las fronteras estarán también definidas por los taludes aguas arriba y aguas abajo del corazón impermeable, - que en este caso serán líneas de equipresión.

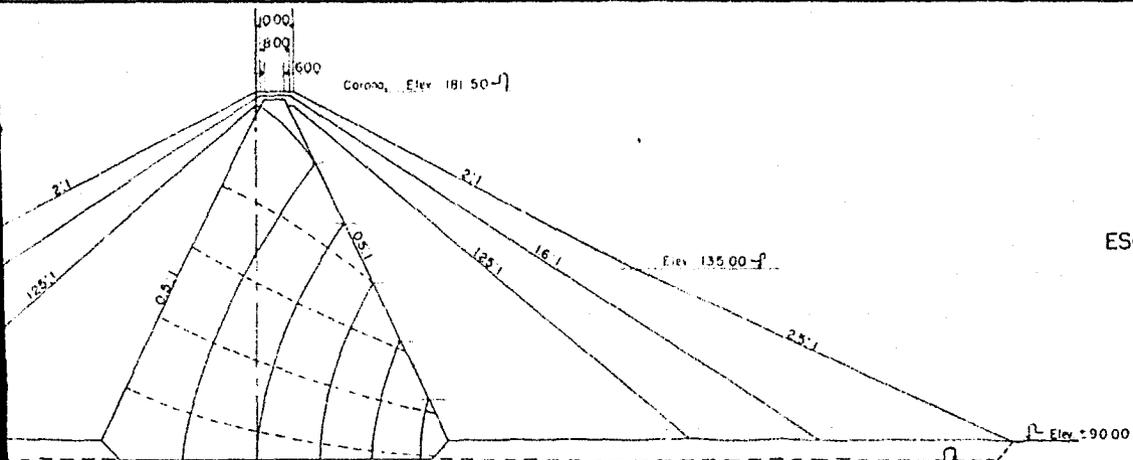
Para el caso de un vaciado rápido total la distancia vertical correspondiente a la carga de agua total se dividirá en un número arbitrario de partes iguales que se ubicarán en las líneas de equipresión (taludes aguas arriba y aguas abajo del corazón impermeable) y en la línea de saturación respectivamente.



RED DE FLUJO A PRESA LLENA

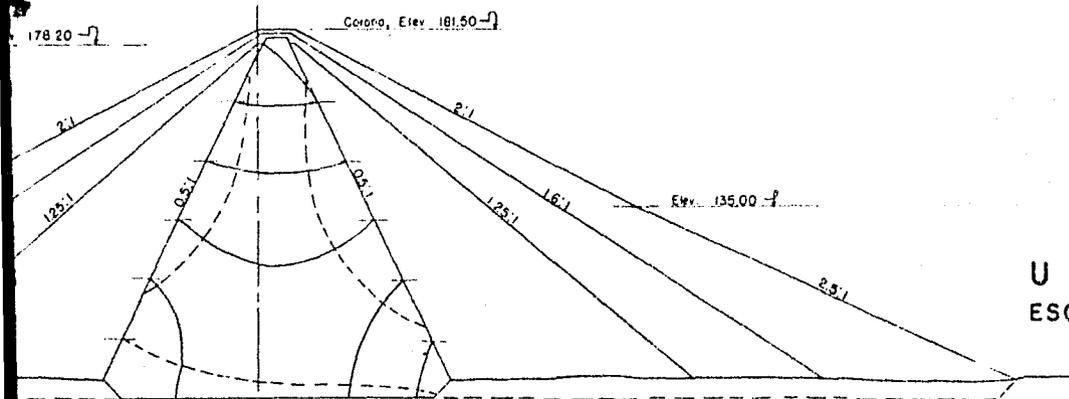


RED DE FLUJO PARA UN VACIADO RAPIDO PARCIAL



ESCALA 1:1000

DE FLUJO A PRESA LLENA



PARA UN VACIADO RAPIDO PARCIAL

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIEROS

Distrito de riego del Río Culiacán, Sin.

PRESA EL HUMAYA, SIN.

REDES DE FLUJO

tesis profesional

CARLOS NACHON AGUIRRE

Las equipotenciales y líneas de corriente, por tratarse del caso de vaciado rápido estarán preferentemente dirigidas normalmente al caso anterior y en el trazo se identificarán las equipotenciales por la línea llena y las de corriente por línea-punteada.

Para el trazo se deberán satisfacer las condiciones establecidas, de que al cortarse estas líneas entre sí sea en ángulo recto y formando cuadrados, debiendo las equipotenciales más bajas, caer en ángulo recto sobre la línea de corriente más baja

El sistema de trazo es relativamente arbitrario debiendo quedar en la parte central inferior del corazón una figura --irregular que doblada sobre el eje origine otra mitad igual.

4).- Distorsión de la red de flujo de la sección transformada a la sección real.

Obtenido el trazo descrito de la red de flujo, tanto para presa llena como para vaciado rápido, se distorsiona la posición de las equipotenciales y líneas de corriente y así se obtiene la posición de la red de flujo en la sección real.

Esta distorsión se efectúa aplicando la escala de transformación expresada por la ecuación

$$X = \frac{X_0}{\sqrt{\frac{k_y}{k_x}}}$$

para los puntos que sea necesario completar el trazo de la red -- en la sección real.

En la red real, las equipotenciales y las líneas de corriente no se cortarán necesariamente en ángulo recto, sin embargo todas las propiedades (sistema homogéneo, ley de D'Arcy) prevalecen para las dos redes de flujo.

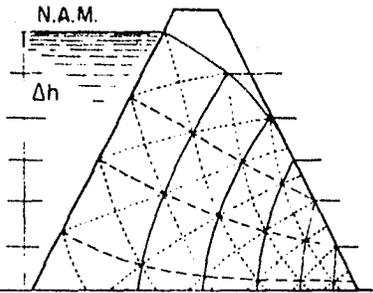
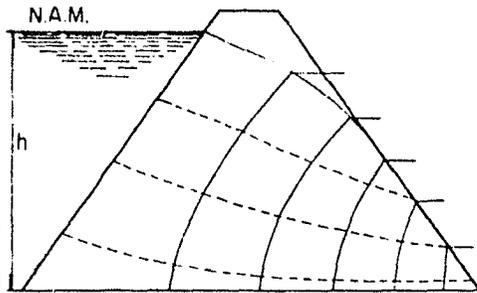
Con la red de flujo así obtenida en la sección real se está en posibilidad de determinar el valor de la subpresión, tanto a presa llena (talud aguas abajo) como para vaciado rápido -- (talud aguas arriba).

5).- Homogeneizar la sección.

Como ya se ha dicho anteriormente, por regla general, -- la sección de una cortina de tierra está formada por dos o más materiales. Es conveniente para comodidad del desarrollo del análisis de estabilidad de la sección que se homogeneice la sección propuesta es decir que se obtenga idealmente una sección compuesta por un solo material, generalmente tierra.

REDES DE FLUJO EN MATERIAL ANISOTROPO $\frac{K_y}{K_x} = \frac{1}{r}$

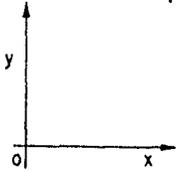
REDES DE FLUJO EN MATERIAL ISOTROPO $K_x = K_y$



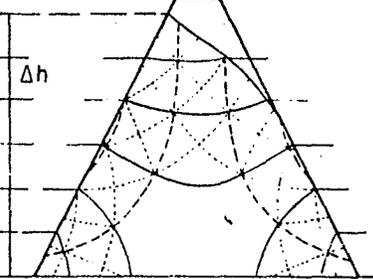
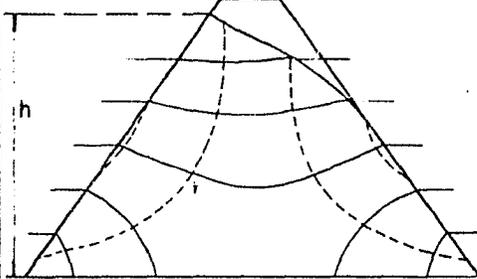
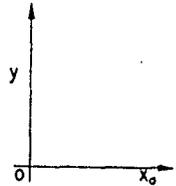
SECCION REAL

SECCION TRANSFORMADA

RED DE FLUJO PRESA LLENA



— Líneas equipotenciales
 - - - Líneas de corriente



SECCION REAL

SECCION TRANSFORMADA

RED DE FLUJO PARA UN VACIADO RAPIDO TOTAL

— Líneas equipotenciales
 - - - Líneas de corriente

Relación de coeficientes de permeabilidad $\frac{K_y}{K_x} = \frac{1}{r}$

Factor de transformación $\frac{1}{\sqrt{r}}$

Escala de transformación $\frac{x_0}{x} = \frac{\sqrt{r}}{r}$

Fig. 2.

Esta conversión de la sección real a la sección homogénea, se hace por medio de la relación de alturas y pesos volumétricos, de los distintos materiales que componen la sección real. Esta relación se expresa como sigue:

$$h_T = \frac{h_R \gamma_R}{\gamma_T}$$

En donde:

γ_R = peso volumétrico del material que se quiere transformar idealmente.

γ_T = peso volumétrico saturado de la tierra.

h_R = espesor que tiene en la sección real el material que se quiere transformar.

h_T = espesor del material en la sección transformada.

En lo general se transforma el material permeable (acarreo y enrocamiento) al material del corazón. Para hacer esta transformación deben elegirse los puntos más sobresalientes en la sección, es decir puntos en que haya cambios de pendiente o quiebres en los taludes tanto exteriores como del corazón impermeable, pasando por dichos puntos líneas verticales y midiendo sobre ellas los espesores de cada material y aplicándole la relación de los pesos volumétricos, obteniendo así los nuevos taludes de la sección transformada.

