

1246

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
ESCUELA NACIONAL DE INGENIEROS

**DISEÑO DE LA CORTINA DE LA
PRESA DE TACOTAN, JAL. DESDE
EL PUNTO DE VISTA DE MECANICA
DE SUELOS**

TESIS

**QUE PARA OBTENER EL TITULO DE
INGENIERO CIVIL**

PRESENTA EL PASANTE

LUIS GUTIERREZ BURGOS



Universidad Nacional
Autónoma de México

Biblioteca Central

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM



UNAM – Dirección General de Bibliotecas

Tesis Digitales

Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©

PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

Para mi maestro
el Ing. Dn. Antonio Coria
Respetuosamente.

Luis Gutiérrez

A MI MADRE

Con todo cariño

A MI PADRE

A quien debo mis ideales
y mi carrera

A MIS HERMANOS Y TIOS

A LOS INGENIEROS:

**Antonio Gutiérrez Prieto
Enrique Ríos Lazcano**

**en agradecimiento a su
ayuda y enseñanzas**



UNIVERSIDAD NACIONAL
DE MÉXICO

ESCUELA NACIONAL DE INGENIERIA
Dirección
Núm. 731-1348
Exp. Núm. 731/214.2/-

Al Pasante señor Luis GUTIERREZ BURGOS
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 Lazoano, para que lo desarrolle como tesis en su examen profesional de Ingeniero CIVIL.

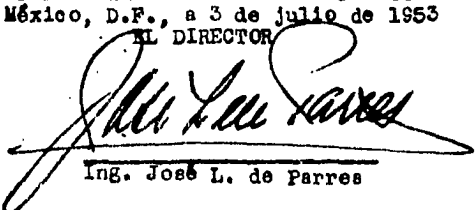
"Diseño de la cortina de la presa Tacotán, Jal., desde el punto de vista de Mecánica de Suelos.

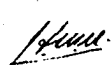
- 1°- Generalidades
- 2°- Trabajos de campo (Exploración y muestreo)
- 3°- Estudios de laboratorio
- 4°- Análisis de resultados
- 5°- Recomendaciones para el control de los materiales - durante la construcción.
- 6°- Diseño de la cortina - Análisis de estabilidad
- 7°- Programa de trabajo y costos
-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

Ruego a usted que tome nota del contenido de la Circular que me permite enviarle adjunta al presente, con el fin de que cumple con el requisito a que ella alude, indispensable para sustentar su examen profesional.

Atentamente.

"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
México, D.F., a 3 de julio de 1953
EL DIRECTOR


Ing. José L. de Parres

 Circular anexa
JLF/HUM/rr.

10

1



DISTRITO DE RIEGO DE AUTLAN, JAL.
PLANO GENERAL

I- GENERALIDADES

La presa de Tacotán tiene como finalidad regularizar el régimen del río Ayuquila, afluente del río Armería, con el objeto de aprovechar sus aguas para riego y generación de energía hidroeléctrica, además del control de avenidas para proteger las zonas situadas aguas abajo.

La cuenca del río Armería se localiza en los estados de Jalisco y Colima y tiene una superficie total de 9875 km², de los cuales corresponden a la cuenca de captación de la presa de Tacotán 1127 km². La cuenca del río Armería tiene como cuencas adyacentes la del río Maravasco hacia el Oeste, la del río Ameca hacia el Norte y la del río Tuxpan hacia el Sur-Este.

El río Ayuquila nace en el Estado de Jalisco con el nombre de río Ayutla que recibe la afluencia de varios arroyos siendo el más importante el arroyo del Ahogado y poco antes del sitio de la presa recibe por la margen derecha al río de Tepospisaloya. Continúa con el nombre de río Ayuquila hasta llegar a la zona de riego, pasada la cual cambia su nombre por el de río San Pedro o Armería con el cual desemboca en el Pacífico, cerca de la laguna de Cuyutlán en el Estado de Colima.

La presa de Tacotán toma su nombre del poblado del mismo nombre localizado a 3 km. aguas arriba del sitio de la boquilla. El poblado de Tacotán por encontrarse dentro del vaso quedará inundado por las aguas, por lo tanto habrá necesidad de reconstruirlo fuera del vaso.

La boquilla de Tacotán ha sido objeto de estudios en los últimos años, como sitio de construcción de la presa de mayor capacidad que ha proyectado el Distrito de Riego del Bajo Río Lerma. Se había considerado propicio un sitio en la parte encajonada del curso del río Ayuquila, en donde con una altura máxima de cortina de 40 m. se podría tener un almacenamiento de 80 000 000 m³.

Posteriormente los estudios hidrológicos sugirieron un aumento en la capacidad de almacenamiento y una altura máxima de 64 m. para la cortina, y como la configuración del sitio original exigía para esto un aumento considerable de la longitud de la terracería en su margen iz-

quiera se optó por dar preferencia a un sitio localizado 300 m. aguas arriba del anterior, en la falda oriental de la loma denominada "Los Organos Mochos", donde el fondo de la cañada es más ancho pero las laderas son más altas.

De la capacidad total del vaso que se calcula de 145 000 000 m³, se utilizarán para riego y generación de energía hidroeléctrica solamente 110 000 000 m³ y los 35 000 000 restantes para depósito de azolves. Con este almacenamiento se dará riego a una superficie de 11 000 hectáreas, únicas susceptibles de regarse, situadas en los planes de Autlán y el Grullo, los cuales se localizan a 45 km. aguas abajo del sitio de la cortina. De acuerdo con el funcionamiento de la presa para fines de riego y en razón de estar limitada la extensión de tierras cultivables disponibles para regarse a 11 000 Has. solamente, existe un **volúmen** excedente de agua que sólo puede utilizarse con provecho para generar energía hidroeléctrica. Para este fin se proyectó una planta hidroeléctrica localizada cerca de la salida del tunel de toma aprovechando una caída bruta de 100 m. aproximadamente y con una capacidad preliminar de 6500 KW.

La cortina que se ha proyectado cubicará un volumen total de 1 439 200 m³, de los cuales 970 000 m³ serán de enrocamiento 69 200 m³ de material de acarreo y 390 000 m³ de material impermeable del corazón. Tendrá una altura de 64 m. en su sección máxima con lo cual será la octava presa de tierra en altura dentro de la República Mexicana.

La conducción del agua de la presa a la zona de riego va a hacerse aprovechando el mismo cauce del río hasta el punto en que se construirá la presa de derivación del "Cacalote" actualmente en proyecto que se localiza inmediatamente aguas abajo del cruce del río con la carretera Guadalajara-Barra de Navidad.

Ubicación.

La presa de Tacotán se localiza a 170 km. al Sur-Este de la Ciudad de Guadalajara en el Estado de Jalisco, a 15 km de la carretera que va de dicha ciudad a Barra de Navidad. Se construye sobre la boquilla del mismo nombre, situada en un estrechamiento de la cañada del río Ayuquila a unos 40 km. aguas arriba del cruce de di-

cho río con la carretera Guadalajara-Barra de Navidad. El lugar de la boquilla pertenece al distrito de Unión de Tula, municipio de Autlán en el Estado de Jalisco y tiene como coordenadas geográficas 20°5' latitud Norte y 104°16' longitud Oeste. La población más cercana a la presa es Unión de Tula, localizada al Sur-Este y a 15 km. sobre camino revestido transitable en todo tiempo.

La cabecera del municipio es la población de Autlán que se encuentra inmediata a la zona de riego, y a unos 40 km. aguas abajo del sitio de la boquilla y aproximadamente a 8 km. de la margen derecha del río Ayuquila. La población de Autlán dista 65 km. del lugar de la presa medidos sobre la carretera actual que entronca con la carretera Guadalajara-Barra de Navidad en el km. 156, precisamente en la población de Unión de Tula.

Altitud.

La zona de riego se encuentra a una elevación que varía alrededor de 1300 m. sobre el nivel del mar. Esta zona de riego se localiza a unos 40 km. aguas abajo del lugar de la boquilla, en el cual el fondo del cauce tiene una elevación de 1343 m.S.N.M.

La corona de la cortina tendrá una elevación de 1407.50 m. sobre el nivel del mar y el embalse se tendrá en la cota 1401 m. a la cual corresponde una área inundada de 485 Has.

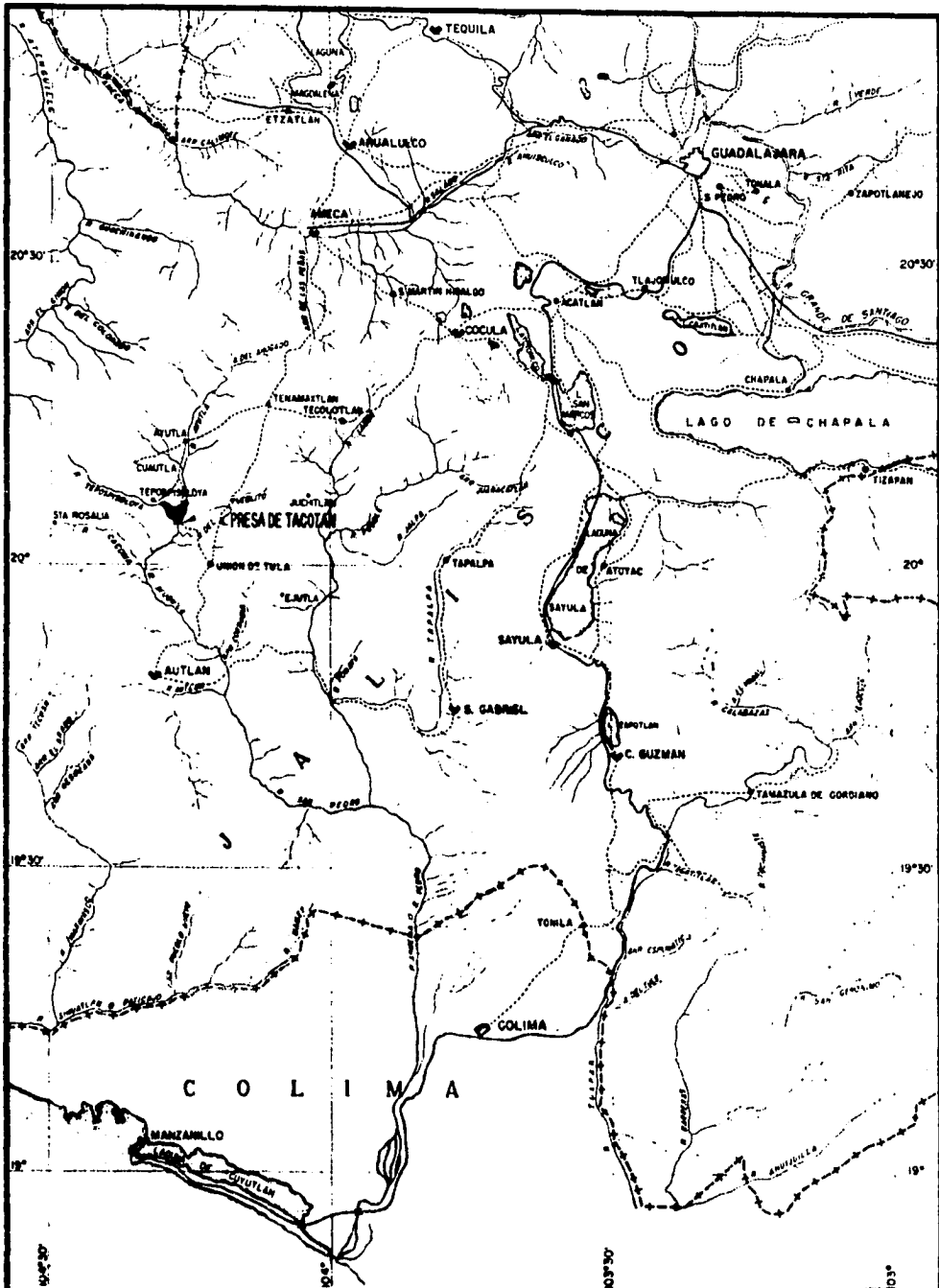
Clima.

El clima general de la región puede clasificarse como semi-seco, puesto que se tiene una humedad deficiente en todas las estaciones, cayendo las primeras lluvias a finales de junio, por lo que la primavera es seca; semi-cálido sin estación invernal definida. La temperatura máxima registrada es de 38°C, siendo la media de 21.3°C y la mínima de 0.6°C. La estación más calurosa comienza en mayo y termina en julio, época en que prácticamente comienzan las lluvias. El promedio de lluvia media anual es de 814 mm.

El clima del sitio de la presa es templado, semi-húmedo difiriendo del clima general de la región posiblemente por la formación de neblinas producto de la evaporación del agua almacenada.

Hidrología.

Se dijo al principio que el objeto primordial de



ESCALA



SIGNOS CONVENCIONALES

Límites de Estado — + + + + +
Ferrocarriles — — — — —
Camino carreteros - - - - -

E.N.I.

PRESA TACOTAN
DISTRITO DE CUO DE AYUTLAN, AL
LOCALIZACION

Rev. 1953 PLANO 2 1953 LUIS GARCIA S.

la presa de Tacotán era el de regularizar la corriente del río Ayuquila con el fin de aprovechar sus aguas para riego y controlar sus avenidas. Para esto se hace indispensable el conocimiento del régimen de la corriente, es decir las variaciones de su gasto con respecto al tiempo.

El medio fundamental de observación de una corriente es el de estaciones hidrométricas; y mientras mayor sea el número de ellas y el lapso de tiempo de observación del río, la veracidad de los datos hidrológicos será mayor.

Cuando se pretende extraer agua para riego, es necesario tomar en cuenta varios factores de consideración, pues además de los requerimientos de los cultivos, están las pérdidas debidas a la conducción en los canales, filtraciones, desperdicios y evaporación, etc., los que en algunas ocasiones hacen variar el consumo de agua.

Todos estos factores enumerados anteriormente se estudian detenidamente a fin de encontrar la capacidad económica que debe darse a la presa, tomando en consideración el factor importante que se refiere a los azolves, pues estos materiales de acarreo depositados, constituyen un problema que con el tiempo puede llegar a impedir el correcto funcionamiento hidráulico de la presa. Debe pues preverse la capacidad de azolves, que está regida por el volumen de sedimento y la vida útil de la presa.

La corriente aprovechable para el almacenamiento en la presa de Tacotán es la del río Ayuquila afluente del río Armería y ha sido objeto de estudios hidrológicos desde el año de 1942, registrándose los volúmenes de escurrimiento máximos durante los meses de julio, agosto y septiembre; y los mínimos, durante noviembre y diciembre. El gasto máximo registrado es de $1066 \text{ m}^3/\text{seg.}$, ocurrido en septiembre de 1944; el gasto medio registrado en el lapso de 11 años de observación es de $5.30 \text{ m}^3/\text{seg.}$ y el mínimo de $0.30 \text{ m}^3/\text{seg.}$

El escurrimiento anual máximo que se ha observado es de $302\ 000\ 000 \text{ m}^3$, correspondiente al año de 1944 y el año más escaso que se ha registrado es el de 1947, en el que se tuvo un escurrimiento de $81\ 300\ 000 \text{ m}^3$, siendo el escurrimiento medio de $180\ 500\ 000 \text{ m}^3$.

La obra de desvío está constituida por un ataguía y un tunel de 4.00 m. de diámetro y 396 m. de longitud, está localizado bajo la ladera derecha, este tunel se

cerrará por medio de un tapón de concreto una vez que haya terminado su función. En las avenidas del río se utiliza principalmente el tunel de la obra de toma que se encuentra aguas arriba para dar salida al agua, y las filtraciones que tenga la ataguía que se tiene en la obra de toma se desvían por el tunel de desviación.

En el caso de la presa de Tacotán, de los estudios hidrológicos efectuados se sacaron los siguientes datos para el proyecto:

Capacidad de almacenamiento para riego y generación de energía.	110 000 000.00 m ³
Capacidad de almacenamiento para azolves	35 000 000.00 m ³
Almacenamiento total	145 000 000.00 m ³
Elevación de la cresta vertedora	1 401.00
Gasto máximo del vertedor	2 000.00 m ³ /s.
Longitud de la cresta del vertedor	122.00 m.
Elevación del nivel de aguas máximas	1 405.00
Elevación de la corona de la cortina	1 407.50

Vías de comunicación.

La comunicación con la presa de Tacotán se hace a través de la carretera de Guadalajara-Barra de Navidad, la cual se encuentra actualmente en construcción. Sale de la Ciudad de Guadalajara tomando la carretera a México en una longitud de 40 km. donde se encuentra una desviación que llega a la población de Santa Ana Acatlán, continuando hacia Villa Corona, distante 15 km. de la desviación y punto donde termina el pavimento actualmente. De este último punto y despues de pasar varias poblaciones, siendo la más importante la de Tecolotlán, se llega a la desviación hacia la presa de Tacotán, a la altura del km. 156; todo el tramo de Villa Corona hasta el sitio de la presa es camino revestido transitable en todo tiempo.

Las comunicaciones de toda la región se hacen a través de esta carretera, la cual cuenta con muchos entronques de caminos carreteros de segunda clase que entrelazan todas las poblaciones de menor importancia.

La población de Autlán que se encuentra sobre la carretera Guadalajara-Barra de Navidad, cuenta con oficinas de Correos y Telégrafos con agencias en otras poblaciones.

Fisiografía.