6).- Cálculo de la estabilidad de taludes.

Todos los métodos para determinar la estabilidad de taludes suponen que el suelo es homogéneo, que el ángulo del talud y la superficie superior son constantes, y toman como expresión del esfuerzo cortante la ecuación de Coulomb.

El análisis circular es un método simple, ligado muy de cerca al tipo común de falla de deslizamiento, y su construcción gráfica ha sido simplificada y adaptada al uso del planímetro y en él se consideran los efectos de presión hidrostática.

a).- Trazo de la superficie de falla.

El trazo del círculo representativo de la superficie de falla, se hace en forma arbitraria en cuanto a la posición del centro y la longitud del radio; sin embargo se siguen ciertas normas para obtener un círculo de falla que se acerque al círculo crítico.

Cuando se trata de analizar una sección constituida por material cohesivo en su mayor parte se deben escoger círculos con una curvatura pequeña, es decir, cuyos radios sean grandes, por lo que sus centros se localizarán bastante arriba del nivel de la corona.

Cuando la sección de la cortina está constituida por un corazón esbelto y los espaldones de enrocamiento bastante amplios es decir, el material friccionante ocupa la mayor parte en la sección se escogerán círculos de falla con curvatura mayor que en el caso anterior y radios pequeños, por lo que los centros de los círculos en este caso se localizarán cerca del nivel de la corona

Por otra parte al escoger un círculo de falla para analizar, es conveniente fijarlo de tal manera que el diagrama del esfuerzo tangenciales sea lo mayor posible; esto se logra localizando el centro del círculo lo más cargado posible, hacia el lado del talud que se trate analizar.

Si el material de cimentación no ofrece confianza, el trazo del círculo de falla debe incluir en la cuña deslizante una parte de este material. En caso de un material de cimentación bueno, bastará que el círculo de falla sea tangente al desplante de la cortina en su sección máxima.

El círculo de falla más desfavorable debe intersectar el talud que no está analizado cerca de la corona (2 a 5 m. generalmente) y debe ser tangente al desplante de la cortina, cuando no existen variaciones ni quiebres en los taludes tanto exteriores como del corazón impermeable.

En caso de existir quiebres en los taludes del corazón impermeable o exteriores, se debe hacer pasar el círculo de falla cerca de esos quiebres, de tal manera que la cuña deslizante, tenga el mayor volumen posible de material impermeable y el menos volumen de material estabilizador (enrocamiento).

El círculo de falla crítico se determina con el trazo de 3 ó 4 círculos por lo menos escogiendo, como crítico el que arroje un valor mínimo del factor de seguridad.

b).- Trazo de las curvas de esfuerzos normales y tangenciales.

Una vez determinado, en la sección propuesta, el círculo de falla, que representa la superficie sobre la cual se desliza la cuña del material, limitada por dicho círculo, se procede a dividir la cuña del deslizamiento en fajas verticales sobre las que se considera una columna de ancho diferencial y profundidad unitaria. Estas divisiones se hacen pasar por los puntos en donde se presenten quiebres, banquetas, cambios de materia, y cruces del círculo de falla con los taludes de la sección, etc., Midiendo la altura "h" de cada columna comprendida entre el círculo de

falla y el talud exterior, y multiplicando esta altura por el peso volumétrico del material nos da el peso de la columna de ese material cuyo valor es: $dw = hdx$; siendo el peso volumétrico - del material.

Este valor se llevará a continuación sobre la prolongación de las verticales, a partir del círculo de falla hacia abajo, representado por una fuerza, la cual se descompone en dos: una tangente al círculo y otra normal a ésta. La componente tangencial al círculo representa la fuerza que tiende a hacer deslizar la cuña en ese punto; la componente normal junto con la cohesión del material son las fuerzas que se oponen al deslizamiento de la cuña en el punto considerado.

El valor de éstas componentes es:

$$\text{la normal: } n = \int h \cos \theta \quad (1)$$

$$\text{la tangencial: } t = \int h \sin \theta \quad (2)$$

en donde θ es el ángulo formado por la vertical y la componente -- normal, en el punto considerado (Fig. No. 3.)

Estos valores de las componentes normales se llevarán, a partir de un eje horizontal, localizando los puntos por los que se hace pasar la curva representativa de los esfuerzos normales.

Multiplicando los dos miembros de la ecuación (1) por dx , debido a la consideración del ancho diferencial de la faja vertical se tiene:

$$\begin{aligned} \text{haciendo} \quad ndx &= \int hdx \cos \theta \\ &= dN \\ \text{integrando} \quad N &= \int \int h \cos \theta dx \end{aligned}$$

De esta expresión se deduce que, el valor del esfuerzo -- normal total, está dado, por la integración de los valores de las componentes normales que actúan en cada punto de la superficie de falla. Este valor está expresado matemáticamente por el área bajo la curva de esfuerzos normales.

El trazo de la curva de esfuerzos tangenciales se hace de la misma manera que el de la curva de esfuerzos normales, tomando los valores de las componentes tangenciales y llevándoles a partir del eje horizontal que sirva de base al diagrama, con la única salvedad que los esfuerzos tangenciales cambian de signo al cambiar de sentido las fuerzas que los producen (ver Fig. No. 3.)

Las fuerzas tangenciales se consideran negativas cuando se oponen al deslizamiento de la cuña, lo cual sucede al analizar el talud aguas arriba, para todos los puntos a la izquierda de la vertical que pasa por el centro del círculo de falla y al analizar el talud aguas abajo, para todos los puntos a la derecha de dicha vertical.

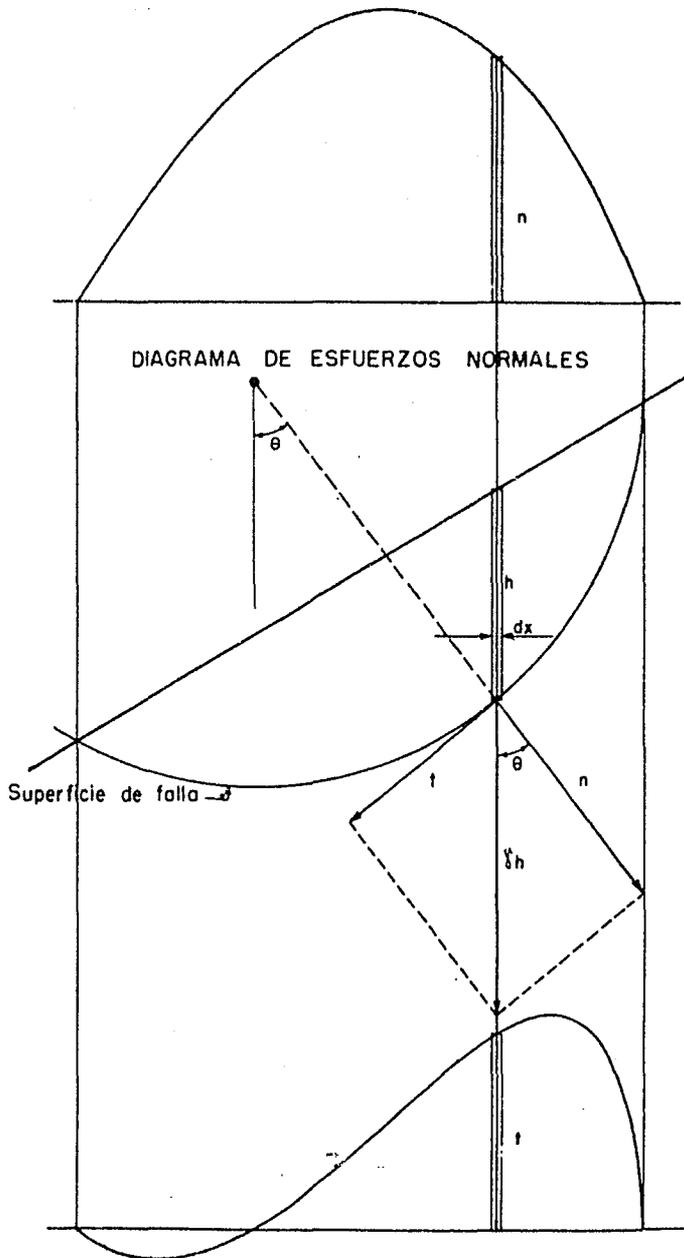


Fig. 3.

Los valores positivos de las componentes tangenciales se llevan a partir del eje hacia arriba y los negativos hacia abajo, con los puntos así localizados se traza la curva de esfuerzos tangenciales.

Siguiendo la misma deducción matemática que se hizo para determinar el valor de los esfuerzos normales llegamos a la siguiente expresión para los esfuerzos tangenciales.

$$T = \int_0^{x_2} \gamma h \operatorname{sen} \theta \, dx$$

en la que el segundo miembro, representa la integración de todos, los valores de los componentes tangenciales, que actúan en todos los puntos de la superficie de falla. Este valor está expresado matemáticamente por el área bajo la curva de esfuerzos tangenciales.

En la figura No. 4 se tiene es caso más general, o sea - cuando se tienen dos materiales distintos, uno para el corazón im permeable y otro como material estabilizador.

A semejanza del caso en que se tiene un solo material, - el valor del peso de la columna diferencial en las zonas en donde se tienen dos materiales es:

$$dw = \gamma_1 h_1 \, dx + \gamma_2 h_2 \, dx$$

Correspondiendo los índices 1 y 2, a los dos materiales - componentes, permeable e impermeable respectivamente; γ_1 y γ_2 - los pesos volumétricos de dichos materiales.

El valor de las componentes normales en este caso será:

$$dN_2 = (\gamma_1 h_1 \cos \theta + \gamma_2 h_2 \cos \theta) \, dx$$

El esfuerzo normal de la zona permeable en contacto con la superficie de falla valdrá:

$$dN_1 = n_1 \, dx = \gamma_1 h_1 \cos \theta \, dx$$

integrando

$$N_1 = \int_{x_0}^x \gamma_1 h_1 \cos \theta \, dx$$

y el esfuerzo que obra en el corazón será:

$$dN_2 = (n_1 + n_2) \, dx = (\gamma_1 h_1 \cos \theta + \gamma_2 h_2 \cos \theta) \, dx$$

integrando:

$$N_2 = \int_{x_1}^{x_2} (\gamma_1 h_1 \cos \theta + \gamma_2 h_2 \cos \theta) \, dx$$

y el valor total del esfuerzo normal será:

$$N = N_1 + N_2$$

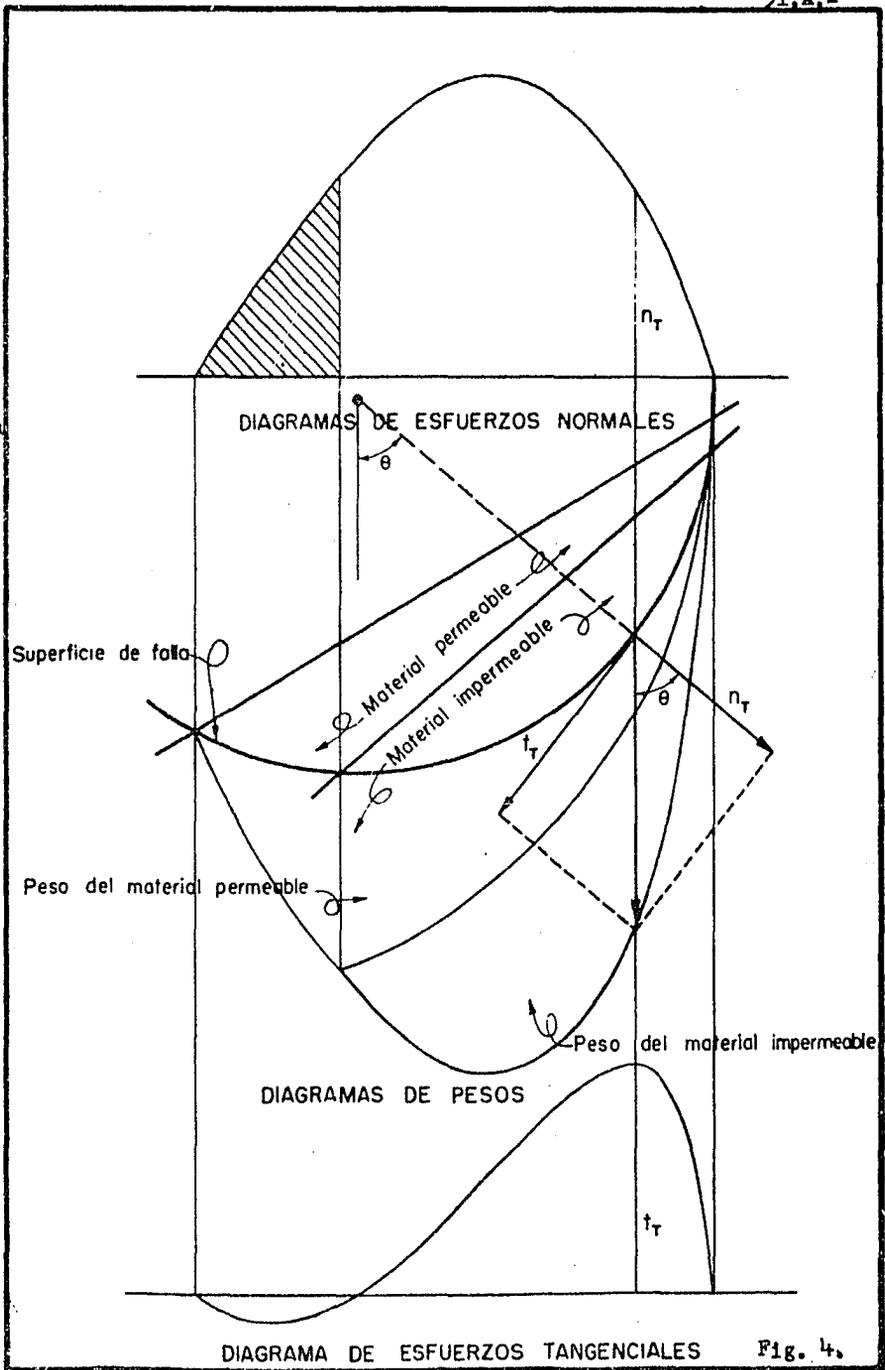
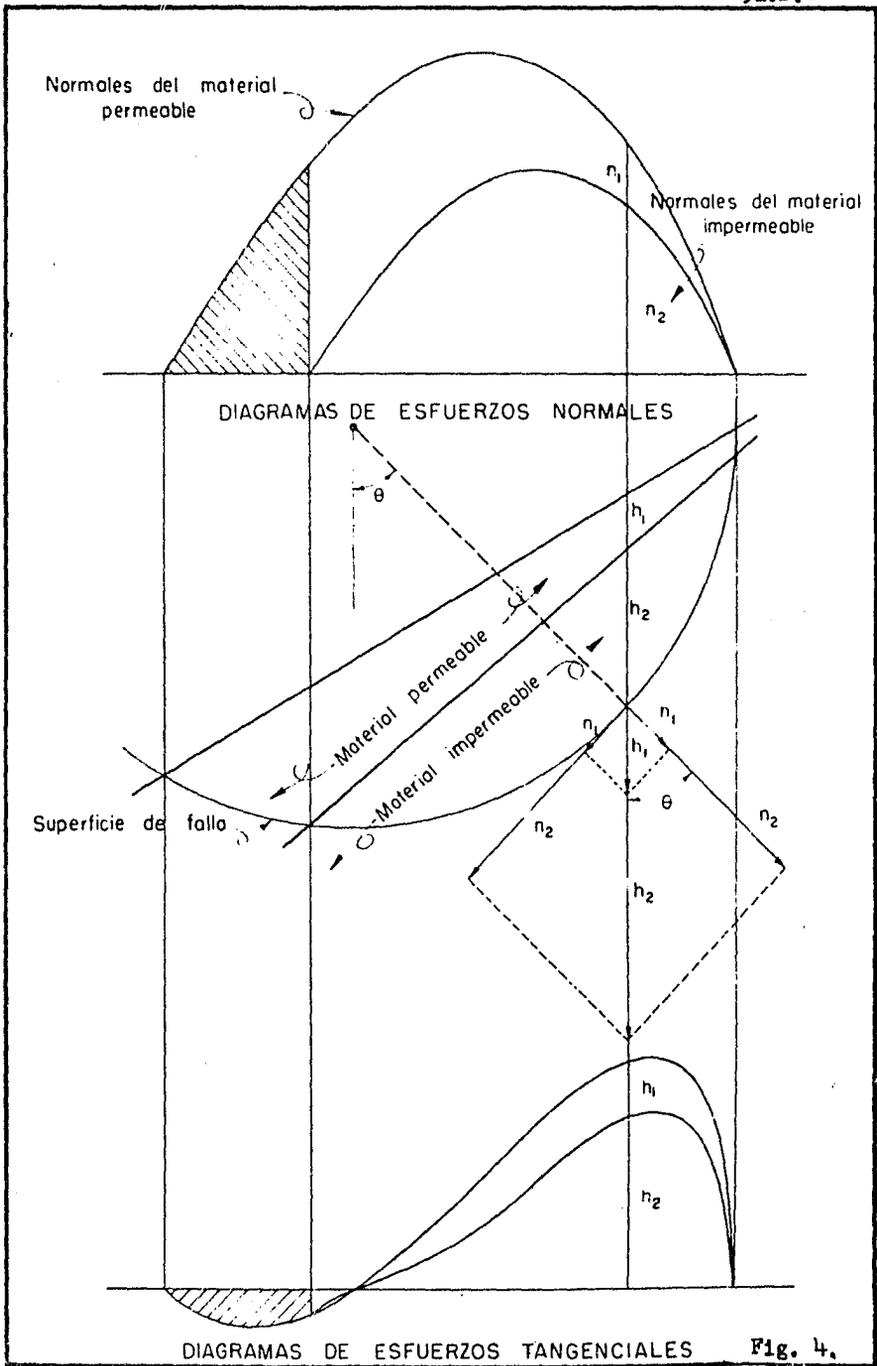


DIAGRAMA DE ESFUERZOS TANGENCIALES

Fig. 4.



Por lo tanto en el diagrama de esfuerzos normales para este caso, habrá que distinguir la división de área, (N_2) que corresponde a los esfuerzos normales producidos en la zona del corazon impermeable y el área (N_1) que corresponde a los esfuerzos normales producidos en la zona permeable de la sección considerada.

De la misma manera el valor de los componentes tangenciales en este caso será:

$$dT = (\gamma_1 h_1 \text{ sen } \theta + \gamma_2 h_2 \text{ sen } \theta) dx$$

Si hacemos:

$$\begin{aligned} \gamma_1 h_1 \text{ sen } \theta &= t_1 \\ \gamma_2 h_2 \text{ sen } \theta &= t_2 \end{aligned}$$

se tendrá:

$$dT = (t_1 + t_2) dx$$

$$T = \int_0^{x_2} (t_1 + t_2) dx$$

La expresión anterior indica el valor total del esfuerzo tangencial es igual a la integración de los valores de los componentes tangenciales a lo largo de todo el círculo de falla; lo que es equivalente al área bajo la curva de esfuerzos tangenciales.