La zona donde se encuentra ubicada la presa es en general montañosa con fuertes depresiones provocadas por el río Ayuquila, cambiando estas características ya cerca de la zona de riego de Autlán y el Grullo, donde se encuentran los valles del mismo nombre.

El sitio de la presa queda localizado dentro de una región en la que abunda la roca ígnea de tipo Andesítico en general. Es conveniente hacer notar que la región donde se encuentra la presa, forma parte de la provincia Neo-volcánica del país, en cuya región existen numerosos focos volcánicos no extinguidos por completo. Ya se comprenderá por esto que se impone tomar las debidas precauciones en el proyecto y construcción de la estructura contra la posibilidad de que ocurra un sismo del grado 10 de la escala de Mercalli, que ya ha ocurrido en la región en el año de 1921.

Zona de Riego.

Mediante las obras que se proyecta llevar a cabo será posible irrigar una superficie de 11 000 Has. situadas en los valles de Autlán y El Grullo. Estos valles se localizan como a 40 km. aguas abajo de la presa; el de Autlán sobre la margen derecha del río y El Grullo sobre la margen izquierda.

La conducción del agua destinada al riego de estas tierras se hará por el mismo cauce del río hasta el lugar donde se construirá la presa derivadora de "El Cacalote" que está actualmente en estudio. La presa derivadora de El Cacalote se localizará inmediatamente abajo del cruce de la carretera Guadalajara-Barra de Navidad; el lecho del río en este sitio está formado por depósitos de aluvión mezclados con grava y materiales desmenuzados. La presa del Cacalote tendrá una longitud de 300 m. y una altura máxima de 2 m. adoptándose probablemente el tipo indio de enrocamiento. En ambos extremos de la presa, se proyectan sendas bocatomas y desarenadores para los canales denominados de Autlán sobre la margen derecha y de El Grullo sobre la margen izquierda, que tendrán capacidades iniciales de 4 y 6 m³/seg. respectivamente.

Las tierras del valle de Autlán son tierras altas con excepción de las que están pegadas a la margen del río, por esto sobre el canal de Autlán que tiene un desa-

rollo de 55 km. aproximadamente, se proyecta instalar una planta de bombeo a la altura del km. 27, por medio de la cual se elevará el agua a un canal que regará las tierras altas y entroncará otra vez con el canal de Autlán a la altura del km. 35. De esta manera se podrá irrigar la totalidad de las tierras del valle de Autlán.

El canal del Grullo tendrá un desarrollo de 30 km. y con él se proyecta dar riego por gravedad a la totalidad de las tierras del valle de El Grullo.

Además de los dos canales principales antes mencionados se construirá un sistema de canales distribuidores con tomas para parcelas de 20 Has., y en combinación con este sistema de distribución se construirá una red de caminos que permita el acceso fácil e independiente a cada una de las parcelas.

Las tierras que constituyen la zona de riego son de magnífica calidad, con migajón aprovechable de más de 2 m. de profundidad.

Cultivos.

En la actualidad prosperan en escala reducida algunos cultivos de temporal, que están sujetos a las sequías frecuentes, tanto por escasa precipitación como por mala distribución. Los cultivos predominantes en la zona son los de temporal y humedad, como maíz, cebada, trigo y garbanzo, habiéndose sembrado también en pequeña escala la caña de azúcar, algodón y en general toda clase de cultivos semi-tropicales. También se siembran mucha papaya, aguacate y naranja.

Los cultivos que se proyectan hacer en el futuro son el de caña de azúcar principalmente, garbanzo, cacahuate, alfalfa, frutales, etc.

Geología.

La región donde se construye la presa, es una región eminentemente ígnea, en la que es patente la influencia de un volcanismo aún no extinto por completo. Las rocas ígneas en la región son andesitas y tobas y conglomerados andesíticos de un color rojo oscuro. En los límites de las efusiones de estas rocas andesíticas se encuentran calizas muy antiguas y en los valles estas rocas son cubiertas por sedimentos formados en el plioceno.

Las últimas manifestaciones de emisiones de rocas ígneas están representadas por una corriente de roca ba-

sáltica, muy compacta y uniforme, que está localizada aguas arriba, donde termina la curva de embalse.

La boquilla de Tacotán está labrada en roca andesítica y brechas andesíticas; las primeras integran la parte inferior de la sección y las segundas la parte alta de ambas laderas. Las acumulaciones de materiales detríticos que se encuentran sobre dichas rocas son de espesor muy reducido, exceptuando una terraza como de 40 m. de amplitud y 4 m. de espesor máximo que se encuentra al pie de la ladera izquierda. La andesita que será la roca destinada a soportar las mayores cargas se encuentra alterada generalmente, siendo esta alteración más intensa en la superficie; la zona inferior de esta roca, está fracturada pero dichas fracturas están selladas con calcita, siendo por lo mismo impermeables.

La alteración no ha afectado en forma sensible a la resistencia de la roca, que es bastante satisfactoria y uniforme, por lo tanto se considera que geológicamente el sitio de la boquilla es aprovechable para el fin que se persigue.

Aspecto Social.

En este aspecto ligado con el aspecto económico, la presa de Tacotán y el conjunto de obras que su realización acarreará, será de gran beneficio para toda la región del Distrito de Autlán y zonas colindantes, ya que necesariamente la agricultura tendrá un auge considerable y con esto se incrementarán las vías de comunicación, obras públicas y sociales que actualmente son muy escasas y deficientes.

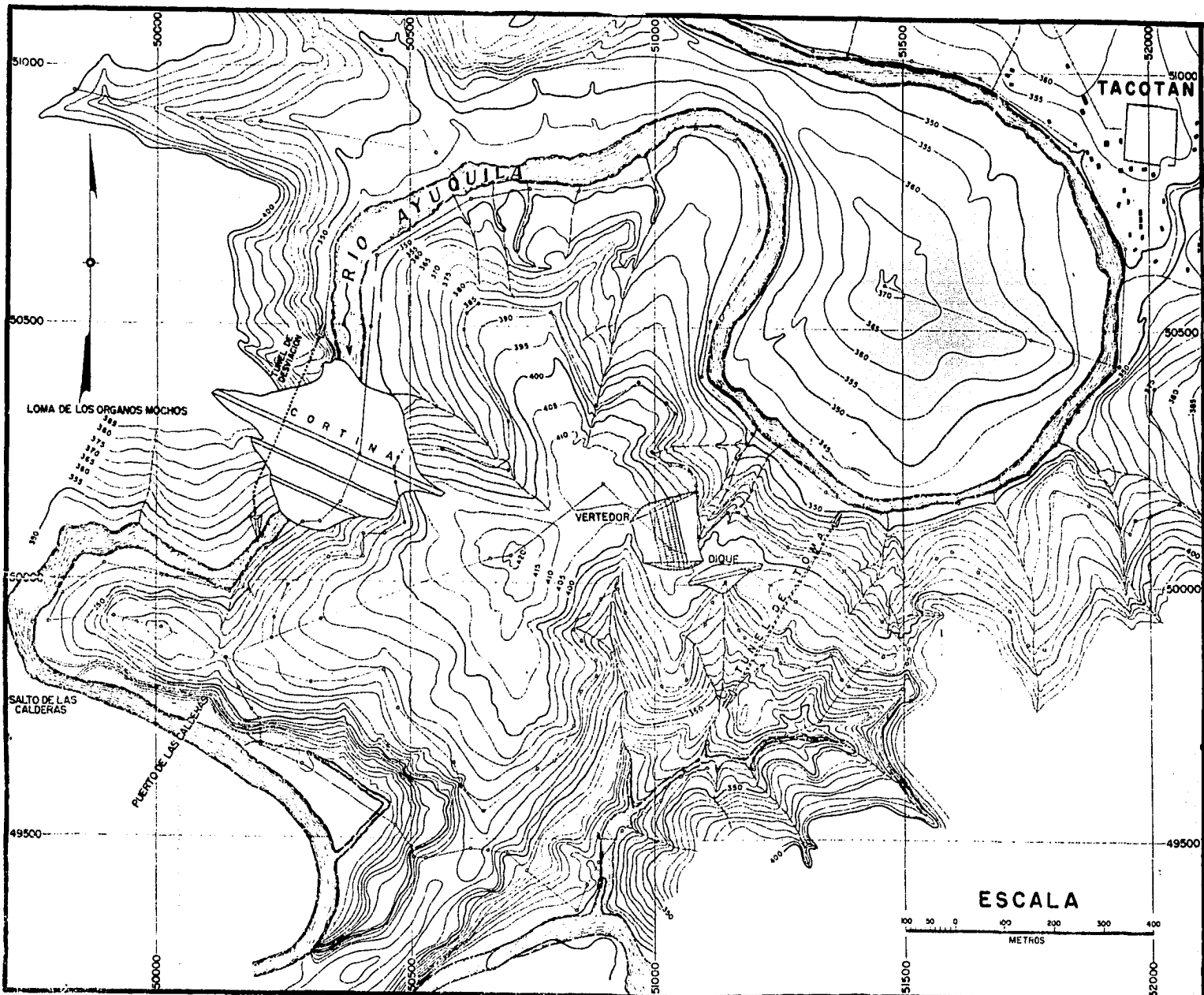
El tipo de habitante de la zona es netamente campesino, habiendo fuertes núcleos ejidales y gran cantidad de pequeñas propiedades; en la zona de riego hay dos comunidades agrarias, la de "El Grullo" y de "El Limón" y gran cantidad de ejidatarios profundamente identificados y que seguramente aprovecharán el beneficio del riego, que debido a las condiciones climatológicas que predominan en la región, es necesario para asegurar la agricultura intensiva y diversificada.

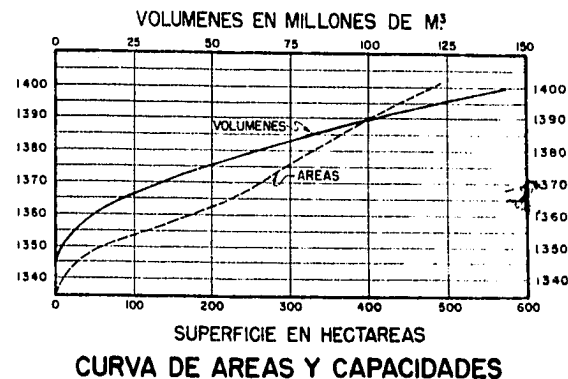
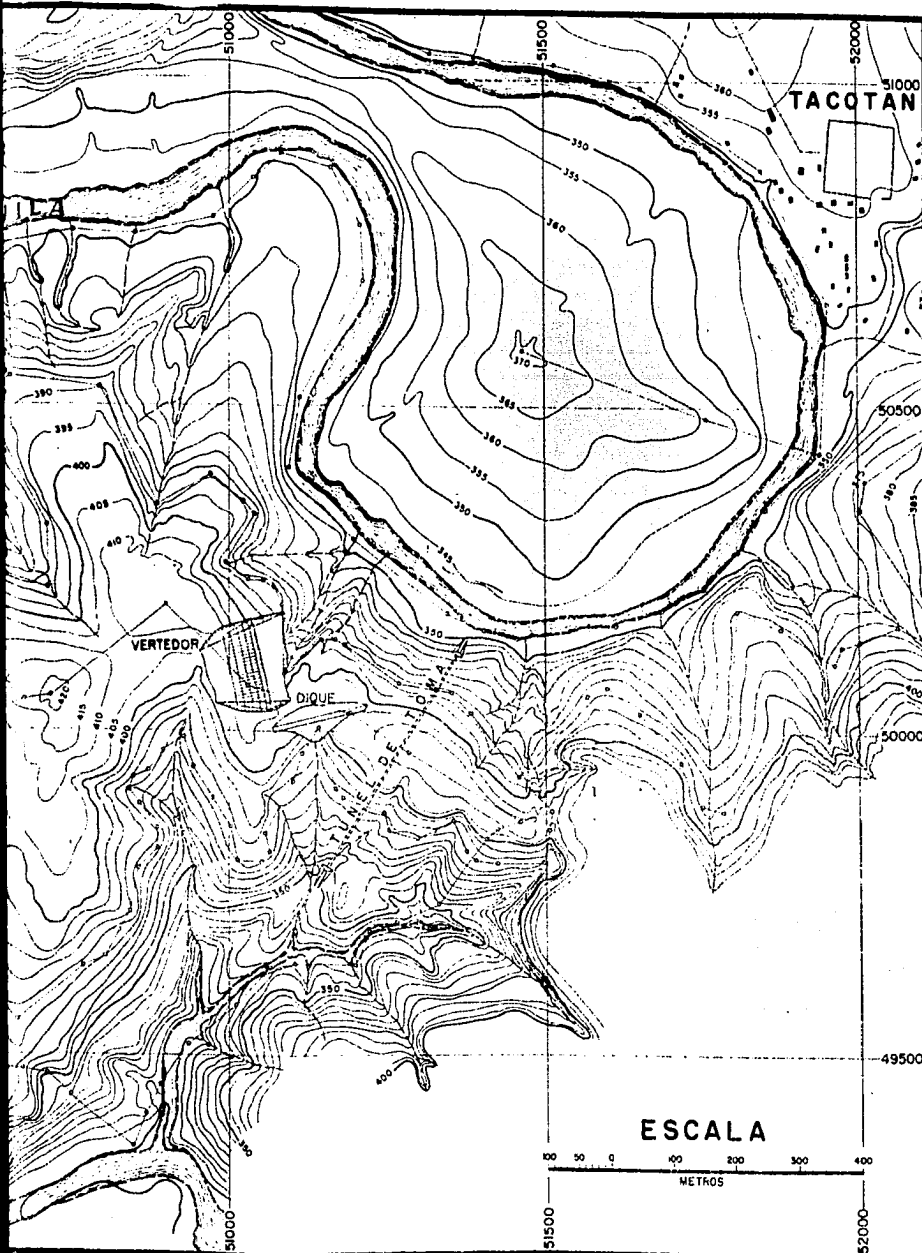
Por lo expuesto anteriormente, fácil es comprender el beneficio social que acarreará la construcción de la presa de Tacotán y con ella el cambio de las tierras de temporal en tierras de riego, ya que el principal medio de vi-

da de los habitantes de la región lo constituye la agricultura. .

Por lo que respecta al beneficio que se tendrá con la generación de energía eléctrica, se dará luz a varias poblaciones de la región, que actualmente carecen de ella y podrán desarrollarse algunas industrias en las poblaciones de más importancia.

Los poblados que se beneficiarán directamente con la construcción de la planta de energía serán: Unión de Tula, Ayutla, Autlán, El Grullo, Tecolotlán y algunos otros poblados y comunidades de menor importancia.





DATOS DEL PROYECTO

CAPACIDAD DE ALMACENAMIENTO PARA RIEGO	110 000 000 m³
CAPACIDAD DE ALMACENAMIENTO PARA AZOLVES	35 000 000 m³
ALMACENAMIENTO TOTAL	145 000 000 m³
ELEVACION DE LA CRESTA VERTEDORA	1401.00
GASTO MAXIMO EN EL VERTEDOR	2 000 m³/seg
LONGITUD DE LA CRESTA DEL VERTEDOR	122.00 m
ELEVACION DEL NIVEL DE AGUAS MAXIMAS	1405.00
ELEVACION DE LA CORONA DE LA CORTINA	1407.50
GASTO MAXIMO NORMAL DE LA TOMA	10.0 m³/seg

E. N. I.

DISTRITO DE RIEGO DE AUTLAN
JAL.

PRESA "TACOTAN"

CONJUNTO DE LAS OBRAS

Tesis Profesional

Luis Gutierrez Burgos

PLANO N°3

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 el 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 los que intervienen fundamentalmente los sentidos del técnico experimentado; estas pruebas son en general pruebas visuales y de tacto.

El problema de explorar y muestrear los materiales puede 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 cuáles deben 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 identificarlos y clasificarlos. Con algunas muestras que se consideren críticas, será necesario mandarlas a un laboratorio para estudiar sus propiedades físicas y químicas.

Si las perforaciones encuentran roca se deben tomar varias muestras inalteradas de dicha roca a diferentes profundidades y mandarlas a un laboratorio con el fin de tener su clasificación y que se le hagan las pruebas siguientes: 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. El conocimiento geológico de la boquilla se obtuvo por medio de perforaciones, dichas perforaciones se hicieron sobre un eje localizado a unos 200 m. aproximadamente aguas arriba del eje de la cortina. En dicho eje se efectuaron 8 perforaciones de profundidad variable, desde 8 m. hasta 30 m., en las cuales se observó la presencia de roca firme de tipo andesítico.