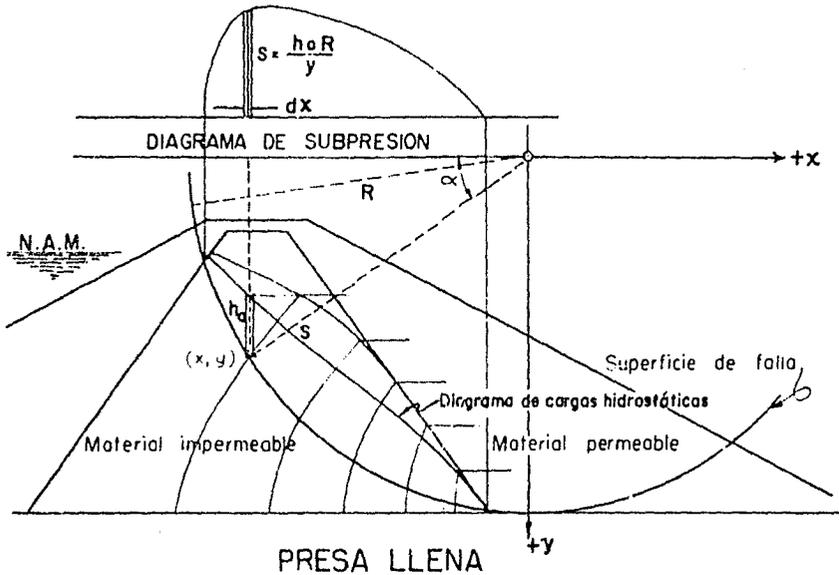
c).- Trazo de la curva de esfuerzos de subpresión.

La subpresión es una fuerza que obra sobre la superficie de falla, en sentido opuesto a los componentes normales del peso de los materiales. Para cuantificar su valor es necesario una vez trazada la red de flujo trazar el diagrama de subpresión.

Sobre la sección propuesta, las líneas equipotenciales de la red de flujo y el círculo de falla, se intersectan en los puntos para los que existe un valor de carga de agua, correspondiente a la equipotencial intersectadas.

Sea C (Fig. No. 5) un punto cualquiera, donde el círculo de falla corta una equipotencial, en dicho punto la presión hidrostática es numéricamente igual al desnivel "h", que existe entre este punto y la horizontal trazada desde el punto donde la equipotencial intersectada corta a la línea de saturación. La subpresión se considera actuando normal a la superficie de falla y en sentido opuesto a la componente normal del peso y su valor en el punto considerado, está determinado por la componente normal de la altura representativa de la carga de agua.

Para obtener gráficamente su valor, se trazan radiales a partir del centro del círculo, pasando por cada intersección con las equipotenciales, quedando limitadas por las prolongaciones de las horizontales que marcan las caídas de potencial. En el punto considerado en la figura el valor de la subpresión está dado por el segmento CC_1 .



SECCION MAXIMA DE LA CORTINA

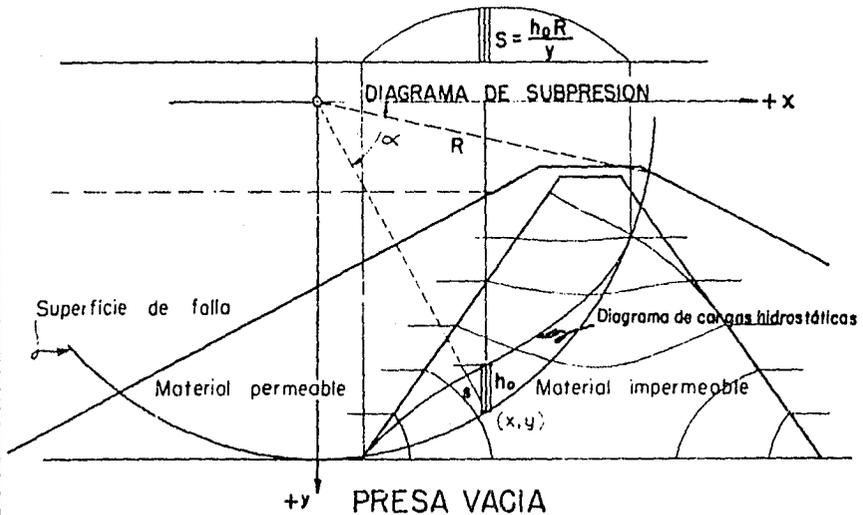


Fig. 5.

Los valores de estos segmentos así determinados para todos los puntos de cruce del círculo de falla con las equipotenciales, se llevarán a partir de un eje horizontal tomado como base, determinando en esta forma los puntos por los cuales se traza la curva de subpresión.

El valor de la fuerza de subpresión que obra sobre un segmento "dL" de la superficie de falla queda expresado como sigue:

$$ds = \int w h dL = \rho dL$$

en donde:

w = peso volumétrico del agua.

h = carga de agua para el punto considerado.

p = presión hidrostática en el punto considerado.

por otra parte $dL = \frac{dx}{\cos}$ (Fig. 5)

Sustituyendo este valor en la ecuación anterior se tiene:

$$ds = \rho \frac{dx}{\cos}$$

haciendo $\frac{\rho}{\cos} = \rho^1$

queda: $ds = \rho^1 dx$

y el valor total de la subpresión estará dado por la integración de la expresión anterior.

$$s = \int_{x_1}^{x_2} \rho^1 dx$$

valor que es equivalente gráficamente al área bajo la curva del diagrama de subpresión.

La determinación de la curva de subpresión y la obtención de su valor se hace de la misma manera tanto para presa llena como para vaciado rápido, utilizando para el primer caso la red de flujo para presa llena y para el segundo caso la red de flujo para vaciado rápido.

d).- Medición de las áreas comprendidas entre el eje horizontal y las curvas de esfuerzos (normales, tangenciales y de subpresión.)

Gráficamente las áreas de los diagramas de esfuerzos se determinan por medio del planímetro.

Para el caso del diagrama de esfuerzos normales, cuando se tienen en la sección dos materiales con distintas propiedades mecánicas, hay que determinar las dos áreas correspondientes AN_1 y AN_2 por separado.

e).- Obtención de los esfuerzos normales, tangenciales y de subpresión.

Una vez que se tienen los valores de las áreas de los -- diagramas correspondientes, se procede a obtener el valor de los esfuerzos multiplicando los valores de cada una de las áreas por el producto de escalas.

En esta forma los valores estarán dados por:

Esfuerzo Normal:

$$N = A_N E_L E_F$$

En donde:

A_N = área del diagrama de esfuerzos normales

E_L = escala de líneas.

E_F = escala de fuerzas.

Para el caso de tener dos materiales con distintas propiedades mecánicas.

$$N = N_1 + N_2$$

Siendo N_1 y N_2 los valores de los esfuerzos normales en la zona de enrocamiento y en la zona del corazón impermeable respectivamente.

$$N_1 = A_{N1} E_L E_F$$

Siendo A_{N1} y A_{N2} , las áreas de los diagramas de esfuerzo normal -- para las zonas de enrocamiento y del corazón respectivamente.

Esfuerzo Tangencial

$$T = A_T E_L E_F$$

Siendo A_T el valor del área del diagrama de esfuerzos -- tangenciales.

Subpresión.

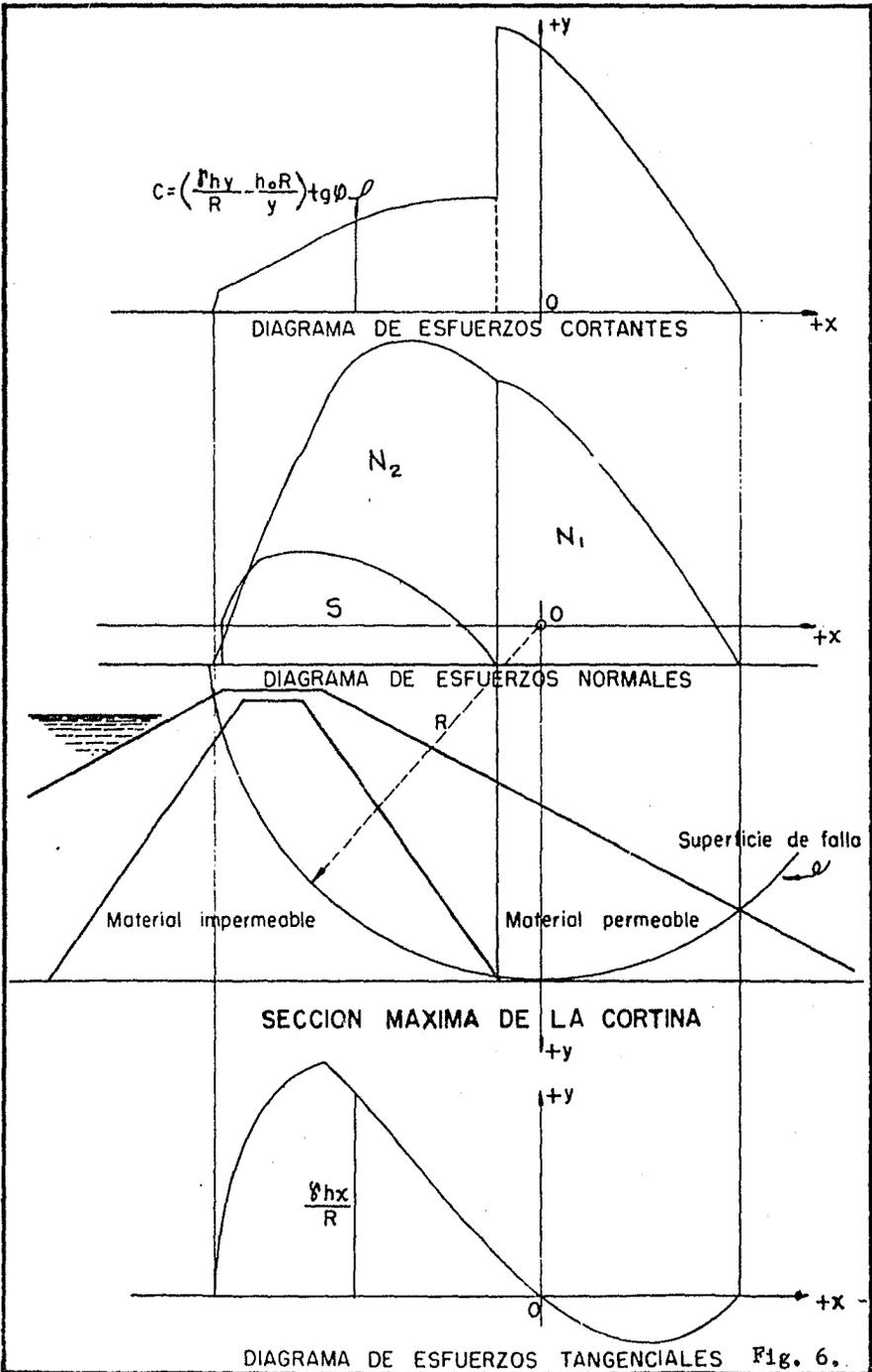
$$S = A_S E_L E_F$$

En donde A_S es el valor del área del diagrama de subpre-- sión.

De esta manera se obtienen los valores "N", "T" y "S" de los esfuerzos que intervienen en la obtención del factor de seguridad de una sección propuesta para un círculo de falla considerado.

f).- Obtención de la longitud de la superficie de falla-- y de la cohesión.

La cohesión es otra de las fuerzas estabilizadoras de la sección, ya que se opone al deslizamiento de la cuña deslizante.--



La cohesión se obtiene midiendo la longitud del círculo de falla -- únicamente en su tramo comprendido entre los taludes del corazón -- impermeable, pues como se dijo anteriormente, la zona de enrocamiento y el material de rezaga o acarreo está compuesta por materiales que no tienen cohesión.

La fuerza de cohesión para un segmento del círculo de falla de longitud "dL" será:

$$dC = cdL$$

en donde

C = fuerza de Cohesión en todo el tramo del círculo -- comprendido entre las fronteras del material cohesivo.

c = fuerza cohesiva por metro cuadrado

por lo que la fuerza total de cohesión estará valuada por la integración de la expresión anterior.

$$C = \int_{x_1}^{x_2} cdL$$

Integrando entre los límites fijados.

$$C = cL$$

Siendo "L" la longitud del arco de círculo comprendida dentro del material cohesivo.

g).- Obtención del factor de seguridad.

Una vez efectuados los pasos anteriormente descritos, se está en posibilidad de calcular el factor de seguridad, puesto que se han obtenido todos los factores que intervienen en las estabilidad de la sección.

Las fuerzas estabilizadoras, que se oponen al deslizamiento de la cuña son los esfuerzos normales y la cohesión del material; las fuerzas que tienden a hacer que la cuña deslice, son los esfuerzos tangenciales y la subpresión.

Los esfuerzos normales componentes del peso de la cuña -- deslizante, intervienen en el factor de seguridad generando esfuerzos de fricción (principio del plano inclinado). Estos esfuerzos de fricción tienen como valor.

$$F = N \tan \phi$$

siendo ϕ el coeficiente de fricción del material deslizante. La cohesión del material actúa directamente impidiendo el deslizamiento por medio de las tensiones intergranulares, que se producen en la masa de un material cohesivo.

Las fuerzas tangenciales componentes del peso de la cuña-deslizante, actúan directamente sobre la superficie de falla, ayu-

dando al deslizamiento cuando tienen sentido positivo y oponiéndose a él cuando son de sentido negativo. Finalmente la subpresión interviene en el factor de seguridad, disminuyendo el valor de los componentes normales del peso de la cuña deslizante, ya que actúa normalmente al círculo de falla y en sentido opuesto a las componentes -- normales. De esta manera se disminuye la fuerza estabilizadora de fricción generada por los esfuerzos normales en la zona del corazón impermeable y su valor es:

$$F_2 = (N_2 - S) \tan \phi_2$$

En el caso de tener dos tipos de material en la sección, -- la fuerza friccionante producida por los esfuerzos normales en la zona de enrocamiento vale

$$F_1 = N_1 \tan \phi_1$$

El factor de seguridad es el cociente que resulta de la relación entre las fuerzas estabilizadoras que se oponen al deslizamiento y las fuerzas que tratan de hacer deslizar la cuña; su expresión matemática para una sección que se ha reducido a una sola clase de material es la siguiente

$$F_S = \frac{(N - S) \tan \phi + cL}{T}$$

Para el caso más general de una sección compuesta por una zona de material impermeable y otra zona de material permeable la expresión es la siguiente:

$$F_S = \frac{N_1 \tan \phi_1 + (N_2 - S) \tan \phi_2 + cL}{T}$$

En la cual ϕ_1 y ϕ_2 , son los ángulos de fricción interna -- del material en la zona de enrocamiento y del material en la zona impermeable respectivamente.

Se deben analizar un cierto número de superficies probables, hasta encontrar la que resulta con el menor factor de seguridad, que es la superficie crítica. Teóricamente la superficie de -- deslizamiento está a punto de deslizar, cuando el factor de seguridad es igual a la unidad, y en situación va siendo menos factible, -- al aumentar el valor del factor de seguridad.

Se considera que un valor mínimo de 1.5 del factor de seguridad para el círculo crítico, es suficiente, para satisfacer las -- necesidades del proyecto. La sección más económica sería en consecuencia, aquella que para todas las superficies de falla que se pudieran pasar sobre la sección se obtuviera el valor de 1.5 para el factor de seguridad, pero esto no es práctico desde el punto de vista de la construcción y por lo tanto no es económico.

Como consecuencia, se obtiene un diseño seguro y económico, cuando la superficie crítica de deslizamiento cumple con la condición de tener un factor de seguridad cuyo valor sea, no menor pero cercano a 1.5

Efecto de Temblor.

Se ha estudiado la influencia que tiene el temblor en las estructuras de tierra, y debido a este fenómeno es necesario hacer una modificación a los esfuerzos normales y tangenciales.

Para hacer el cálculo del factor de seguridad incluyendo el efecto de temblor y de la presión hidrostática, se analiza el círculo crítico para el caso más desfavorable (presa llena para el talud aguas abajo), considerando el efecto del temblor actuando normalmente al eje de la cortina.

Una vez resultando estable la sección estudiada de la presa con determinados taludes, se procede a hacer la modificación de esfuerzos, por efecto de temblor y si una vez hecho esto, no da condiciones de estabilidad aceptables, entonces se procede a redimensionar la sección y a efectuar de nuevo el cálculo hasta que quede bien, repitiendo los pasos anteriormente descritos.

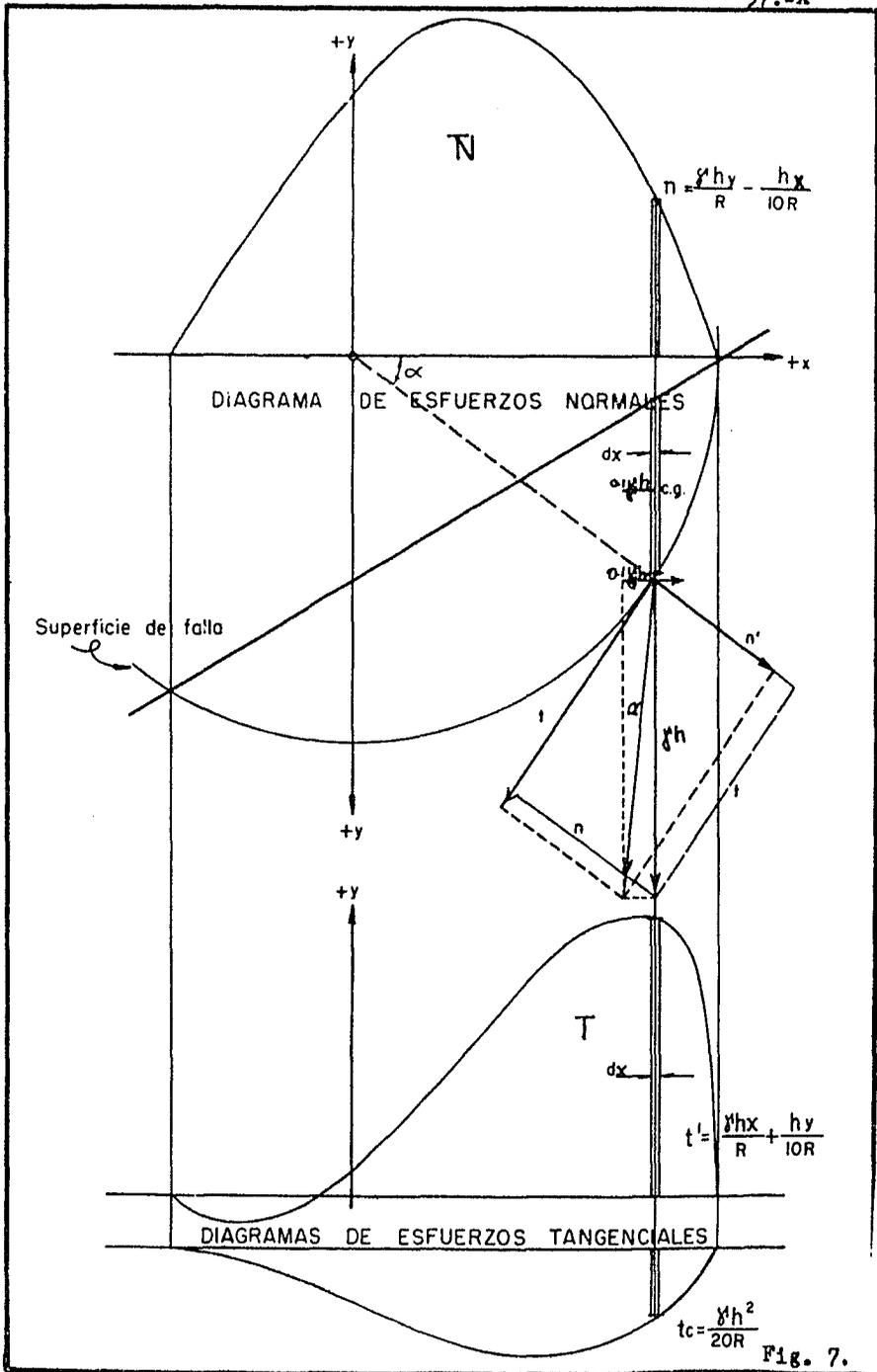
Para cuantificar el valor del efecto de temblor, se considera que la relación de la aceleración del temblor, a la de la gravedad es de 0.1. Por lo cual, el valor del esfuerzo que produce el temblor en una zona determinada es de 0.1 del peso del material correspondiente a dicha zona y aplicado en su centro de gravedad.