Dichas perforaciones se efectuaron con una máquina perforadora de munición, operando con diámetros de 2 1/2" y 3", la localización se ve en el plano N° 4, y se indican en la tabla siguiente:

Perforación No.	Cota de localización	Profundidad	Inclinación
I	1 392.00	10.40	65°
II	1 342.30	14.50	Vertical
III	1 341.60	9.75	"
IV	1 342.15	8.00	"
V	1 342.70	10.10	"
VI	1 360.90	10.75	65°
A	1 342.70	30.00	65°
B	1 341.80	28.00	60°

Las perforaciones anteriores permitieron sacar las conclusiones generales siguientes:

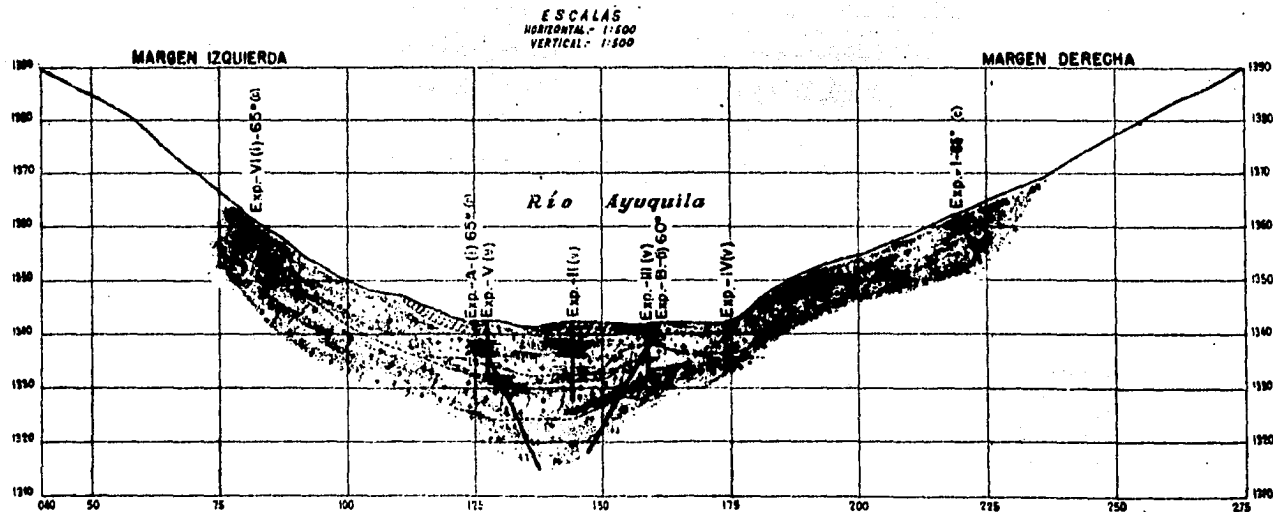
El estado de alteración de la roca es general, pero ésta es más intensa en la zona superficial. Es posible distinguir en la roca tres capas: la superior en la que sólo se nota alteración y en la que se localizaron la mayor parte de las fugas de agua.

La intermedia, menos alterada que la anterior, pero presentando fracturas, y la inferior tan alterada como la intermedia pero que no está afectada por el fracturamiento.

Las fracturas que se encuentran no están abiertas, por esto las dos capas inferiores son impermeables, en cambio la superior es factible que sea permeable.

En cuanto a resistencia prácticamente no pueden establecerse diferencias entre las tres capas y en todas es muy aceptable. El porcentaje medio de recuperación por muestra es bastante alto, variando desde el 62 % hasta el 90%.

En el mismo plano Núm. 4, se muestra el corte geológico de la boquilla, así como las perforaciones esquematizadas. Dicho corte geológico muestra la roca maciza en ambas laderas, en la parte central superficialmente se encuentran los depósitos de acarreo del río con un espesor máximo de 2.00 m., sobre la ladera izquierda se encuentra



SIGNOS CONVENCIONALES

	Tierra vegetal.....
	Acarreo grueso.....
	Andesita.....
	Arcilla roja.....
	Roca alterada.....
	Roca poco alterada.....
	Roca fracturada.....
	Depósito secundario de calcita.....
	Zona permeable.....

NOTA:

I.- En la parte alta de ambas laderas fuera de la zona de exploración, sobre la andesita aquí representada, descansa una brecha ígnea andesítica, de elementos finos. Esta brecha y la andesita son fácilmente desintegrables por la acción del intemperismo.

E.N.I.			
BOQUILLA DE TACOTAN			
DISTRITO DE RENO DE AUTLAN, JAL.			
CORTE GEOLOGICO			
Nov. 1953	PLANO N°	Técn. Profesional	Luis Gutierrez B.

también un depósito de tierra vegetal con un espesor máximo de 3.00 m.

En este plano son de interés el contacto entre el material detrítico y el fondo firme andesítico que nos señala la profundidad de limpia; y la línea que marca el límite de la zona permeable dentro de la roca firme, cuya profundidad no es superior a 10 m.

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

Como la roca firme se encuentra generalmente alterada cerca de la superficie presentando zonas permeables y algunas grietas, es necesario sellar dichos mantos de roca por medio de inyecciones de concreto, y proveer a la cortina en toda su longitud de un dentellón de concreto.

b) Bancos de préstamo- En un proyecto del tipo 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. 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 de grava y arena de granulometría variable.

Por lo expuesto anteriormente, en la exploración, el técnico debe localizar no sólo los bancos de material impermeable, sino 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 existan en cada uno de dichos bancos, que la distancia al sitio donde se van a emplear los materiales no resulte antieconómica, y que el sitio donde quede localizado el banco tenga un acceso más o menos fácil desde la boquilla. Es conveniente, con respecto a los materiales finos, que en los bancos de préstamo que se localicen, se encuentren tierras bajas, las cuales se-

rá conveniente explotar para los primeros tendidos del terraplén de la cortina y tierras altas para que 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 o 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 vayan 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 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 de 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 sobre la margen derecha del río Ayuquila, se encontró la roca muy superficial, en algunos lugares la capa de tierra variaba entre 30 cm. y 50 cm. de espesor; según los pozos que se iban abriendo en esos lugares. Unicamente se vió que los lugares indicados para préstamo de material eran los marcados por los meandros del río, en donde la capa de tierra varía desde 1 m. a 5 m. de espesor. En estos meandros del río quedaran localizados dos bancos de préstamo marcados con los números 1 y 3 y que distan del lugar de la boquilla aproximadamente 1400 y 700 m. respectivamente.

En la margen izquierda hacia aguas arriba en el reconocimiento efectuado se localizaron tres bancos de prés-

tamo de material impermeable y un banco de roca y rezaga. Los bancos de material impermeable quedaron marcados con los Nos. 2, 4 y 5. Los bancos 2 y 4 quedaron localizados también en curvas del río y tienen un espesor medio de 4.00 m. y 3.00 m. respectivamente y sus distancias al lugar de la boquilla son aproximadamente de 1300 y 900 m. respectivamente. El banco N° 5 queda situado en la ladera del pueblo de Tacotán, siendo el más alejado de la boquilla ya que dista 1500 m. aproximadamente, en él se encontró un espesor medio atacable de 3.00 m.

En la parte de aguas abajo se encontró la roca superficial tanto en la margen derecha como en la margen izquierda; el tipo de roca que se encontró es andesítico en forma de conglomerados muy duros. Sobre la margen izquierda a una distancia aproximada de 500 m. del lugar de la boquilla se localizó un banco de roca de bastante potencia.

Estas exploraciones se extendieron debido a que no se encontraron bancos de arena y grava que cubricaran el volumen requerido, encontrándose en los poblados de Ayutla y Tepospizaloya varios depósitos de estos materiales que cubricaban en total 60 000 m³ aproximadamente, pero las distancias y las condiciones del camino constituían un serio problema. Consecuentemente se exploraron con más cuidado los depósitos de arena y grava sobre el río Ayuquila y se hizo un reconocimiento a lo largo del arroyo de la Trinidad, en un tramo de 9 km. hacia aguas arriba del poblado de la Piñuela, encontrándose depósitos de acarreo a todo lo largo del arroyo, los cuales cubrican aproximadamente 38 000 m³. Escogiendo para su explotación los sitios inmediatos al cruce del arroyo con la carretera Guadalajara-Barra de Navidad por ser los más accesibles.

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 es necesario observar.

Las muestras representativas de los suelos son de dos tipos: las inalteradas que son porciones del suelo con las mismas condiciones estructurales, pero volumétrico,

humedad y relación de vacíos en que se encuentran en la naturaleza, y las alteradas o remoldeadas en las cuales no se conservan dichas condiciones.

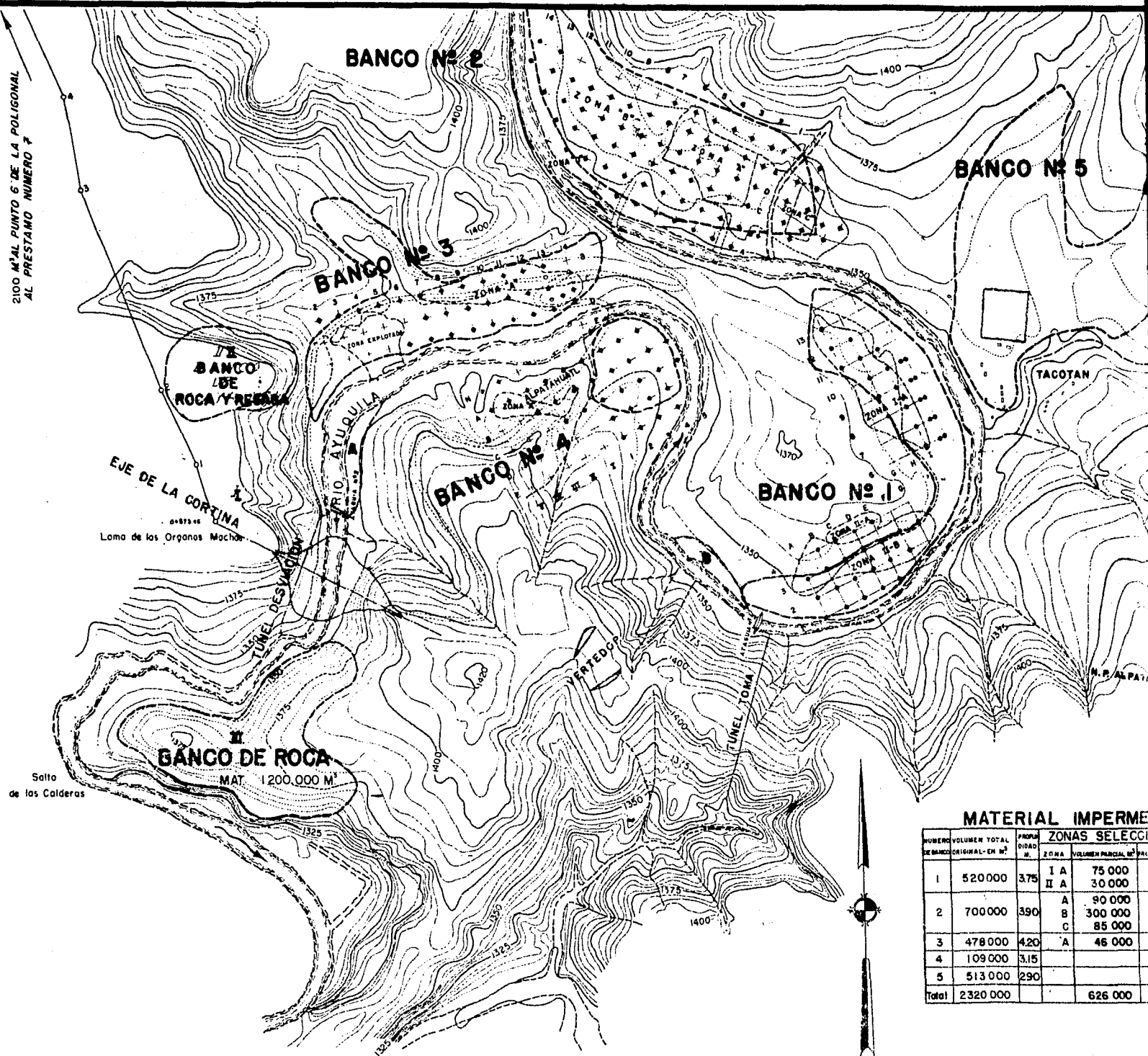
Las muestras remoldeadas o alteradas pueden abarcar toda la profundidad de ataque de un banco y entonces toman el nombre de muestras "integrales"; o bien pueden representar únicamente una capa de determinado espesor variable y en este caso constituyen las muestras "parciales" o muestras por capas.

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 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, sólo se requiere que las muestras obtenidas representen en lo posible el material que constituye el banco; esto se logra por medio de pozos o 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 número suficiente que permita, dada la extensión de un banco, limitar y estimar las áreas en que se encuentren distintos materiales, así como la profundidad media de los mantos. Con estos datos se está en posibilidad de calcular la potencia de un banco.

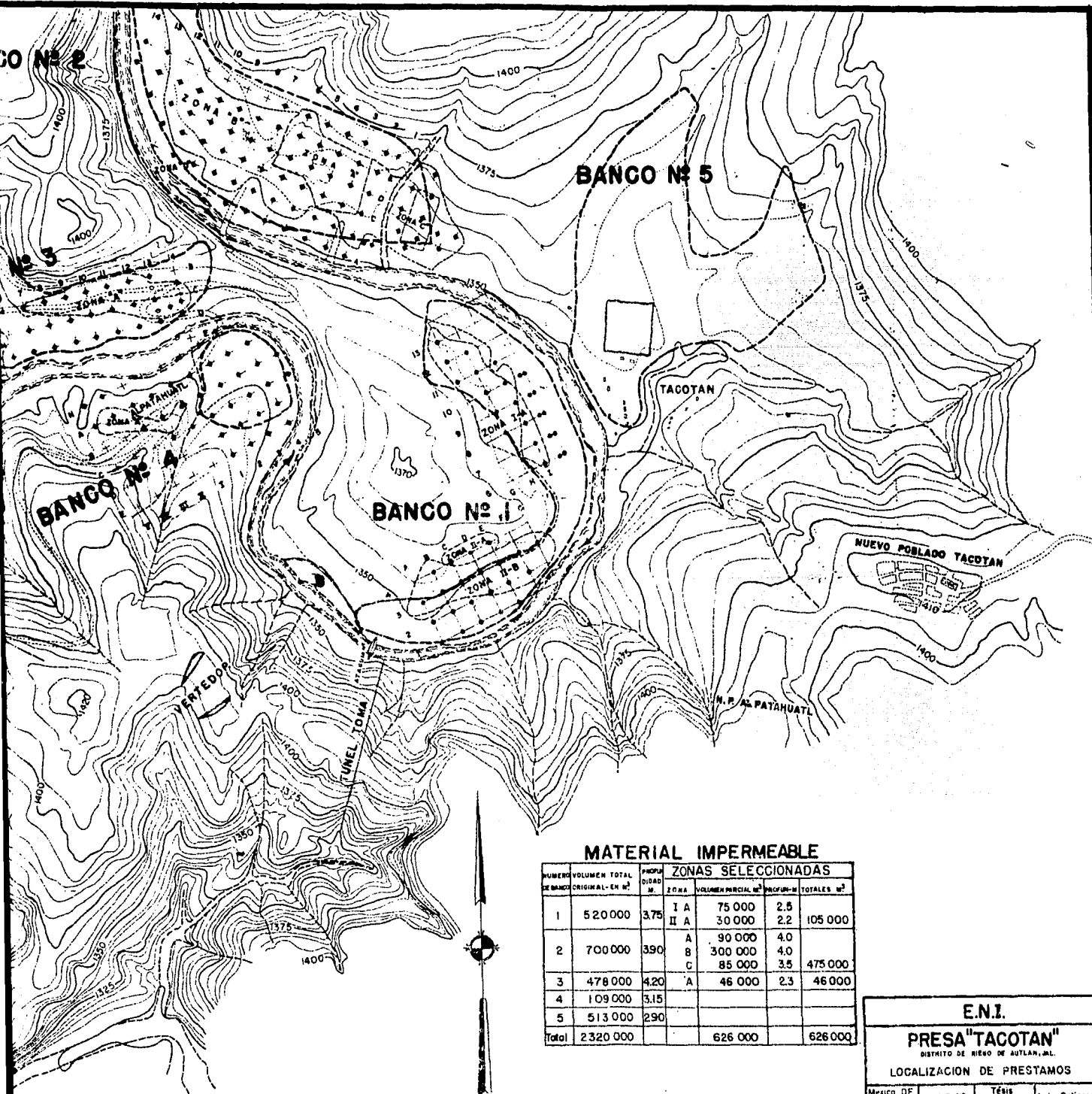
Es conveniente para que el muestreo que se efectúe represente lo mejor posible a los materiales que se encuentren en cada banco, trazar una cuadrícula orientada y referida a la cuadrícula de 1 km. por lado del levantamiento topográfico, o en su defecto al eje de la cortina, con el objeto de conocer las 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 vaya 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 que posteriormente se logren los perfiles correspondientes de dichos pozos.

2100 M² AL PUNTO 6 DE LA POLIGONAL
AL PRESTAMO NUMERO 7



MATERIAL IMPERME

NUMERO DE BANCO	VOLUMEN TOTAL ORIGINAL - EN M ³	PROPIEDAD	ZONAS SELECCIONADAS	
			ZONA	VOLUMEN PARCIAL EN M ³
1	520 000	375	I A	75 000
			II A	30 000
2	700 000	390	A	90 000
			B	300 000
			C	85 000
3	478 000	420	A	46 000
4	109 000	315		
5	513 000	290		
Total	2 320 000			626 000



MATERIAL IMPERMEABLE

NUMERO	VOLUMEN TOTAL DE BANCO ORIGINAL-EN M ³	PROPOR- CION M.	ZONAS SELECCIONADAS		
			ZONA	VOLUMEN PARCIAL M ³	TOTALES M ³
1	520 000	3.75	I A	75 000	2.5
			II A	30 000	2.2
2	700 000	3.90	A	90 000	4.0
			B	300 000	4.0
3	478 000	4.20	C	85 000	3.5
			A	46 000	2.3
4	1 09 000	3.15			
5	513 000	2.90			
Total	2 320 000			626 000	626 000

E.N.I.