En la Fig. No. 7 tenemos el caso de un solo material. Como se dijo en líneas anteriores se multiplica el peso " " por la altura "h" de la columna de material en el punto considerado; se toma 0.1 de dicho producto como la fuerza que está aplicada en el centro de gravedad de dicha columna, pero como lo que importa es conocer las fuerzas que obran en la superficie de deslizamiento, esta fuerza la trasladamos paralelamente al punto donde la superficie de falla corta la vertical que pasa por el punto considerado. Al hacer esto se produce un momento en el sentido opuesto al deslizamiento, cuyo valor es:

$$M = 0.1 wd.$$

Siendo: $w = \gamma h$, el peso de la faja considerada.
 y $d = 0$ brazo de palanca del par.

Componiendo dicha fuerza con la que representa el peso " γh " de la faja de ancho unitario considerada, se obtiene una resultante, la cual se descompone a su vez en una fuerza normal y una fuerza tangencial al círculo de falla en el punto considerado. Con estas nuevas componentes normales y tangenciales se trazan los diagramas de esfuerzos respectivos como se ha descrito en el análisis anterior.



Ahora bien, para tomar en cuenta el efecto que produce el momento provocado al trasladar la fuerza representativa de la aceleración producida por el temblor, desde el centro de gravedad de la faja hasta el círculo de falla, se considera la acción de un par, cuyo momento sea de igual magnitud y del mismo sentido al del momento antes dicho, y cuyo brazo de palanca sea igual al radio del círculo. Las fuerzas componentes de este par estarán actuando, una en el centro del círculo de falla y la otra actuando tangencialmente al círculo en el punto considerado y su valor es:

$$F = \frac{M}{R} = \frac{0.1 \omega d}{R}$$

Siendo R el radio del círculo de falla.

Con este valor de cada fuerza en su respectivo punto, se determina el diagrama de corrección que hay que hacer al de los tangenciales, llevando también a partir de una horizontal cada fuerza y uniendo los puntos. Siempre hay necesidad de aumentar la escala para este diagrama dado el pequeño valor de las fuerzas.

De la misma manera descrita anteriormente se determinará por medio del planímetro las áreas las cuales multiplicadas por el producto de las escalas, darán los valores de los esfuerzos respectivos.

Como el efecto que produce el momento del par, en los esfuerzos tangenciales, es una fuerza que obra en sentido contrario a los tangenciales del peso del material que tiende al deslizamiento, la corrección de este efecto deberá ser restada al esfuerzo tangencial total.

El factor de seguridad se obtiene de la misma manera que se explicó en casos anteriores, con la diferencia que en el denominador, al esfuerzo tangencial se le resta el valor de la corrección quedando expresado así:

$$F_s = \frac{(N-S) \tan \phi + cL}{T - T_c}$$

Siendo T_c la corrección al esfuerzo tangencial.

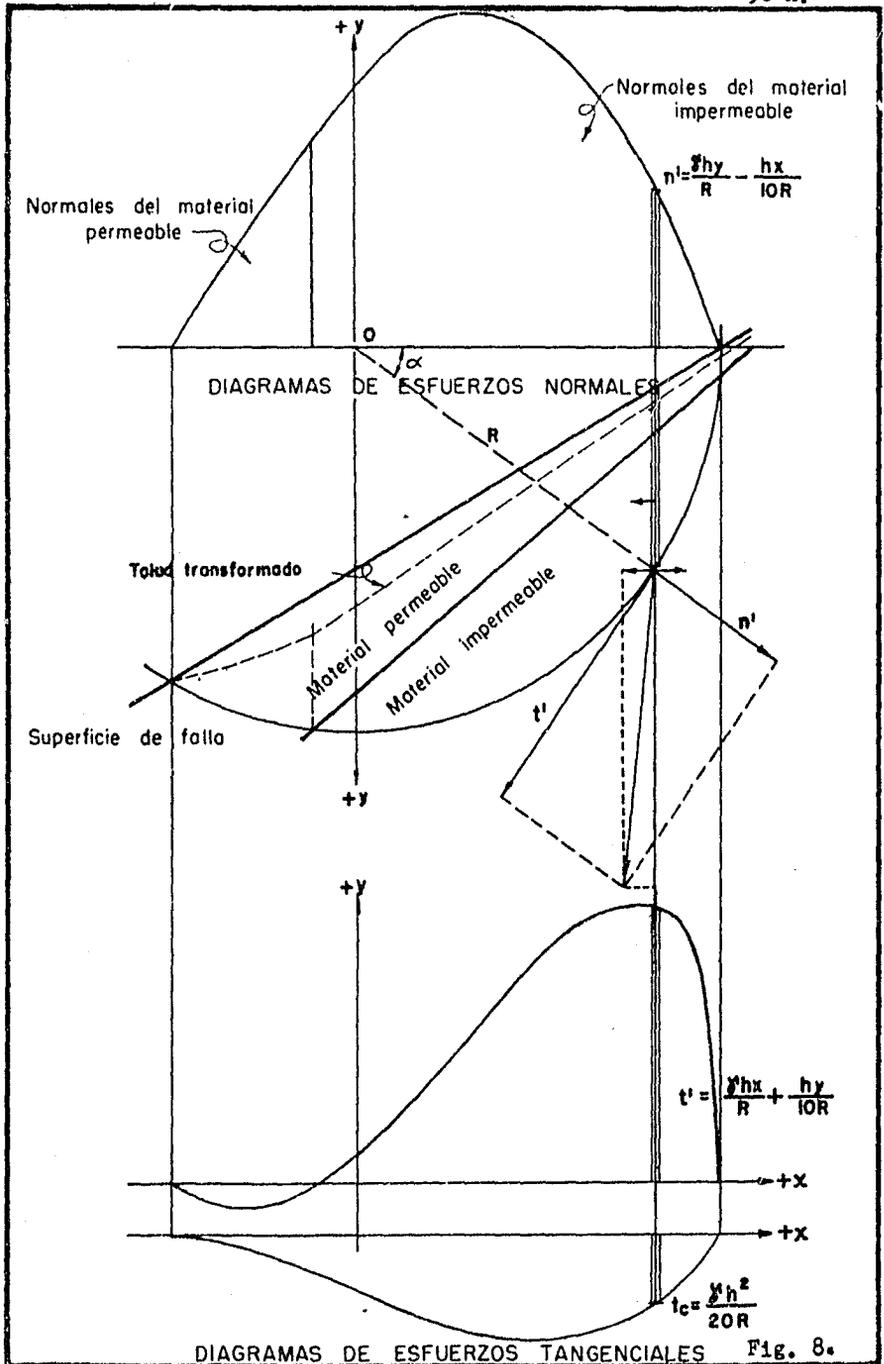
Para el caso de tener dos materiales (permeable e impermeable) y no querer usar la transformación del talud se hace lo siguiente.

En la Fig. 8 tenemos definido el centro de gravedad para la altura h_1 y h_2 correspondiente a cada material; por dicho centro se traza normal a la altura considerada una fuerza cuyo valor es:

$$0.1 \gamma_1 h_1 \text{ y } 0.1 \gamma_2 h_2 \text{ respectivamente.}$$

De estas fuerzas se encuentra la posición de la resultante cuyo valor es:

$$R = 0.1 (\gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2)$$



este resultante se traslada en idéntica forma que el caso anterior al círculo de falla, produciéndose el momento

$$M = 0.1 wd$$

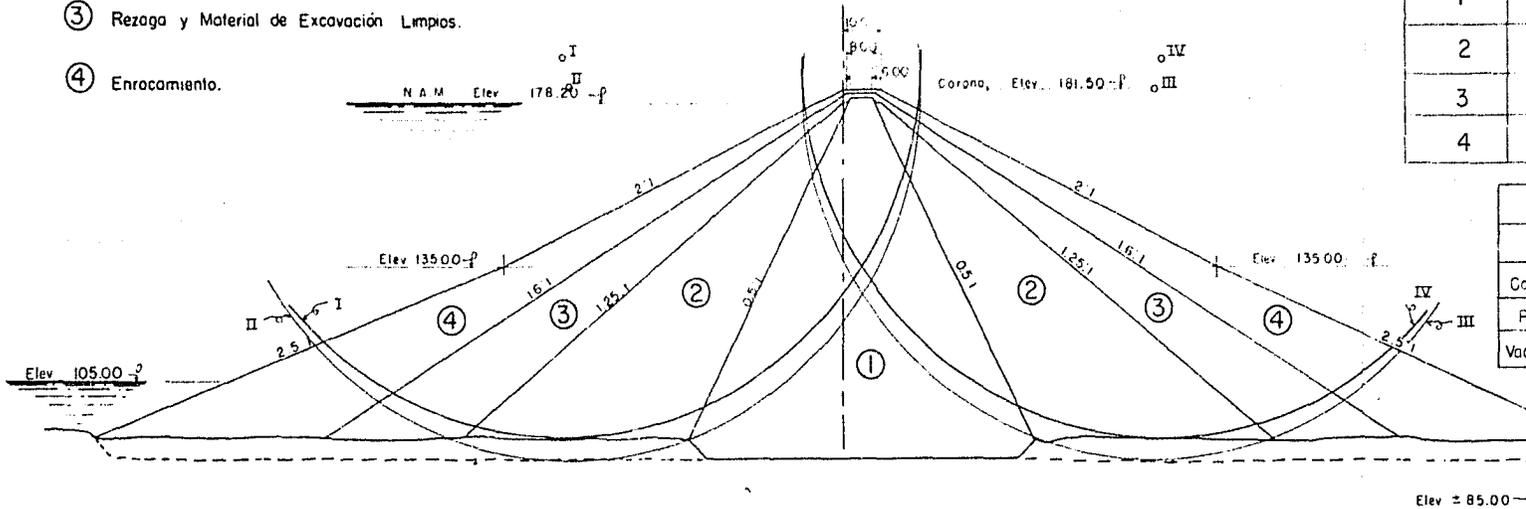
en donde "w" es el peso de esa faja unitaria e igual a; $\int_1 h_1 + \int_2 h_2$ y "d" la distancia recorrida en la traslación.

Se repiten los mismos pasos que en el caso anterior en la misma manera, quedando el factor de seguridad expresado en la siguiente forma:

$$F_s = \frac{(W_2 - S) \tan \phi_2 + N_1 \tan \phi_1 + cL}{T - T_c}$$

Para el caso del estudio que nos ocupa, el análisis de estabilidad de taludes se realizó para los círculos de falla mostrados en el Plano No. , arrojando los factores de seguridad los valores anotados en el cuadro adjunto.

- ① Material Impermeable.
- ② Grava y Arena Limpios.
- ③ Rezaga y Material de Excavación Limpios.
- ④ Enrocamiento.



PROPIEDAD	
Zona	P
1	
2	
3	
4	

Co
P
Vac

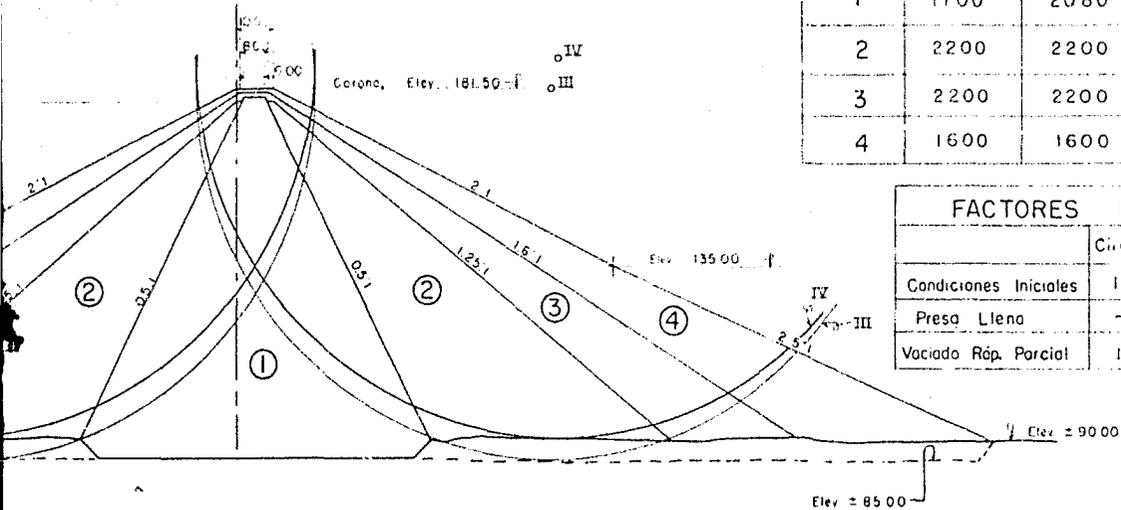
SECCION MAXIMA DE LA CORTINA

ESCALA 1:1000

PROPIEDADES MECANICAS DE LOS MATERIALES

Zona	Peso Vol. seco Kg/m ³	Peso Vol. saturado Kg/m ³	Iniciales		Finales	
			ϕ	c Ton/m ²	ϕ	c Ton/m ²
1	1700	2080	0	5,9	16	4,5
2	2200	2200	35	0	35	0
3	2200	2200	35	0	35	0
4	1600	1600	45	0	45	0

FACTORES DE SEGURIDAD				
	Círculo I	Círculo II	Círculo III	Círculo IV
Condiciones Iniciales	1,58	1,60	1,60	1,58
Presa Llena	—	—	1,85	1,77
Vaciado Rép. Parcial	1,63	1,67	—	—



ON MAXIMA DE LA CORTINA

U N A M
 ESCUELA NACIONAL DE INGENIEROS
 Distrito de riego del Río Culiacán, Sin
 PRESA EL HUMAYA, SIN.
 ANALISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES
 tesis profesional

CARLOS NACHON AGUIRRE

VII.-PROGRAMA DE TRABAJO Y COSTOS.

Para resolver satisfactoriamente este capítulo, es necesario contar con cierta experiencia en trabajos de esta magnitud; pues dada la cantidad de factores que deben correlacionarse, el problema se vuelve complejo y en muchas ocasiones al descuidar un concepto, es causa de grandes perjuicios para el costo de la obra.

El programa de trabajo en la construcción de una obra es de gran utilidad, pues por medio de él se precian y regulan las etapas y conceptos de trabajo principales de la misma. Al mismo tiempo por medio de él se conocen las necesidades de dinero y equipo en las diferentes etapas de obra. Durante la construcción, es una guía de comprobación de las realizaciones parciales proyectadas para la resolución del problema global y juntamente con las nóminas de equipo y personal, muestra al ingeniero el control de avance de las obras, así como el costo de las mismas.

Para formular un programa detallado, es necesario, conocer los volúmenes de cada uno de los conceptos de trabajo que intervienen en el proyecto; así como suponer ó determinar por comparación los datos faltantes. La elaboración de un programa de trabajo consiste esencialmente en la distribución conveniente de las cantidades de trabajo durante el tiempo de construcción necesario para efectuar la obra, de tal manera que el equipo con que se cuenta para la ejecución de la misma, sea suficiente y trabaje al 100% de su capacidad.

El tiempo de construcción en una obra de este tipo depende de los factores siguientes:

- 1.- El valor del gasto máximo extraordinario de la corriente y período en que se presenta.
- 2.- Conocimiento de los hidrógrafos de la corriente durante varios ciclos, con el fin de determinar la duración de los períodos de sequía y de avenidas.
- 3.- Cantidades de trabajo de los principales conceptos que componen la obra (terracerías, túnales, vertedor, obra de toma, etc.).
- 4.- Equipo disponible para la ejecución de las obras.
- 5.- Fondos disponibles para cada una de las etapas de construcción.

En el caso de nuestro estudio la obra de excedencias se alojará inmediatamente a la izquierda del puerto y consistirá -

en un vertedor tipo abanico, de cresta libre curva en planta y con perfil de cimacio, que estará formado por un muro de concreto de 14 M. de altura máxima. Las características del vertedor son las siguientes:

Capacidad.	4900	M3/s.
Longitud de Cresta.	100	M.
Carga sobre la Cresta.	8.50	M.
Bordo libre.	3.00	M.

Los estudios hidrométricos registran dos períodos de avenidas y dos de estiaje por año, debido a esto se considerarán para el trabajo cuatro etapas para la realización de la obra la primera y la tercera corresponderán al tiempo de avenidas y la segunda y cuarta al tiempo de estiaje.

Durante la primera etapa se efectuarán las obras de desviación y control del río; como son la excavación de los túneles de desviación y de toma y la construcción de sus respectivas ataguías, y se iniciarán las obras auxiliares como son, la instalación del campamento, que comprende oficinas, habitaciones, talleres, bodegas, polvorín; construcción de caminos de acceso para facilitar el transporte de materiales; planta de luz e instalaciones eléctricas y sanitarias indispensables para la buena marcha de los trabajos.

Al mismo tiempo durante los meses que permitan las lluvias, se iniciarán la limpia de la cimentación y la excavación del dentellón; después de lo cual se harán las perforaciones e inyecciones superficiales ó profundas en la cimentación.

Al llegar las primeras avenidas, no será posible trabajar en el lecho del río, sólo en los túneles, el vertedor el dique y tendido de material sobre las laderas de la cortina. Durante la época de lluvias como se tiene poco rendimiento en el tendido de material impermeable se incrementará el tendido de materiales permeables.

En la segunda etapa durante el estiaje se continuarán las excavaciones de la limpia y el dentellón en el lecho del río; haciendo las inyecciones necesarias a medida que se vaya descubriendo la roca; después de esto se efectuará el colado del dentellón y empezará a levantarse el terraplén de la cortina; también se iniciarán los trabajos de la estructura y revestimiento del túnel en la obra de toma y se terminarán los trabajos en el dique del vertedor.

En la siguiente etapa (avenidas) se terminarán las excavaciones en los tajos de entrada y salida de la obra de toma y canales de entrada y descarga del vertedor.