PRESA "TACOTAN"

DISTRITO DE RIEGO DE AUTLAN, M.L.

LOCALIZACION DE PRESTAMOS

México D.F. PLANO N° 5 Tesis Profesional Luis Gutierrez B.
Nov. 1953

El muestreo debe hacerse de acuerdo con el equipo que vaya a emplearse en la explotación de cada banco, si ésta se hace por medio de escrepas, el muestreo debe hacerse por capas, si por el contrario, la explotación piensa hacerse por medio de palas mecánicas o 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, generalmente con 30 kg. de material es suficiente.

Los pozos a cielo abierto se excavan generalmente con una anchura de 1 m. x 1.80 m. 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 de Tacotán, después de haber efectuado el reconocimiento general, se localizaron 5 bancos de préstamo de material impermeable, las 2 zonas de depósito de acarreo del río y los bancos de arena y grava de la Piñuela sobre el arroyo de la Trinidad y los bancos de roca inmediatos a la boquilla. En el plano adjunto se puede observar la localización de dichos bancos. (Plano N° 5)

Por lo que respecta al material impermeable, se puede resumir lo siguiente:

En los materiales que forman el Banco 1, en el cual se excavaron 15 pozos a cielo abierto que quedaron localizados en una cuadrícula de 100 m. de entre-eje, el espesor aprovechable está formado de dos capas; la primera compuesta de material limo-arcilloso con un espesor de 3.00 m. y la segunda de material limo-arenoso desde 3.00 hasta 5.00 m.

Se puede decir que los materiales encontrados en este banco son de origen aluvial en su mayor parte. En este banco se muestrearon 5 pozos cuyo material se consideró representativo de todo el banco.

En el Banco N° 2 se excavaron 10 pozos, los cuales se profundizaron hasta encontrar roca o bien el agua freática. De los perfiles de las excavaciones se deduce que en este banco existen también dos materiales que son: El limo-arenoso y el limo-arcilloso estando el primero alojado en una faja paralela a la margen izquierda del río y el segundo se encuentra en la zona comprendida entre los ejes A y C de la cuadrícula en que se localizan los pozos.

De estos pozos se obtuvieron cuatro muestras integrales para su estudio. El origen de los materiales de este banco es también aluvial.

Los bancos No. 3 y 4 presentan la ventaja de ser los más cercanos a la boquilla quedando el banco N° 3 sobre la margen derecha y el banco N° 4 sobre la margen izquierda. El primero de estos dos bancos es muy semejante a los bancos No. 1 y 2 en lo referente a la clase de material, así como también se observa la misma distribución. El número de pozos excavados fué de 7, de los cuales se muestrearon 4. Por lo que respecta al Banco N° 4, en él se encontraron dos clases de material: el primero limo-arcilloso encontrado en los pozos A-3 y B-3 y un conglomerado arcilloso en los pozos A-2 y B-2. En estos dos últimos pozos se utilizaron explosivos para profundizarse hasta la roca.

El banco N° 5, como ya se dijo antes es el más alejado de la boquilla encontrándose el poblado de Tacotán dentro de la zona aprovechable. El número de pozos excavados fué de 15 en los que se observó que el material es en su mayor parte limo-arcilloso de origen aluvial.

Los bancos anteriormente citados se limitaron a una distancia del río que varía de 20 m. a 70 m. por las razones siguientes:

1- Las fajas de terreno pegadas al río están formadas por un material limo-arenoso muy deleznable, el cual resulta muy difícil de compactar debidamente.

2- Con el objeto de dejar un bordo de aislamiento de las filtraciones del río; así como protección para las posibles avenidas del río.

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

Banco N°	Prof. Media m	Volumen m ³
1	3.75	520 000
2	3.90	700 000
3	4.20	478 000
4	3.15	109 000
5	2.90	513 000

Todos los muestreos efectuados son del tipo integral, por lo tanto la explotación debe de hacerse con palas mecánicas, que ataquen integralmente toda la capa aprovechable en cada banco. Haciendo el ataque de esta manera, se logra hacer la revoltura del material fino de la parte superior con el material arenoso que se encuentra en el fondo, resultando un material con mejores características mecánicas.

El problema que se presenta con respecto a los bancos de préstamo de material impermeable en la presa de Tacotán, consiste en que todos los bancos de dicho material han sido localizados aguas arriba del eje de la cortina, por lo tanto quedaron ahogados, lo que dificultará la obtención del material que se empleará en el cierre.

Por esto debe procederse a dejar para efectuar dicho cierre, los bancos más cercanos a la boquilla y comenzar atacando el banco N° 2 que tiene un volumen de 700 000 m³ y se encuentra más alejado de la boquilla.

Las zonas de préstamo son tierra de cultivos de temporal y el monte sólo consiste en mezquites aislados, por lo que solamente será necesario el despalme de la capa vegetal de 0.30 m. como máximo.

El material grava y arena no se presenta en grandes cantidades, sólo se encontraron dos zonas de depósito del río, las cuales se indican en el plano anexo (N° 5) con las letras A y B y los bancos de la Piñuela a lo largo del arroyo de la Trinidad.

Las zonas de depósito del río tienen un volumen de explotación de 4 000 m³ aproximadamente y los bancos de la Piñuela cubican 40 000 m³ aproximadamente. Estos volúmenes no son suficientes para la cortina que requiere un volumen de 69 000 m³ para la zona de transición.

Por lo que respecta al enrocamiento que se necesita en la estructura, puede tomarse de ambas márgenes y del lugar más conveniente, en virtud de que todo el lomerío adyacente a la boquilla presenta a la vista roca bastante sana. En el plano Núm. 5, se marcan los sitios más convenientes para bancos de enrocamiento. En el banco N° 1 de roca, existe material de rezaga, con el cual se puede satisfacer el volumen necesario para la estructura. La roca más sana se encuentra en el banco III, que se localiza aguas abajo y sobre la margen derecha del río.

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

III- ESTUDIOS DE LABORATORIO

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 se emplearán en la construcción de la estructura.

Las pruebas principales 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 estandar)

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 arenolimosos, areno-arcillosos, limo-arcillosos, etc., según sea la preponderancia de los tipos básicos de tamaños de las partículas que componen el suelo. La clasificación granulométrica es muy útil, por qué 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 del 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 necesario conocer para poder calcular relaciones tan 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 fina 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 grafica de plasticidad, depende del valor del por ciento 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 en 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 $\text{cm/seg.} \times 10^{-4}$; 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 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 la 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, nos 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, aumentarán 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 a 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 compactación 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 otras, 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 para 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 obtenga 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 suponen van a presentarse en la vida de la estructura, obteniendo 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 ellas 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 se 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 aquéllas 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 aná-

lisis 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 del agua, se denomina consolidación primaria, la debida a los sólidos, se denomina consolidación secundaria

La consolidación primaria es la que se ha estudiado con más detenimiento, no así la consolidación secundaria, cuyo estudio se encuentra en estado embrionario.

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 prueba de consolidación nos proporciona los datos necesarios para calcular el coeficiente de compresibilidad (A_m) 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 de Tacotán se observan en las tablas de resumen de características que se presentan a continuación.

DISTrito DE BUENOS AIRES DE ANTI-GUERRA 1911

DISTrito DE BUKAO DE ANILAN, ILOI

[illegible]

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 el 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 armoniza 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 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 referencia a cada una de las características analizadas.

Granulometría- Puede observarse en la gráfica correspondiente que los materiales presentan grandes variaciones en su granulometría, yendo desde los materiales que contienen un alto porcentaje de grava hasta los materiales limosos. En los pozos correspondientes al Banco N° 3 y lo-

calizados en los ejes C y D, son en los únicos en que no se tienen variaciones fuertes en los porcentajes de granulometría.

Se puede observar que hay dos grupos básicos que predominan y son el de los materiales arenosos y el de los materiales limosos.

Compactación- (Próctor estándar)- En esta gráfica se observa una buena correlación con la gráfica de granulometría, ya que se presentan también fuertes variaciones en los valores del peso volumétrico máximo y de la humedad óptima; pudiendo observar por la posición relativa de la línea llena con respecto a la punteada, que los materiales son de características muy variables. Puede verse que las variaciones de los pesos volumétricos y las humedades, son correlativas con las variaciones de los porcentajes de arena y limo mostrados en la gráfica granulométrica.

Esfuerzo cortante. Los resultados de las pruebas de compresión triaxial nos muestran que el material grueso friccionante se encuentra bien empacado, por lo que el ángulo de fricción propio de los materiales arenosos no se manifiesta, sino que se abate, obteniéndose valores que varían entre 0° y 8° . Estos valores indican que los materiales se comportan como cohesivos; sin embargo, los valores de la cohesión son bajos para materiales típicamente cohesivos. La cohesión propia de los materiales cohesivos no se manifiesta probablemente debido a la presencia de la parte arenosa de los materiales. Los valores de la cohesión varían desde 3 Ton/m^2 hasta 8 Ton/m^2 ; acusando ser mecánicamente mejores los materiales arenosos que los materiales limosos, para los cuales se obtuvieron los valores mínimos de cohesión y ángulo de fricción interna.

En el análisis gráfico estadístico se observa una buena correlación entre los resultados de las pruebas de granulometría y Próctor estándar. Las variaciones en los porcentajes de arena que es el grupo básico dominante, se reflejan en la gráfica correspondiente a la compactación aumentando los valores del peso volumétrico y disminuyendo los valores de la humedad, cuando el porcentaje de arena aumenta y la parte fina disminuye.

Por lo que respecta a la gráfica correspondiente a esfuerzo cortante, no se observa una correlación en los resultados, debido a que no se efectuaron pruebas de compresión triaxial con todas las muestras, únicamente se hicieron con las muestras que se consideraron representativas del conjunto para cada tipo de material.

De acuerdo con este análisis gráfico, los materiales se dividen en tres grupos: Los materiales arenolimosos, en los cuales predomina el grupo básico de las arenas. El grupo de materiales limo-arenosos, en donde la parte fina representada por los limos predomina sobre la arena. El tercer grupo se formó con los materiales que tienen un alto porcentaje de grava, tomando como base un porcentaje de 50 %.

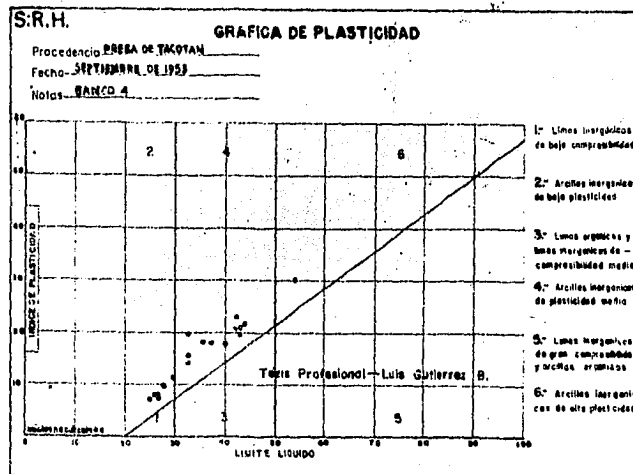
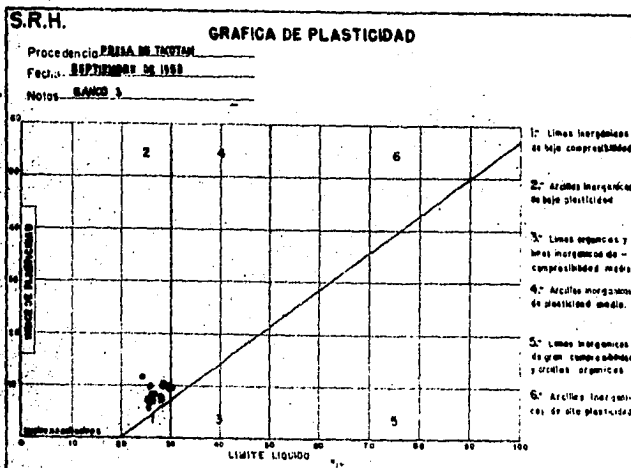
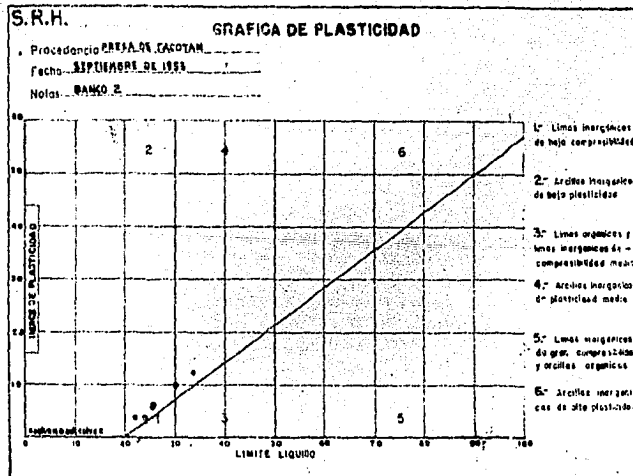
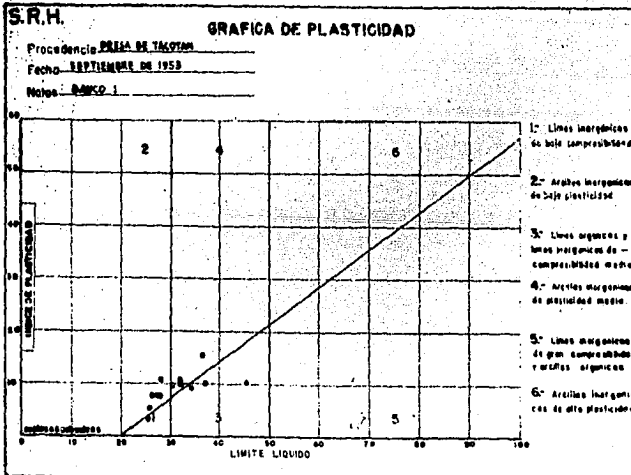
De estos tres grupos de tipos de material se escogieron aquéllos pozos que se consideraron representativos del conjunto y se sometieron a las pruebas triaxiales rápidas consolidadas, y permeabilidad.

Además de la clasificación basada en las tres características vistas, es conveniente clasificar a 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 relativas.

La parte fina de los suelos provenientes de los préstamos de la presa de Tacotán, se clasifican según la gráfica de plasticidad como arcillas inorgánicas de baja y media plasticidad en su mayoría, habiendo algunos materiales que quedaron clasificados como limos de compresibilidad media. En esta gráfica se observa también una gran variedad de materiales, lo cual concuerda con los resultados de las pruebas de compactación y esfuerzo cortante.

Una vez analizados los resultados de las pruebas y habiendo clasificado el material por tipos, se procede a obtener las características mecánicas de los distintos materiales que formarán parte de la estructura en estudio.

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 puedan obtener en la construcción. A este respecto existen tres cri-



terios a seguir para llegar a definir dichas características:

1°- Si se tiene una gran similitud en las características de los materiales y la profundidad de los pozos es uniforme en todo el banco, se puede aplicar sin grave error el promedio aritmético de sus propiedades como representativo del conjunto.

2°- El criterio de la "media pesada", que considera que las características de cada pozo en particular, pesan en relación directa del volumen de 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 influencias correspondiente para 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 en la profundidad de sus pozos; o bien, cuando a pesar de que se trate de un mismo tipo de material, haya variaciones apreciables en las características correspondientes a cada uno de los pozos.

3°- 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 anotados anteriormente, 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 las fuertes variaciones de los materiales y de la profundidad de los bancos, usaremos el criterio de la media pesada para cada tipo de material, con respecto a pruebas índice y Proctor, para obtener las características representativas. Para obtener los valores de la cohesión y del ángulo de

fricción de los materiales, usaremos las características medias aritméticas, debido a que la prueba de esfuerzo cortante no se efectuó para todos los pozos.

La zonificación de las áreas tributarias consideradas para cada tipo de material, se muestra en el plano de préstamos (Plano N° 5).

Los valores que se obtuvieron al aplicar el criterio de la media pesada, son los siguientes:

Material grava	Densidad	$S_s = 2.669$
	Peso volumétrico	$\gamma_p = 1683 \text{ k/m}^3$
	Humedad	$\omega = 17.1$
Material areno-limoso	Densidad	$S_s = 2.718$
	Peso volumétrico	$\gamma_p = 1735 \text{ k/m}^3$
	Humedad	$\omega = 16.2$
Material limo-arenoso	Densidad	$S_s = 2.733$
	Peso volumétrico	$\gamma_p = 1631 \text{ k/m}^3$
	Humedad	$\omega = 19.8$

Los pesos volumétricos corresponden al 95% de la Próctor estándar.

Por lo que respecta a la permeabilidad de los materiales que se emplearán en la zona del corazón, las pruebas efectuadas arrojan valores del coeficiente de permeabilidad del orden de 10^{-6} y 10^{-7} ; valores que se consideraran bastante buenos para su finalidad.

Los valores medios que se consideraron representativos de la cohesión y del ángulo de fricción interna de los materiales, son los siguientes:

Pruebas rápidas sin consolidar (condiciones de trabajo iniciales).

Ángulo de fricción: $\phi = 0^\circ$

Cohesión: $c = 4.6 \text{ Ton/m}^2$

Pruebas rápidas consolidadas (condiciones de trabajo finales).