En esta etapa se seguirá con el tendido del terraplén de la cortina incrementando el tendido del material impermeable mientras las lluvias lo permitan.

Se terminarán durante este período las obras de construcción e instalación de los nuevos poblados.

En la siguiente época de estiaje se incrementará el tendido en el terraplén de la cortina para que cuando lleguen las primeras avenidas estas comiencen a almacenarse en el vaso, colocandolos tapones de concreto en el tunel de desviación.

Finalmente en la última etapa se terminarán las estructuras de la obra de toma, se colará el piso, cimacio y taludes del vertedor y se efectuará el cierre del terraplén de la cortina. Posteriormente se harán las obras anexas, como camino a través de la corona, erección de barandales y guarniciones, así como la instalación de la planta hidroeléctrica.

De acuerdo con las exploraciones efectuadas en el sitio de la construcción y en los bancos de préstamo, así como las cantidades de trabajo y las etapas de construcción programadas, se procede a la determinación del equipo necesario para la realización de la obra.

El número de palas mecánicas necesarias, se determina según las cantidades de trabajo de acuerdo con el rendimiento del tipo de pala que se trate. En la práctica se ha observado que por cada pala excavando material, se necesitan dos bulldozers jalando rodillos pata de cabra y una motoconformadora extendiendo material en el terraplén.

Para desarrollar de una manera satisfactoria el programa de construcción propuesto en este trabajo, se considera necesario en el momento de más intensidad de las obras, tener trabajando tres palas mecánicas en la explotación de los bancos de roca, dos palas en los préstamos de material impermeable, tres bulldozers jalando rodillos pata de cabra, cuatro bulldozers en el acomodo de enrocamiento, dos aguas arriba y dos aguas abajo; dos motoconformadoras para extender el material en el terraplén y para hacer las rectificaciones y movimientos en los caminos de acceso; así como otro bulldozers haciendo movimientos de material en préstamos y caminos de acceso.

Durante el tiempo de lluvias, en que la colocación y tendido del material impermeable en la cortina no requiere todo el equipo, una o dos palas pueden moverse para hacer las excavaciones necesarias en los túneles y en el vertedor, un bulldozer y una motoconformadora estarán trabajando en caminos de acceso y otro bulldozers podrá estar efectuando desmontes y limpia en los lugares donde sea necesario.

<u>I.- Presa de El Munaya.</u>		
Camino de acceso a la presa 35 Km. \$	3,920,000.00	
Carrizamiento Residencia.....	<u>2,240,000.00</u>	\$ 6.160,000.00
Cortina y control del río.....	53,872,000.00	
Vertedor.....	5,880,000.00	
Obra de toma.....	<u>24,259,200.00</u>	84,011,200.00
<u>II.- Presa derivadora El Rincón.</u>		
		16.800,000.00
<u>III.- Canal principal, tramo muerto.</u>		
Excavación.....	38,000,000.00	
Revestimiento.....	3,136,000.00	
Sifón.....	7,840,000.00	
Túnel.....	7,392,000.00	
Dique Km. 17.....	11,424,000.00	
Estructuras Varias.....	<u>11,200,000.00</u>	78.992,000.00
<u>IV.- Zona de Riego.</u>		
Canal principal, laterales y caminos para una superficie de 90,000-Ha.....		145.600,000.00
<u>V.- Materiales y Equipo.</u>		
Cemento 83 000 Ton x 190.00.....	15,803.200.00	
Fierro: 12 000 Ton x 1,680.00.....	20,160.000.00	
Equipo fijo presa.....	5.600.000.00	
Compuertas: 600 Tons x 3,920.00....	<u>2,352.000.00</u>	43.915,200.00
<u>VI.- Dirección Administración.</u>		
Residencia.....		<u>8.000.000.00</u>
COSTO TOTAL. . .		<u><u>383,478.400.00</u></u>

El anteproyecto del conjunto de obras en Proyecto para el aprovechamiento múltiple de la corriente del Rfo Humaya arroja un -- costo total de \$ 383,478,400.00

Para elaborar el anteproyecto anterior se hicieron estudios de los precios unitarios aplicados a cada concepto de trabajo - tomando en cuenta el tipo de maquinaria empleado y su rendimiento; - así también como los salarios que deberán pagarse a los operadores - de las máquinas y depreciación de las mismas; una vez analizadas los precios unitarios, se hizo una cuantificación de los volúmenes de -- obra que es necesaria realizar para la ejecución del proyecto. Estos volúmenes de obra multiplicados por el precio unitario nos darán un -- costo total por el concepto de trabajo considerado. Siendo la suma - de estos costos parciales el costo total del conjunto de obras por - realizar.

Con estas obras se piensa regar 185000 Ha. con un costo - de \$ 383,478,400.00 lo que nos da un costo por hectárea de \$ 2,072.85 que será recuperado por medio de los impuestos que causará el desarro -- llo agrícola e industrial de la zona beneficiada.

VIII.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

El estudio integral del problema tratado en este trabajo, nos lleva a las siguientes conclusiones generales:

El proyecto y construcción de una estructura de tierra están basados en la experiencia del personal que interviene en los estudios proyecto y construcción de la misma; en la información que brinda el laboratorio, y por último debe apearse a la teoría de la Mecánica de Suelos.

Estos tres factores se complementan entre si para llegar a conocer detalladamente las propiedades y el comportamiento de los materiales que constituyen la estructura en estudio.

En nuestro país se han construido hasta la fecha un gran número de presas de tierra, en las cuales se han presentado una gran variedad de problemas y se ha tratado con materiales de distintas características. En la ejecución de todas estas obras el personal técnico y práctico que ha intervenido, ha adquirido de ellos cierta experiencia, por lo que actualmente el personal que interviene tanto en los estudios y el proyecto de una cortina o dique de una presa, como el que interviene en la ejecución de la obra, está constituido por técnicos y trabajadores que cuentan con basta experiencia; por otra parte, los laboratorios con los que se cuenta actualmente, están equipados con aparatos que van de acuerdo con el avance que se ha tenido en la teoría de la Mecánica de Suelos que se aplica a la resolución de problemas de este tipo y los equipos usados en la construcción de las obras se han ido perfeccionando y complementando, para satisfacer el problema que se presenta.

El personal encargado de los estudios de laboratorio y diseño de una cortina, debe formular para cada caso especial un programa de laboratorio adecuado; pues las pruebas de rutina no son suficientes muchas veces, para obtener los datos necesarios para un problema determinado.

Cualquiera que sea la calidad de los materiales que se vayan a emplear en la construcción de una estructura de tierra ésta se expresa en el diseño por medio de ciertas propiedades que se determinan en el laboratorio y que sirven de comparación durante el control del producto en la construcción. En el laboratorio se trata de reproducir lo más fielmente posible las condiciones críticas que se supone se presentarán durante la vida de la estructura.

En realidad la resolución del problema no se considera enteramente satisfactoria, pues está limitada, por la correlación, de los resultados obtenidos por los métodos de laboratorio,

y los que se obtendrán con los materiales en la estructura. Distintas autoridades en Mecánica de Suelos, consideran que los datos de que se dispone para el diseño y análisis de la estabilidad de la sección de una cortina de tierra, son insuficientes, aún para la deducción de reglas empíricas, y se conoce tan poco en el estudio de los suelos que ningún conjunto de datos generales e hipótesis, puede establecerse con base para la acumulación de datos faltantes.

A pesar de este desalentador punto de vista, los ingenieros deben seguir diseñando y construyendo estructuras de tierra utilizando los datos disponibles que ayuden a la ejecución de obras completamente seguras. En nuestro país el criterio que se ha seguido en el diseño de todas las presas que se han construido, ha dado resultados satisfactorios, por lo que se puede concluir, que este criterio es correcto, hasta que cualquier teoría nueva esté bien probada, o hasta que la práctica demuestre que deba modificarse.

Sin embargo es conveniente para poder llegar a un mejor conocimiento del problema hacer estudios, especialmente de campo, efectuando observaciones en todas las nuevas estructuras que se construyan.

Dichas observaciones consisten esencialmente en los estudios de los asentamientos de la estructura, colocando testigos de observación y bancos de nivel cercanos a ésta, así como la colocación de piezómetros que indiquen la variación de la carga piezométrica a través de una sección.

En el caso particular de nuestro estudio las conclusiones y recomendaciones pertinentes son las siguientes.

De acuerdo con los estudios realizados se concluye que los materiales de construcción tanto permeables como impermeables en el sitio de construcción de la Presa de "El Humaya" son suficientes y propios para utilizarse en las diferentes secciones y estructuras de la presa, de acuerdo con las pruebas que se reportan en el presente trabajo.

La sección de la cortina debe ser la que se incluye en este trabajo.

La cimentación de la cortina es adecuada, como puede observarse en el corte geológico.

Se recomienda que en la explotación de los bancos de material impermeable se use maquinaria apropiada para efectuar un corte que produzca material similar al de las muestras integrales estudiadas, esto se logra haciendo la explotación por medio de palas mecánicas y además se recomienda que se construya un terraplén de prueba para averiguar de antemano la utilización más correcta y eficiente del equipo de compactación usado.

Es conveniente, que durante la construcción se efectúe el control de la compactación del material impermeable, así como la dosificación de la humedad óptima, para lo cual se requiere -- que el laboratorio de la obra cuente con el personal y equipo adecuado.

Se recomienda la instalación de testigos de observación y tubos piezométricos, en diferentes partes de la estructura para observar su comportamiento real, con el fin de que las observaciones que se hagan, brinden algunas enseñanzas que sean útiles para lograr un perfeccionamiento mayor, en los métodos de diseño de este tipo de estructuras de tierra.