Ángulo de fricción: $\phi = 22^\circ$

Cohesión: $c = 2.66 \text{ Ton/m}^2$

Hasta ahora se han considerado únicamente a los materiales que constituyen el corazón impermeable de

la sección. Sin embargo, las secciones están constituidas en gran parte por materiales pétreos cuyas características mecánicas no se apartan (por regla general) de las características que fijadas por la experiencia, se suponen en los análisis de estabilidad que se efectúan en estos casos.

Para el enrocamiento: $\gamma = 1600$ $\phi = 45^\circ$ $c = 0$

Para grava y arena: $\gamma = 1600$ $\phi = 35^\circ$ $c = 0$

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

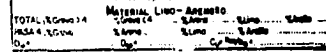
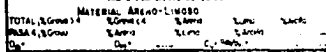
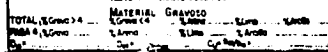
Estudiando únicamente valores numéricos no se tiene un cuadro completo de las características de los materiales con los que se cuenta para la construcción de la estructura. Entonces una vez clasificados éstos de la manera descrita en el Capítulo anterior, se procede a vaciar en una sola gráfica todas 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 está 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 tres 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 integralmente 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.



CURVAS DE GRANULOMETRIA

Y

COMPACTACION PROCTOR

Teare Professional—Lyns Gyllerres ■

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 obtenido en la prueba Proctor estándar por medio de la relación que se conoce con el nombre de "porcentaje de compactación" y que se expresa matemáticamente:

$$C = \frac{\gamma_t}{\gamma_p} \times 100$$

en donde,

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

γ_p = Peso volumétrico (en función del peso seco) que se obtiene en la prueba Proctor 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 debe 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 Proctor

estándar de compactación para cada tipo de material. Como puede observarse 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 deben 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 que se ha diseñado la estructura.

Todas las gráficas de las 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 la 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 de Tacotán, 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 rezaga (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:

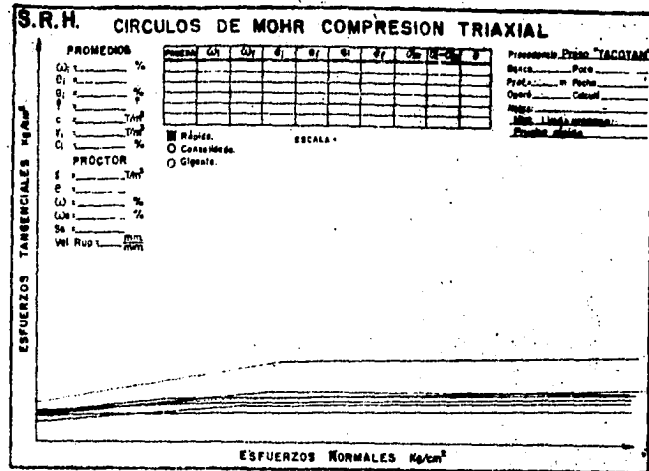
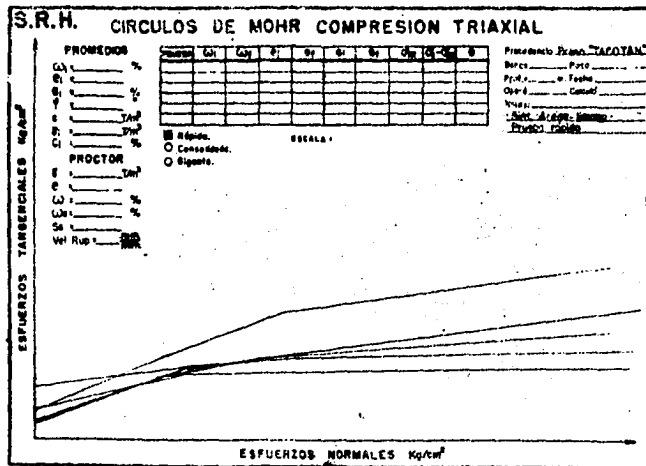
$$D_r = \frac{e_{\text{máx}} - e}{e_{\text{máx}} - e_{\text{mín}}}$$

en donde:

$e_{\text{máx}}$ = Relación de vacíos del material en su estado más suelto.

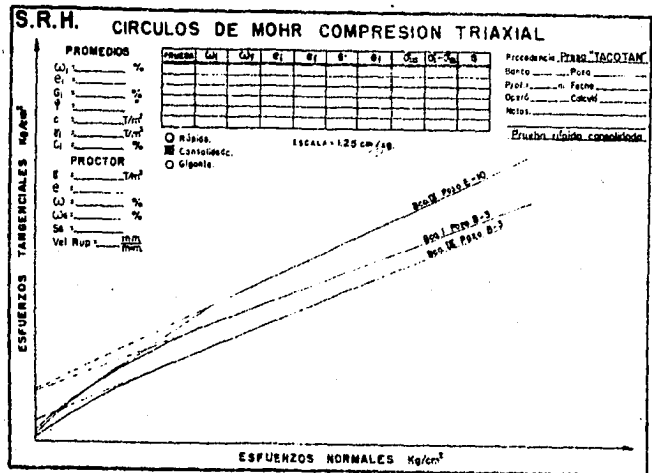
$e_{\text{mín}}$ = Relación de vacíos del material en su estado más denso.

e = Relación de vacíos del material en el estado de densidad para el cual se calcula D_r .



GRAFICAS DE ENVOLVENTES DE MOHR (COMPRESION TRIAXIAL)

Tesis Profesional - Lule Gutierrez B.



Por lo que respecta a la zona de enrocamiento no tiene un límite específico en cuanto a su compacidad 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.

Al controlar la construcción de estas zonas permeables debe tenerse en cuenta los siguientes requisitos constructivos:

- a) El material debe colocarse de tal modo que constituya una masa homogénea en la que no haya grandes vacíos.
- b) La masa de suelo debe drenar libremente.
- c) El material no debe consolidarse excesivamente bajo su propio peso.
- d) Los materiales usados deben tener un ángulo de fricción interna considerable.

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 la 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 mínimo admisible.

Las dimensiones exteriores (altura y longitud) de una cortina, están fijados por los 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 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 han llegado a conocer al 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.

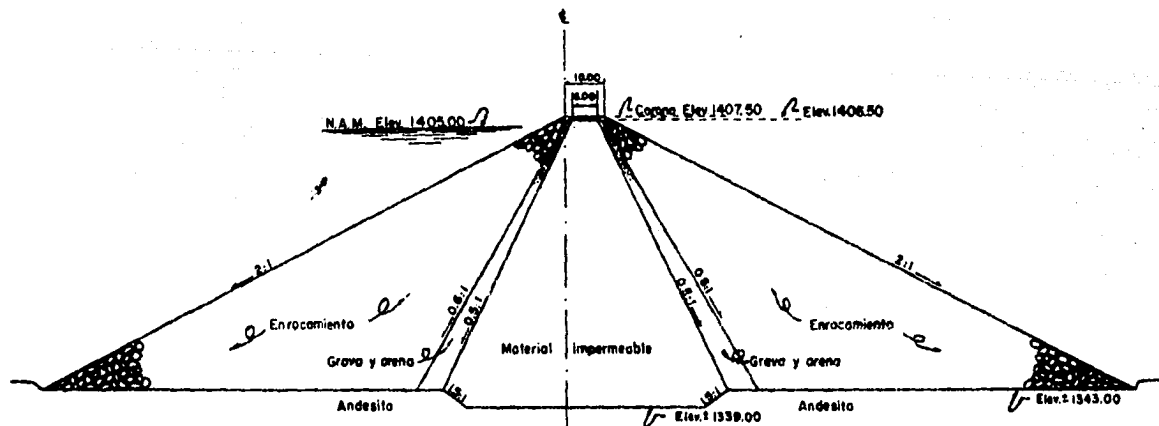
El diseño de una sección depende del tipo del material de cimentación, pues si se tiene como tal un material arcilloso suave, no es conveniente cimentar sobre él directamente una sección de enrocamiento, pues la roca se encajaría en el material suave y se tendrían en la estructura asentamientos muy fuertes. 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, influyen en el diseño directamente, pues si se tiene para el corazón impermeable un material de características mecánicas bajas, esta zona se hace lo más esbelta posible y en esta forma el factor de seguridad de la sección aumenta.

En el caso de haber restricción 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 del corazón impermeable.

Es factor decisivo en el diseño de la sección, los precios unitarios de explotación de cada tipo de material, ampliando la zona del material que resulte más económico y reduciendo la zona del 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



SECCION MAXIMA DE LA CORTINA

E.N.I.			
PRESA "TACOTAN"			
SECCION PROPUESTA			
México D.F. Nov. 1953	PLANO N° 8	Tesis Profesional	Luis Gutiérrez B.

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 N° 6, en la cual debido a las propiedades mecánicas bajas del material del corazón impermeable, se hizo éste lo más esbelto posible. La zona de transición también se limitó debido a la escasez de material y a la lejanía de los bancos de la "Piñuela", de donde se saca el material para esta zona de la sección. La zona de enrocamiento fué la que gobernó en este caso la estabilidad de la sección ampliando sus taludes lo necesario para conseguir el factor de seguridad mínimo admisible.

En este caso, el aumento de volumen de la zona de enrocamiento, provocado por la esbeltez del corazón impermeable y de la zona de transición, resulta el menos costoso pues se cuenta con el volumen de roca necesario, en muy buena calidad y muy cercano al lugar de la obra.

En el plano N° 7 aparece la sección propuesta para el análisis de estabilidad y las superficies de falla que se analizaron para las condiciones críticas de trabajo, en dicha figura aparecen también los cuadros con las propiedades mecánicas de los materiales adoptadas para dichos análisis y los factores de seguridad correspondientes a cada una de dichas superficies de falla.

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.

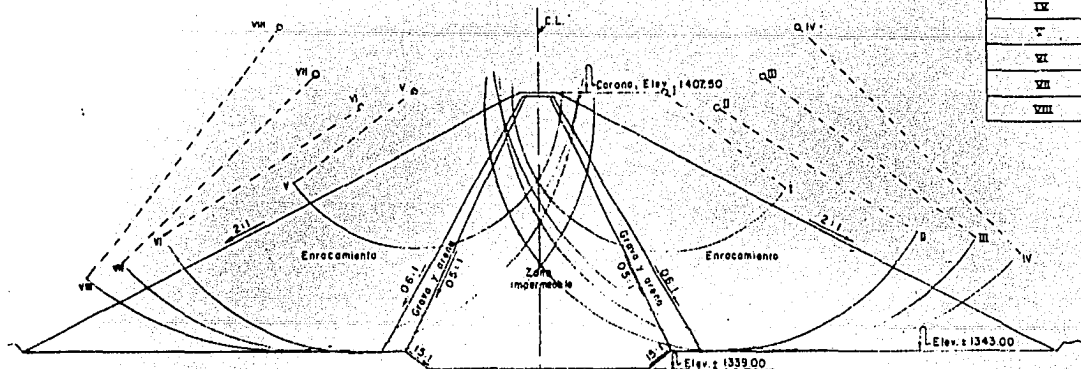
Este análisis consiste en revisar la sección propuesta en relación a las condiciones de trabajo de la estructura que se consideran críticas. Para efectuar este análisis, es necesario adoptar un método de cálculo apropiado y conocer el comportamiento de los materiales bajo

PROPIEDADES MECANICAS DE LOS MATERIALES

MATERIALES	γ Kg/m ³	ϕ	C Ton/m ²
Zona impermeable	2097	0°	4
Grava y arena	1600	35°	0
Enrocamiento	1600	45°	0

FACTORES DE SEGURIDAD

CIRCULOS DE FALLA	CONDICIONES DE TRABAJO	FACTOR DE SEGURIDAD INICIAL
I	Preso llena	1.75
II	" "	1.60
III	" "	1.73
IX	" "	1.99
V	Vaciado rapido	1.73
VI	" "	1.60
VII	" "	1.73
VIII	" "	1.99



SECCION MAXIMA DE LA CORTINA

E.N.I.

PRESA "TACOTAN"

DISTRITO DE RIESO DE AUTLAN, JAL.

SUPERFICIE DE LAS ZONAS DE FALLA

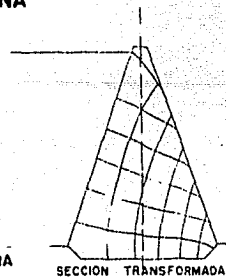
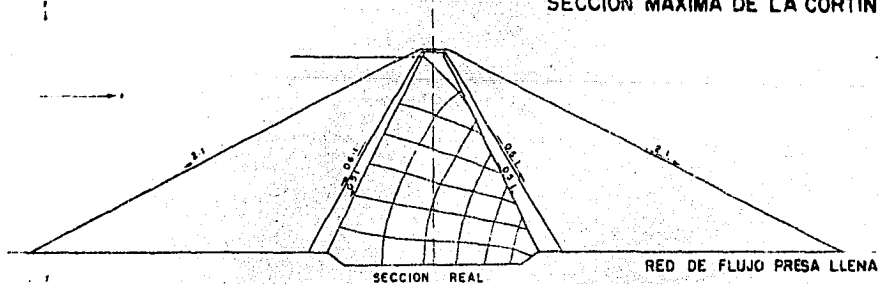
México D.F.
Nov 1953

PLAN No 7

Tesis
Profesional

Luis Gutiérrez B.

SECCION MAXIMA DE LA CORTINA



RELACION DE PERMEABILIDADES

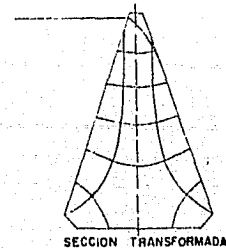
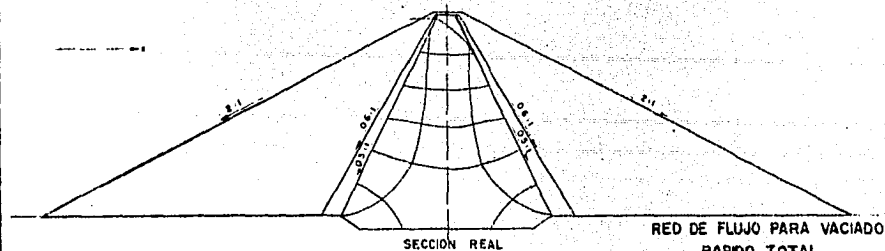
$$\frac{k_1}{k_2} = \frac{1}{12}$$

FACTOR DE TRANSFORMACION 0.7071

ESCALA DE TRANSFORMACION

$$\frac{H}{L} = \frac{1}{12}$$

ESCALA 1:800



E.N.I.

PRESA "TACOTAN"

DISTRITO DE RIEGO DE AUTLAN, JAL.

REDES DE FLUJO

México DF.
Nov. 1953

PLANO N° 8

Técs.
Profesional

Luis Gutiérrez

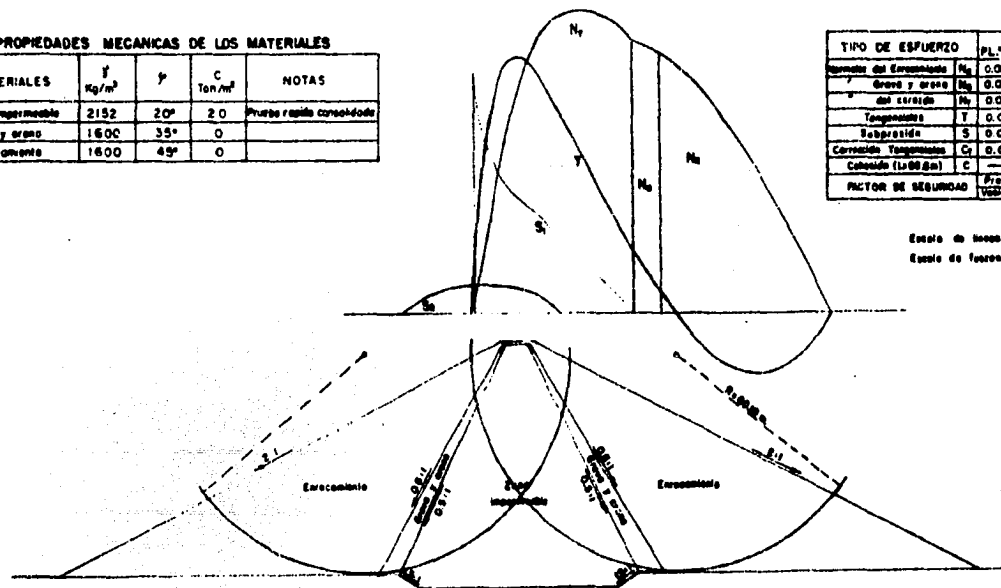
PROPIEDADES MECANICAS DE LOS MATERIALES

MATERIALES	γ Kg/m ³	ϕ	c Ton/m ²	NOTAS
Zona impermeable	2152	20°	20	Prueba rápida consolidada
Grava y arena	1600	35°	0	
Enrocamento	1600	45°	0	

TIPO DE ESFUERZO	PL. MINIMO	VALOR DEL ESFUERZO
Normal del Enrocamiento	N ₁	0.00357 3082.6
Grava y arena	N ₂	0.00092 412.2
del Enrocamiento	N ₃	0.00469 1126.7
Tangencial	T	0.00294 1081.6
Subpresión	S	0.00168 267.1
Corrosión Tangencial	C ₁	0.00039 69.9
Cesado (100.8m)	C	193.2
FACTOR DE SEGURIDAD	Presión de	151.75
	Vacío 1000	151.19

Escala de bocas 1:500

Escala de fuerzas 1:500



SECCION MAXIMA DE LA CORTINA

E.N.I.
PRESA "TACOTAN"

DISTRICTO DE MICO DE NUYAN, DE

CALCULO DE ESTABILIDAD DE
TALUDES-CIRCULO CRITICO

México D.F. Térm. Luis Gutiérrez S.
Nov 1953 PLANO Nº 9 Profesional

las condiciones de trabajo que se suponen críticas.

Aunque existen varios métodos de cálculo diferentes, el que se usa más comunmente es el método Sueco de superficies cilíndricas de falla, en el cual se admite como condición de equilibrio en cualquier punto para los suelos cohesivos, la de Coulomb que se expresa como sigue:

$$\tau - \sigma \tan \phi = c$$

En donde:

τ = esfuerzo tangencial en un plano que pasa por el punto considerado

σ = esfuerzo normal en el mismo plano

$\tan \phi$ = el coeficiente de fricción interna del material

c = la cohesión unitaria del material

En los métodos de superficies de falla se supone que la masa de suelo queda dividida en dos partes rígidas, una de las cuales queda inafectada, mientras la otra 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 use 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, que corresponde 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 limita 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 construidas.

Este criterio sólo se aplica 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 de 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:

- 1º, funcionamiento inicial
- 2º, 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 Proctor estándar y saturando 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) " " las curvas de esfuerzos normales y tangenciales.
 - c) Medición de las áreas comprendidas entre el eje horizontal y las curvas de esfuerzos normales y 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 resultantes 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 Proctor, a los cuales se les 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 correspondientes a un vaciado rápido para el talud de aguas arriba, y a presa llena para el talud aguas abajo. Estas dos condiciones de flujo son las que se consideran críticas para los taludes 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 de un flujo laminar.

La red de flujo se obtiene a partir de la ecuación diferencial del flujo del agua, y nos muestra las trayectorias 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 2° 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 determina-

ción 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 lleno:

Se traza la red de flujo para presa llena en la sección transformada y se repiten todos los pasos señalados para la condición anterior 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 de la superficie de falla, para determinar la posición del círculo de 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 las 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 en 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 del corazón de una cortina de tierra, la relación de coeficientes de permeabilidad en sentido vertical y horizontal varía generalmente de $1/2$ a $1/4$, y para estos límites la transformación es:

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

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

Estos valores se adoptan tomando en cuenta la calidad del material del corazón impermeable; si éste es arenoso se adopta la relación $1/4$ y si el material es arcilloso se aplica la relación de $1/2$. La reducción de 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 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".

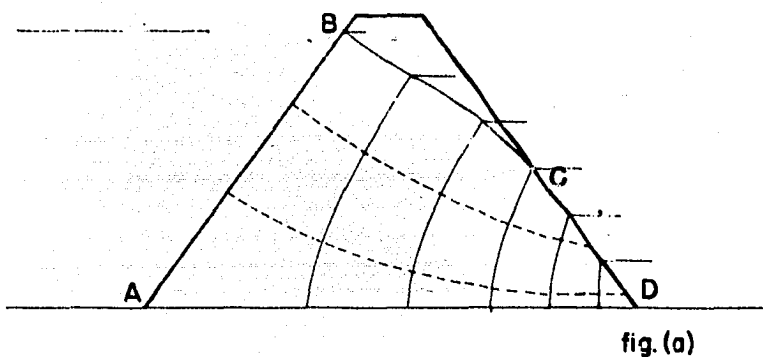
La línea de saturación es una sección de parábola, modificada en su forma de arranque, desde el punto de intersección del nivel de aguas máximas con el talud aguas arriba del corazón impermeable, y al descargar en el talud aguas abajo de dicho corazón.

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

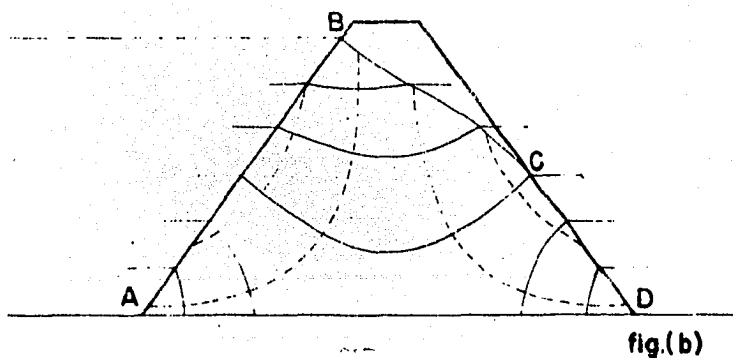
1) La elevación del punto de intersección de cualquier equipotencial con la línea de saturación, debe representar siempre la carga de altura a lo largo de dicha equipotencial.

2) La pendiente de la línea de saturación en el punto de entrada del agua en 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.



RED DE FLUJO PRESA LLENA



RED DE FLUJO PARA UN VACIADO RAPIDO TOTAL

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

La frontera 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 desplanta sobre roca, ésta se considera como frontera inferior y en cada punto del desplante la velocidad de una partícula es paralela a la misma base, por lo que ésta será una línea de corriente.

La frontera hacia 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 interviene 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 a partir 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 la cortina.

El trazo de la red de flujo sólo es aplicable al material del corazón impermeable de la cortina, puesto que está basada en la suposición del escurrimiento laminar, por lo que sigue la Ley de D'Arcy, no ocurriendo 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 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 de agua es irrotacional.

- 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 filtración o en modelos eléctricos ensayados en la analogía eléctrica. Cuando se trata de cortinas homogéneas con cimientos impermeables, mediante la experimentación de 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 cuadrados cuyos lados estarán formados por dos familias de curvas que se cortarán en ángulo recto. Las curvas de una familia son llamadas líneas de escurrimiento y las normales a éstas son las líneas equipotenciales, en las que en todos sus puntos se conserva una misma carga.

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

En la sección transformada, una vez conocidas las fronteras, la línea desaturación, 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 (AB y D, Fig. 2) determinando los puntos 1, 2, 3, 4 y 5, desde los cuales se trazarán las equipotenciales, que deberán tener como condición cortar a AB y CD en ángulo recto. La salida de BD será condicionada al trazo definitivo, por ser esta frontera, una línea de equipresión.

El número de líneas de corriente y su ubicación de arranque sobre AC será arbitrario, pero deben formar ángulo recto con la misma, y con las equipotenciales, formando cuadrados entre sí, condiciones que deberán imperar en el trazo de la red de flujo como lo muestra la Fig. 2.

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

Para vaciado rápido (análisis del talud aguas arriba):

Como en el caso anterior el trazo de 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 AC se dividirá en un número igual de partes, que se ubicarán sobre las líneas de equipresión AC y ABD, correspondiendo a los puntos 1, 2, 3, 4, 5 y 1', 2', 3', 4' y 5'. Fig. 2(b).

Las equipotenciales y líneas de corriente, por tratarse del caso de vaciado rápido estarán preferentemente dirigidas normalmente al caso anterior, e igualmente se identifican las equipotenciales por línea llena, y las de corriente por línea punteada.

Para el trazo se deberán satisfacer las condiciones establecidas, de cortarse estas líneas entre sí, en ángulo recto y formar cuadrados, debiendo las equipotenciales 4-4' y 5-5' en este caso, caer en ángulo recto sobre la línea de corriente CD.

El sistema de trazo es relativamente arbitrario, debiendo quedar en la parte central inferior de la sección una figura irregular, que doblada sobre CD 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 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 para completar el trazo de la red en la sección real.

En la red real, las equipotenciales y líneas de corriente no se cortarán necesariamente en ángulo recto,

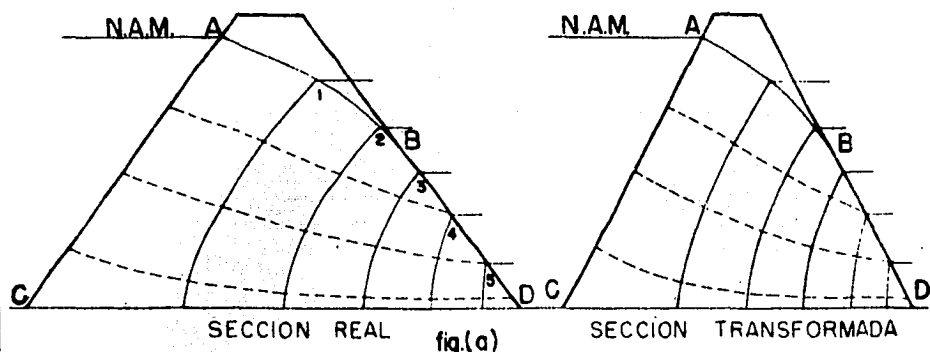


fig.(a)

RED DE FLUJO PRESA LLENA

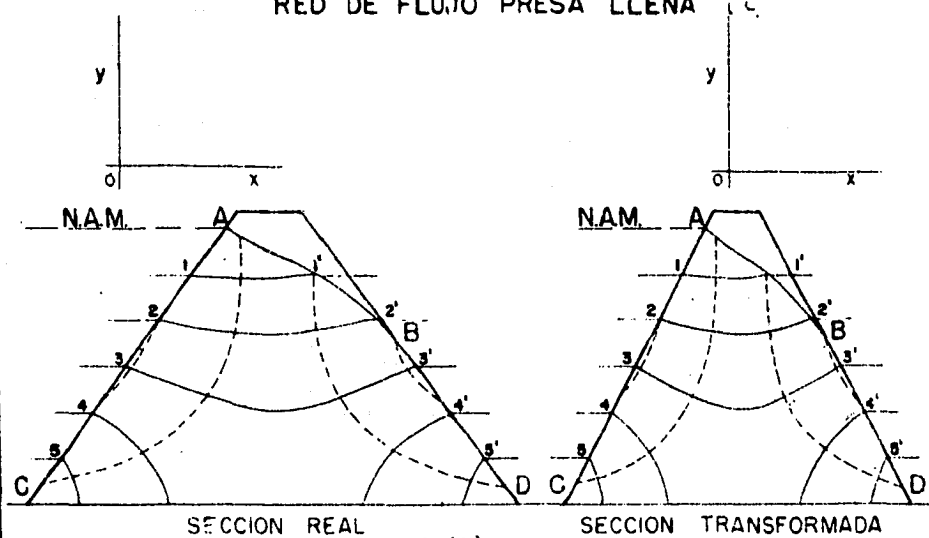


fig.(b)

RED DE FLUJO PARA UN VACIADO RAPIDO TOTAL

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 sub-presión, tanto a presa llena (talud aguas abajo) como 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.

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.

Generalmente se transforma el material permeable (acarreo y enrocamiento) al material impermeable del corazón. Para hacer esta transformación deben elegirse los puntos más sobresalientes en la sección, es decir los 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.

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 la 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 de su centro y la longitud de su 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 de falla con una curvatura pequeña, es decir, cuyos radios sean grandes, por lo tanto 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 una curvatura mayor que el caso anterior y radios pequeños, por lo que los centros de los círculos en este caso, se localizan 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 de esfuerzos 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 de 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 el caso de nuestro estudio, como la cimentación es buena, 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 se está analizando cerca de la corona (de 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 el 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 menor 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 desliza la cuña de material, limitada por dicho círculo, se procede a dividir la cuña de deslizamiento en fajas verticales sobre las que se considera una columna de ancho diferencial y profundidad unitaria. Estas divisiones verticales se hacen pasar por los puntos en que haya quiebres, banquetas, cambios de material, 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: $dw = \gamma h dx$; siendo γ 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 estas componentes es:

la normal:

$$n = \gamma h \cos \theta \quad (1)$$

la tangencial:

$$t = \gamma h \sin \theta \quad (2)$$

en donde θ es el ángulo formado por la vertical y la compo-

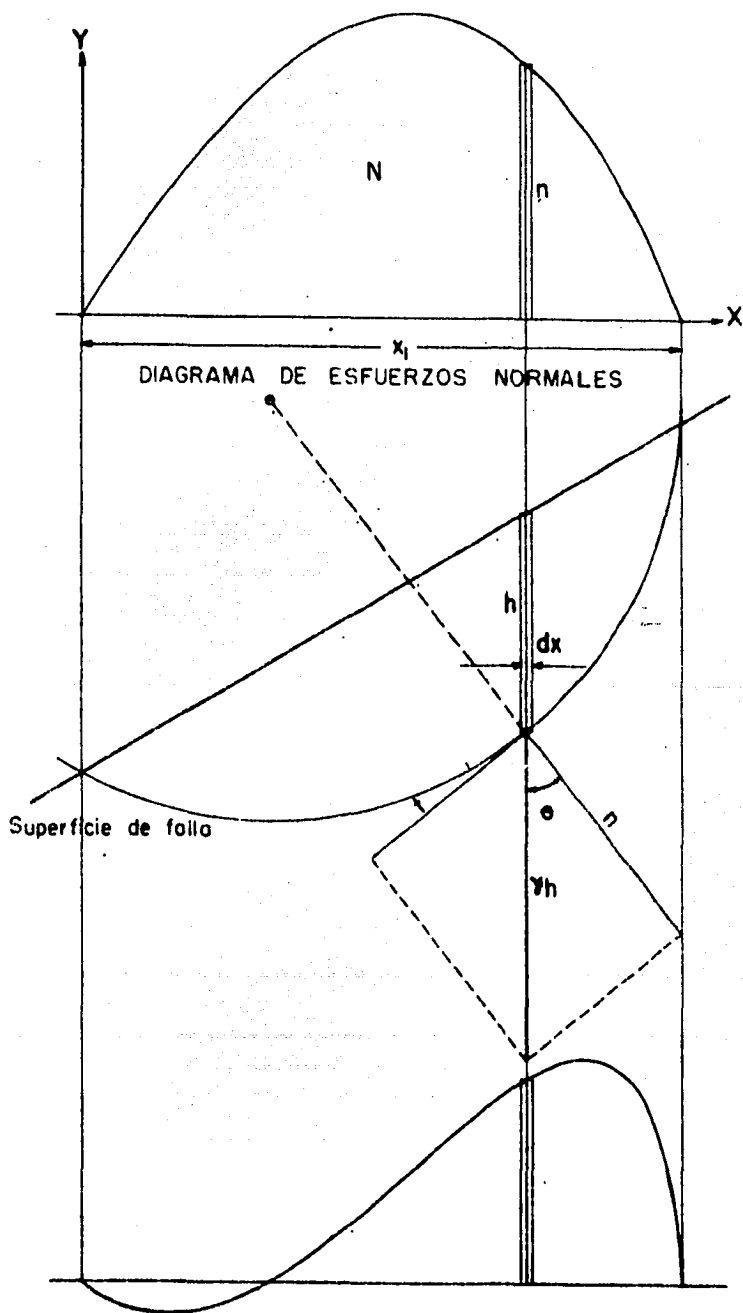


DIAGRAMA DE ESFUERZOS TANGENCIALES

nente normal, en el punto considerado (Fig. 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:

$$\begin{aligned} \text{haciendo} \quad n \, dx &= \int h \, dx \cos \theta \\ n \, dx &= dN \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{integrando} \quad dN &= \int h \, dx \cos \theta \\ N &= \int_0^x h \cos \theta \, dx \end{aligned}$$

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 llevándolos a partir del eje horizontal que sirve de base al diagrama, con la única salvedad que los valores de los esfuerzos tangenciales cambian de signo al cambiar de sentido las fuerzas que los producen (Ver Fig. N° 3).

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

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 y al analizar el talud aguas abajo, para todos los puntos a la derecha de dicha vertical.

Los valores positivos de las componentes tan-

genciales 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:

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

en la que el segundo miembro, representa la integración de todos los valores de las componentes tangenciales, que actúan en todos los puntos de la superficie de falla y es equivalente al valor del área bajo la curva de esfuerzos tangenciales.

En la Fig. 4 se tiene el caso más general, o sea cuando se tienen dos materiales distintos, uno para el corazón impermeable y otro para el material estabilizador.

A semejanza del caso en que se tiene un solo material, el valor del peso de la columna diferencial en las zonas 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 esos 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:

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

integrando:

$$N_1 = \int_{x_0}^{x_1} \gamma_1 h_1 \, dx \cos \theta$$

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:

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

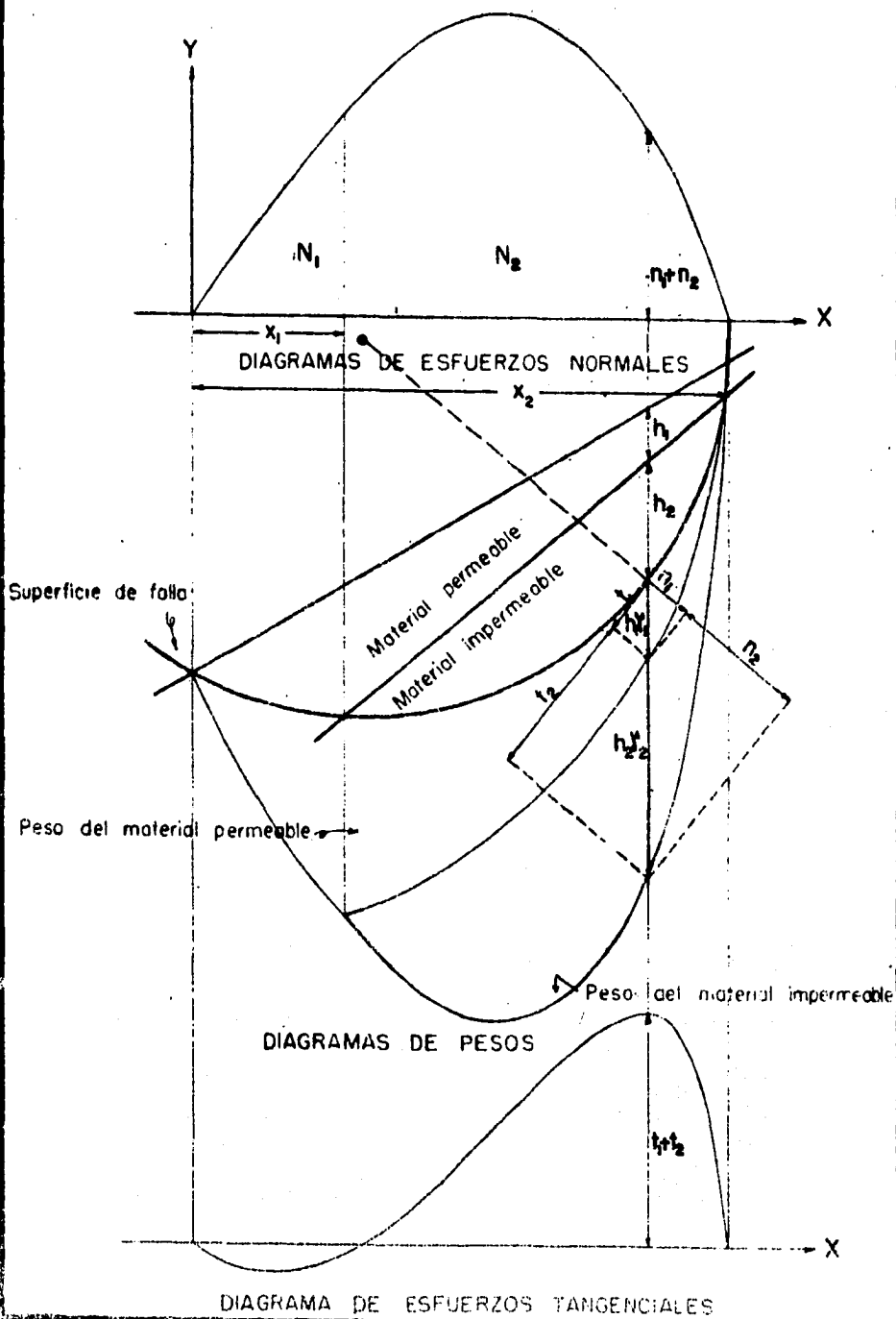


FIG. N° 4

y el valor total del esfuerzo normal será:

$$N = N_1 + N_2$$

Por lo tanto en el diagrama de esfuerzos normales para este caso, habrá que distinguir la división del área, (N_2) que corresponde a los esfuerzos normales producidos en la zona del corazón 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 las componentes tangenciales en este caso será:

$$dT = (Y_1 h_1 \text{ sen } \theta + Y_2 h_2 \text{ sen } \theta) dx$$

Si hacemos:

$$Y_1 h_1 \text{ sen } \theta = t_1 \text{ y } Y_2 h_2 \text{ sen } \theta = t_2$$

se tiene:

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

$$T = \int_a^b (t_1 + t_2) dx$$

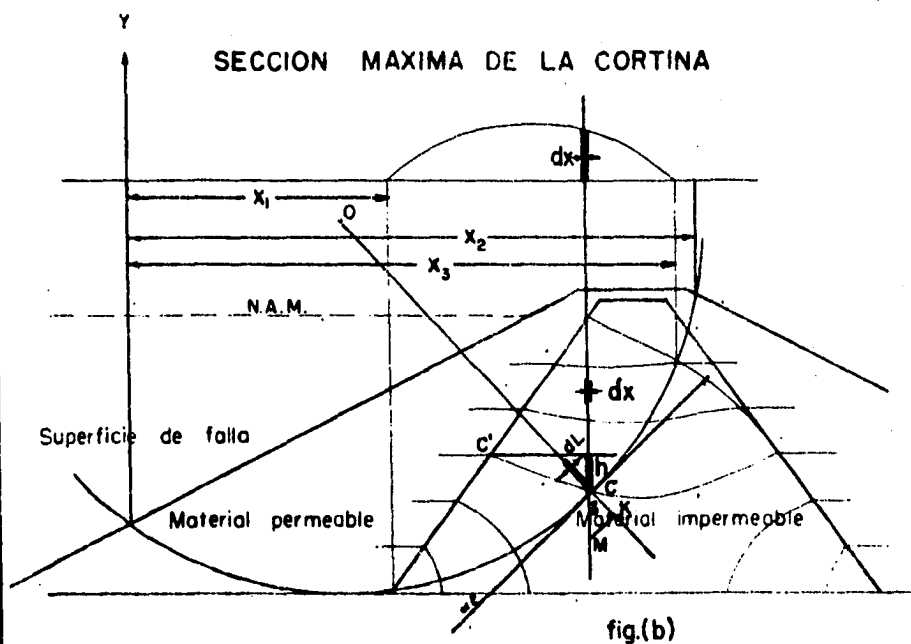
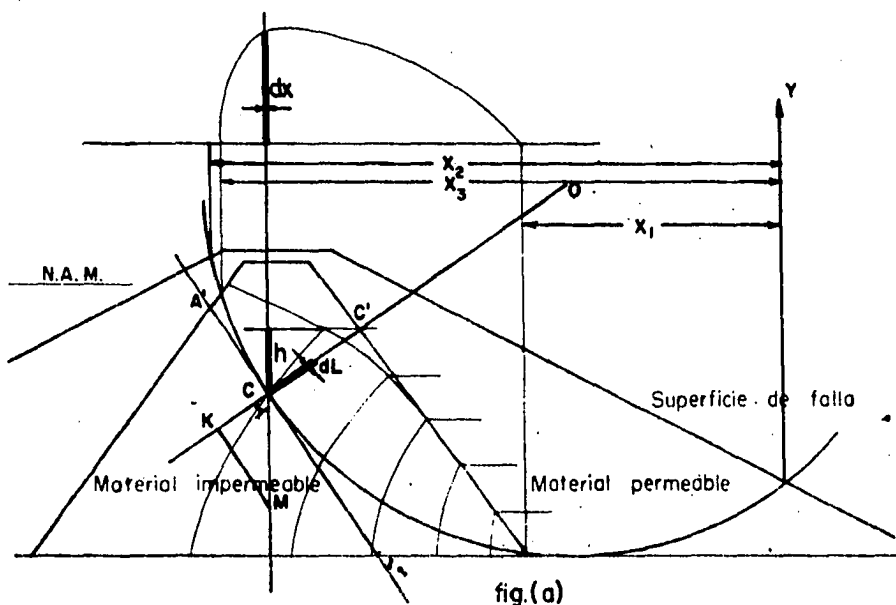
La expresión anterior indica que el valor total del esfuerzo tangencial es igual a la integración de los valores de las componentes tangenciales a lo largo de todo el círculo de falla; lo que es equivalente al área bajo la curva de esfuerzos tangenciales.

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 las 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 puntos para los que existe un valor de carga de agua, correspondiente a la equipotencial intersectada.

Sea C (Fig. 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 corte la línea de saturación. La subpresión se considera actuando normal a la superficie de falla y en sentido opuesto a



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 uno de los puntos de 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' .

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:

$$d_s = \gamma_w h dL = p dL$$

en donde,

$$\begin{aligned} \gamma_w &= \text{peso volumétrico del agua} \\ h &= \text{carga de agua para el punto considerado} \\ p &= \text{presión hidrostática en el punto considerado} \end{aligned}$$

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

sustituyendo este valor en la ecuación anterior se tiene:

$$d_s = p \frac{dx}{\cos \alpha}$$

haciendo

$$\frac{p}{\cos \alpha} = p'$$

queda:

$$d_s = p' dx$$

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

$$S = \int_{x_1}^{x_2} p' dx$$

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 en el primer caso, la red de flujo para presa llena; y en 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 A_{N1} y A_{N2} por separado (Fig. N° 6).

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 las escalas.

En esta forma los valores están dados por:

$$\text{Esfuerzo Normal: } N = A_N E_L E_F$$

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:

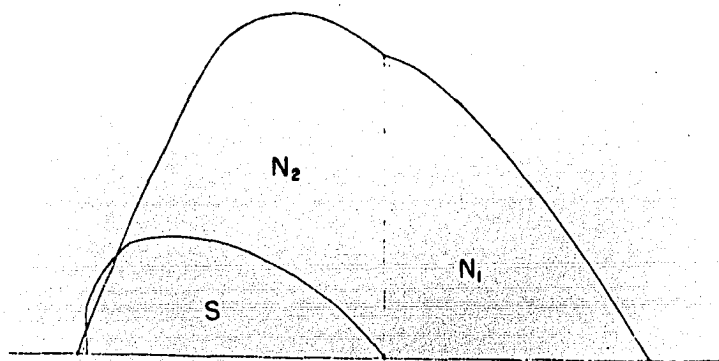
$$N = N_1 + N_2$$

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

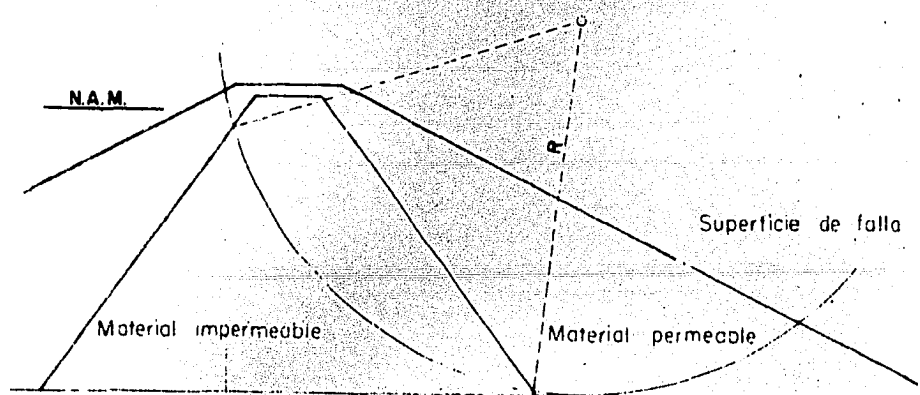
$$N_1 = A_{N1} E_L E_F$$

$$\text{y } N_2 = A_{N2} E_L E_F$$

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



DIAGRAMAS DE ESFUERZOS NORMALES



SECCION MAXIMA DE LA CORTINA

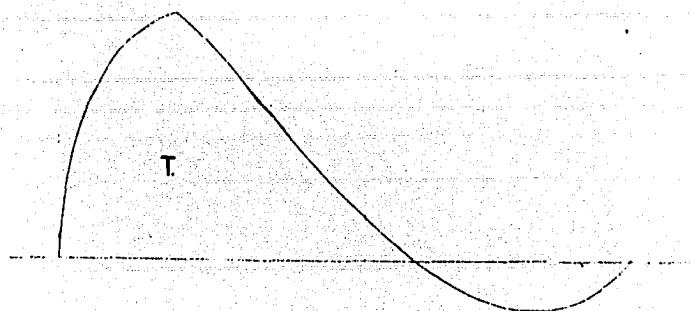


DIAGRAMA DE ESFUERZOS TANGENCIALES

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 subpresión.

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 considerando.

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 de material de rezaga o acarreo está compuesta con 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 de 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, pues se han obtenido todos los factores que intervienen en la estabilidad de una 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 $\tan \phi$ 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 una masa de material cohesivo. .

Las fuerzas tangenciales componentes del peso de la cuña deslizante, actúan directamente sobre la superficie de falla, ayudando 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 las 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 queda:

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

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 ha-

cer 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 de la zona de enrocamiento y del material de 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 esa situación, va siendo menos probable, 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, aquélla 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 a los 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. N° 7 tenemos el caso de un solo material. Como se dijo en líneas anteriores, se multiplica el peso " γ " 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 a la vertical que pasa por el punto considerado. Al hacer esto se produce un momento en el sentido opuesto al deslizamiento, cuyo valor es: $M=0.1wd$.

Siendo $w = \gamma h$, el peso de la faja considerada y " d " el 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 tangencial al círculo y otra normal al mismo. 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

$$\frac{\sigma}{\sigma_0} = 0.1$$

N

DIAGRAMA DE ESFUERZOS NORMALES

Superficie de falla

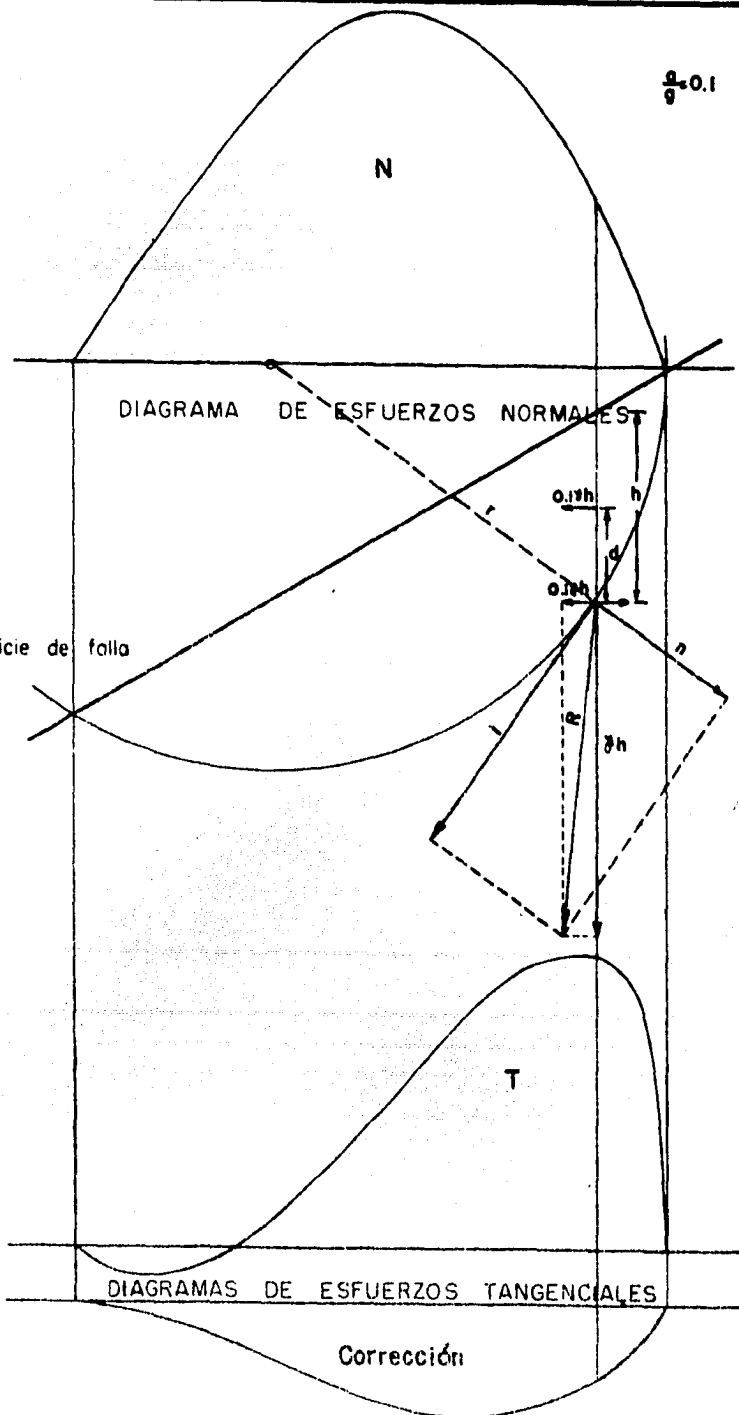
$0.19h$
 h
 $0.1h$
 $0.1h$
 h
 $0.1h$
 h

h

T

DIAGRAMAS DE ESFUERZOS TANGENCIALES

Corrección



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 cuyo valor es:

$$F = \frac{M}{R} = \frac{0.1 \, wd}{R}$$

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 a él 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 los valores de las áreas de cada diagrama, 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:

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

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 considera una fuerza cuyo valor es:

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

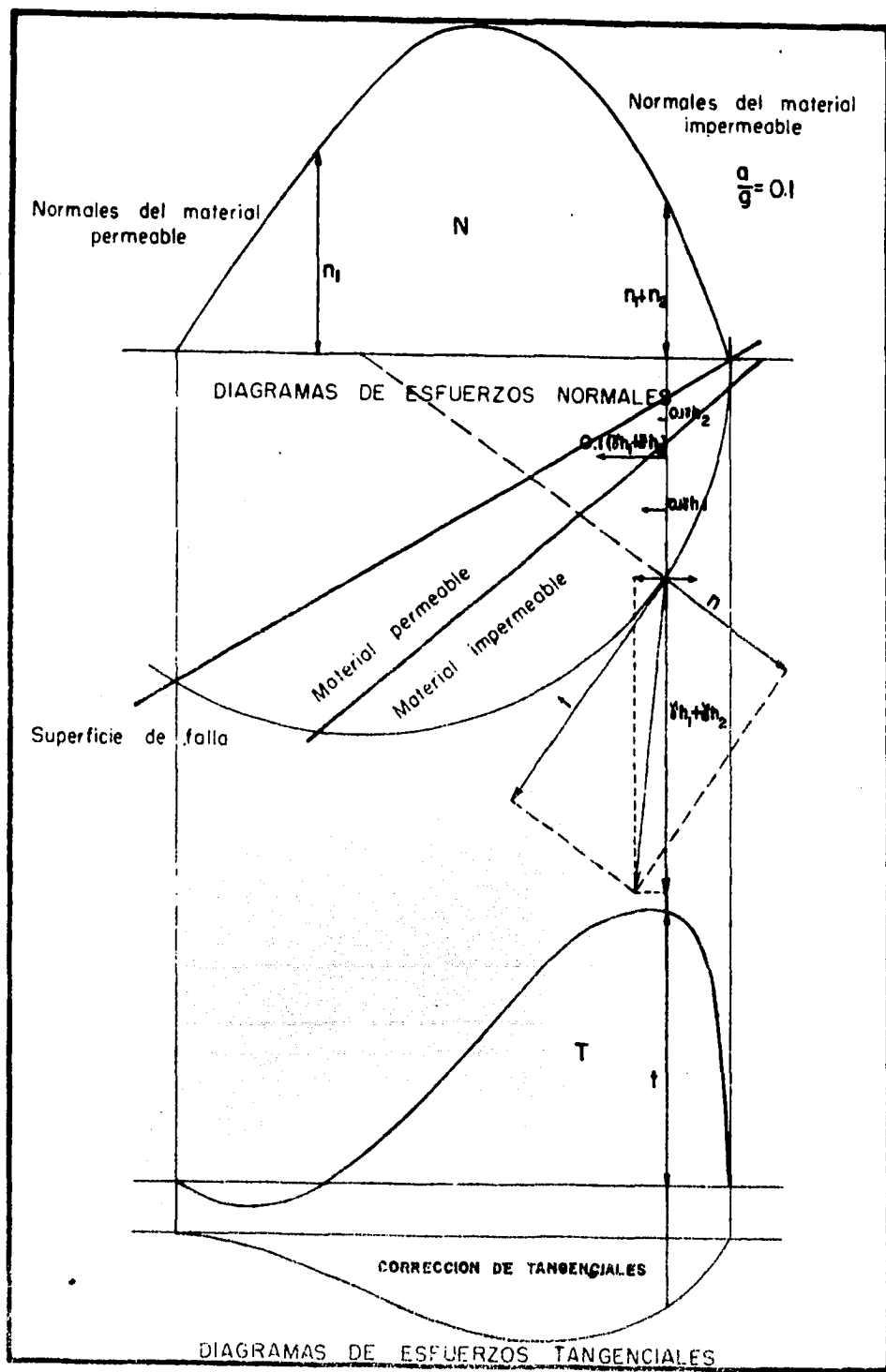


FIG. N° 8

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

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

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

$$M = 0.1 w d$$

en donde w es el peso de esa faja unitaria e igual a:

$\gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2$ y " d " es la distancia recorrida en la translación.

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

$$F_s = \frac{(N_2 - S) \operatorname{tg} \phi_2 + N_1 \tan \phi_1 + cL}{T - T_c}$$

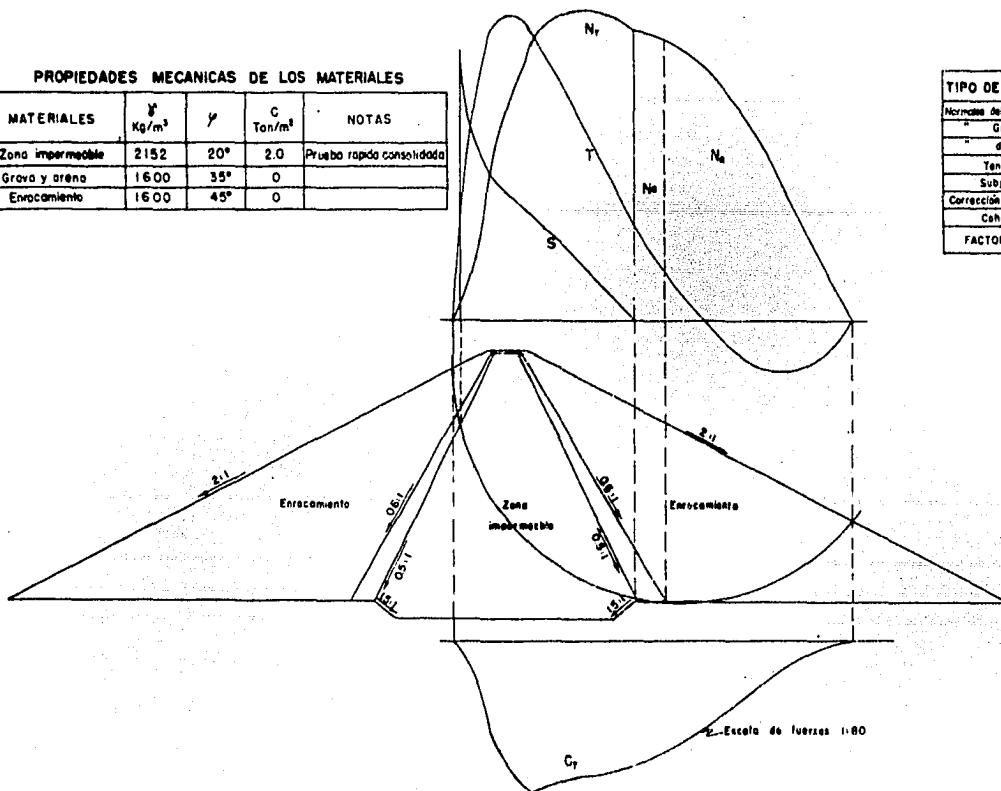
Para el caso particular del análisis de estabilidad considerando el efecto de temblor, se ha aceptado como valor mínimo del factor de seguridad para el círculo crítico 1.30.

En el caso del estudio que nos ocupa, el análisis de estabilidad de taludes se realizó para los círculos de falla mostrados en el Plano N° 7, arrojando los factores de seguridad los valores anotados en el cuadro adjunto.

PROPIEDADES MECANICAS DE LOS MATERIALES

MATERIALES	γ Kg/m ³	ϕ	C Ton/m ²	NOTAS
Zona impermeable	2152	20°	2.0	Prueba rapida consolidada
Grava y arena	1600	35°	0	
Enrocamiento	1600	45°	0	

TIPO DE ESFUERZO	AREA PLANIMETRO	VALOR DEL ESFUERZO
Normales del Enrocamiento	N _e	0.00336
Grava y arena	N _g	0.00091
del corazon	N _r	0.00444
Tangenciales	T	0.00390
Subpresión	S	0.00168
Corrección Tangenciales	C _r	0.00360
Cohesión (L=6.6m)	C	133.2
FACTOR DE SEGURIDAD		F = 1.47



Escala de líneas 1:800

Escala de fuerzas 1:800

Escala de fuerzas 1:80

SECCION MAXIMA DE LA CORTINA

E.N.I.

PRESA "TACOTAN"

CALCULO DE ESTABILIDAD

EFFECTO DE TEMBLOR

México DF. Nov. 1953 PLANO N° 10 Teófilo Luis Gutiérrez B.

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 el 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 la 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 del 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 o 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 de 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, túneles, vertedor, obra de toma, etc.).

4°- Equipo disponible para la ejecución de las obras.

5º- Fondos disponibles para cada una de las etapas de construcción.

En el caso de la Presa de Tacotán los estudios hidrométricos de la corriente que se interceptará, se han hecho desde el año de 1942 y la avenida máxima registrada arrojó un gasto de $1066 \text{ m}^3/\text{seg}$. El vertedor quedará localizado en un pequeño puerto sobre la margen izquierda del río; dicho puerto quedará completamente cerrado por medio de un dique adyacente al vertedor (Plano N° 11). El vertedor se proyectó con las siguientes características:

Capacidad	2 000 m^3/seg .
Longitud de cresta	122 m.
Elevación de la cresta	1 401 m.
Carga sobre la cresta	2.66 m.
Coefficiente de gasto	2.05

Los estudios hidrométricos registran los mayores escurrimientos durante los meses de julio, agosto y septiembre y los mínimos durante los meses comprendidos entre diciembre y mayo. Por lo anteriormente expuesto, se puede considerar un semestre entero de estiaje y otro semestre de avenidas, en donde se tienen precipitaciones durante tres meses; así en la tabla de resumen adjunta, se consideran un tiempo de construcción de dos años, en los cuales el primero y tercer semestres corresponden al tiempo de avenidas y el segundo y cuarto al tiempo de estiaje.

Durante el primer semestre se efectuarán todas 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 los caminos necesarios 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 iniciará la limpia de la cimentación, y la excavación del dentellón; después de lo cual se harán las perforaciones e inyecciones superficiales y profundas en la cimentación.

Al llegar las primeras avenidas, no será posible trabajar en el lecho del río, sólo en los túneles, el ver-

tedor, el dique y el 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 los materiales permeables.

En el segundo semestre, durante el estiaje se continuarán las excavaciones de la limpia y del 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 tunel de la obra de toma y se terminarán los trabajos en el dique del vertedor.

Durante la siguiente época de 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 este período se seguirá con el tendido del terraplén de la cortina incrementando el tendido de material impermeable mientras las lluvias lo permitan.

Se terminarán durante este período, las obras de construcción e instalación de los nuevos poblados, que servirán para alojar a los habitantes de la zona que quedará inundada.

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

Finalmente en el último semestre se terminarán las estructuras de la obra de toma, se colará el piso, taludes y cimacio del vertedor y se efectuará el cierre del terraplén de la cortina.

Con estos últimos trabajos, quedará prácticamente terminada la cortina para el funcionamiento de la presa.

En la tabla de resumen adjunta, se puede observar más detalladamente el avance semestral de los trabajos y el costo de los mismos. Posteriormente se harán las obras anexas, como el camino a través de la corona, la 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,

Obra	Trabajo	P. U. \$	Cant. en Progra- ma	1er. Semestre		2° Semestre		3er. Semestre	
				\$Vol.	\$Costo	\$Vol.	\$Costo	\$Vol.	\$Costo
I TUNEL DE DESVIACION	1°- Excavación R.F. en los tajos del túnel.	10	1,800	900	9,000	900	9,000		
	2°- Excavación en cualquier clase de material dentro del túnel.	90	6,370	2,370	213,300			4,000	360,000
	3°- Concreto simple en el tunel y en los tapones.	180	1,500						
	4°- Concreto reforzado en el tunel.	200	190						
II OBRA DE TOMA	5°- Excavación de "amacise" de la roca del interior del tunel.	80	700			700	56,000		
	6°- Concreto reforzado en la estructura de la rejilla.	275	100			50	13,750		
	7°- Concreto simple para revestimiento en el tunel.	180	590	290	52,200	200	36,000		
	8°- Concreto reforzado en los muros de salida de la toma.	105	50						
III CORTINA	9°- Excavación en R.F., R.S. y T, en la limpia de la cimentación	6	55,000	15,000	90,000	30,000	180,000	10,000	60,000
	10°- Excavación en roca fija para el dentellón.	40	500	110	4,400	140	5,600	250	10,000
	11°- Concreto simple en zanja para el dentellón	80	500	110	8,800	140	11,200	140	11,000
	12°- Material impermeable colocado y compactado.	11	390,000	30,000	330,000	60,000	660,000	60,000	660,000
	13°- Enrocamiento a volteo.	11	970,000	110,000	1,210,000	210,000	2,310,000	210,000	2,310,000
	14°- Arena y grava colocadas en la zona de transición.	15	69,200	7,200	108,000	15,000	225,000	15,000	225,000

Cant. en Programa	1er. Semestre		2° Semestre		3er. Semestre		4° Semestre		Costo Total
	\$Vol.	\$Costo	\$Vol.	\$Costo	\$Vol.	\$Costo	\$Vol.	\$Costo	
1,800	900	9,000	900	9,000					\$ 18,000
6,370	2,370	213,300			4,000	360,000			\$ 573,300
1,500							1,500	270,000	\$ 270,000
190							190	38,000	\$ 38,000
700			700	56,000					\$ 56,000
100			50	13,750			50	13,750	\$ 27,500
590	290	52,200	200	36,000			100	18,000	\$ 106,200
50							50	5,250	\$ 5,250
55,000	15,000	90,000	30,000	180,000	10,000	60,000			\$ 330,000
500	110	4,400	140	5,600	250	10,000			\$ 20,000
500	110	8,800	140	11,200	140	11,200	110	8,800	\$ 40,000
290,000	30,000	330,000	60,000	660,000	60,000	660,000	240,000	2,640,000	\$ 4,290,000
270,000	110,000	1,210,000	210,000	2,310,000	210,000	2,310,000	440,000	4,840,000	\$ 10,670,000
69,200	7,200	108,000	15,000	225,000	15,000	225,000	32,000	480,000	\$ 1,038,000

así como las cantidades de trabajo programadas y el tiempo de construcción considerado, se procede a la determinación del equipo necesario para la realización de las obras.

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

Para desarrollar de manera satisfactoria el programa de construcción propuesto en este trabajo, se considera necesario, en el momento de más intensidad de las obras, tener trabajando dos palas mecánicas en la explotación de los bancos de roca y otra pala en los préstamos del material impermeable, dos bulldozers jalando sendos rodillos de pata de cabra y otros dos bulldozers trabajando en el acomodo del enrocamiento, uno aguas arriba y otro 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 bulldozer haciendo movimientos de material en los préstamos y en los 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 mecánicas pueden moverse para hacer las excavaciones necesarias en los túneles y en el vertedor, un bulldozer y una motoconformadora estarán trabajando en los caminos de acceso, y otro bulldozer podrá estar efectuando el desmonte y la limpia en los lugares donde sea necesario.

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 apegarse a la teoría de la Mecánica de Suelos. Estos tres factores se complementan entre sí 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 ellas 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 en 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 las necesidades que el problema 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 la resolución de un problema determinado.

Cualquiera que sea la calidad de los materia-

les 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 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 como base para la acumulación de los 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.

Para el caso particular de nuestro estudio, las conclusiones y recomendaciones pertinentes son las siguientes:

Los materiales disponibles para el corazón impermeable están constituidos por migajones limo-arenosos de baja calidad, mecánicamente hablando. Dichos materiales se presentan en cantidad abundante, y en una gran variación en cuanto a sus propiedades, por lo que es recomendable zonificar los bancos de préstamo disponibles, siguiendo al material de acuerdo con su calidad.

En la selección de dichas zonas, es conveniente tomar en cuenta, además de la calidad del material, la dureza del mismo, que depende de la humedad que se tenga en el préstamo. En el caso de la presa de Tacotán, la dureza que presentan los materiales en los préstamos es variable e inversamente proporcional al contenido de humedad, es de recomendarse que los préstamos se rieguen por inundación, para homogeneizar la humedad, para facilitar su explotación y obtener una compactación más uniforme. Esto debe hacerse aprovechando las precipitaciones por medio de terrazas, de otra manera el riego tendrá que darse por bombeo o derivación de las aguas del río.

La explotación de los materiales debe hacerse en forma integral, por medio de palas mecánicas, para obtener la revoltura del material fino superficial con el material más grueso de las capas inferiores, obteniendo así un material de mejor calidad.

De la zonificación de los bancos de préstamo, se seleccionaron 6 zonas que presentan las condiciones más favorables en cuanto a su explotación y calidad del material, debiendo colocarse el mejor material en la zona más baja de la cortina y subsecuentemente los que le sigan de acuerdo con su bondad.

Aplicando este criterio, el material de cada zona debe colocarse en el orden siguiente:

Zona	Banco	Vol. disponible	Alcance en la cortina
A	2	90 000 m ³	1339 a 1351.00 m.
B	2	300 000 "	1351 a 1376.00 "
C	2	85 000 "	1376 a 1384.00 "
I - A	1	75 000 "	1384 a 1392.50 "
II- A	1	30 000 "	1392.5 a 1397.50 "
A	3	46 000 "	1397.5 a 1406.50 "

La localización de las zonas seleccionadas se muestra en el plano de préstamos (Plano N° 5) y la distri-



PRESA "TACOTAN"
DISTRIBUCION DEL MATERIAL PERMEABLE
EN LA CORTINA

México DF Nov 1953	PLANO Nº 12	Técs Profesional	Luis Gutierrez S.
-----------------------	-------------	---------------------	-------------------

bución del material impermeable, de las distintas zonas seleccionadas, así como su alcance en la cortina, pueden observarse en el plano adjunto. (Plano N° 12)

Es conveniente que durante la construcción se deje la zona A del Banco N° 3 para el cierre de la cortina, dada su proximidad; pues observando que todo el material impermeable se encuentra aguas arriba, el cierre se efectuará en un tiempo reducido, cuando el equipo por efecto de desgaste ya se encuentra en malas condiciones, entonces la mencionada zona del Banco 3, dará mayor facilidad para efectuar el cierre con mayor seguridad para la estructura.

Por lo que respecta a los materiales pétreos; los bancos de grava y arena más apropiados para su explotación, son los que se localizaron a lo largo del arroyo de la Trinidad, en los cuales se encuentra el volumen requerido para la cortina y para agregados del concreto.

La roca que se utilizará en la zona de enrocamiento de la cortina es de tipo extrusivo, se encuentra en forma de brechas andesíticas y para su explotación se recomienda el banco N° II, situado inmediatamente aguas abajo de la cortina sobre la margen izquierda, que es el que presenta la roca más sana y en cantidad suficiente para toda la estructura.

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 adecuados.

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.