

APLICACION DEL METODO GRAFICO DE FLELLENTUS A LA ESTABILIDAD DE TALUDES EN PRESAS DE MATERIALES GRADUADOS / DAVID GUERRERO DURAN..

Por: GUERRERO DURAN, DAVID

Idioma: Español

Detalles de publicación: QUERETARO, MEX. D. GUERRERO DURAN 1977

Descripción: 108 H. 21 CM

Tema(s): TERRAPLENES

Clasificación: TS 627.132 G934a

Nota de disertación: TESIS (INGENIERO CIVIL) UNIVERSIDAD AUTONOMA DE QUERETARO. FACULTAD DE INGENIERIA



UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE QUERÉTARO

R 17

INSTITUTO DE INVESTIGACIONES
EN SALUD Y
RADIACIONES

Biblioteca Central

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE QUERÉTARO

17

1-77

No. Reg. 1912

TS

Clas. 627.132

G 934a



EDUCO EN LA VERDAD Y EN EL HONOR

A MI MADRE; QUE CON SU TRABAJO
Y ESFUERZOS ME AYUDO A LOGRAR
MI OBJETIVO.

A MIS HERMANAS; CELIA Y PATRICIA,
QUE CON SU COOPERACION, TRANSFORMARON
MIS APUNTES EN LA PRESENTE OBRA.

UNIVERSIDAD AUTONOMA
DE QUERETARO



EDUCO EN LA VERDAD Y EN EL HONOR

A MIS COMPAÑEROS DEL DPTO. DE
PROYECTOS DE LA S. R. H.

A MI UNIVERSIDAD.



Escuela de Ingeniería

EDUCO EN LA VERDAD Y EN EL HONOR

OCTUBRE 6 DE 1976.-

OFICIO NUM: 219

ASUNTO: SE APRUEBA TEMA
DE TESIS.

SR. PASANTE: DAVID GUERRERO DURAN.-
P R E S E N T E .-

En respuesta a su atenta Solicitud, relativa al Tema de Tesis Profesional, me permito comunicarle a Ud., el que para -- tal efecto fué propuesto por el SR. ING. ANGEL TREJO MOEDANO. El -- Título de Tesis será:

APLICACION DEL METODO GRAFICO DE FELLENIUS A LA ESTABILIDAD DE TALLUDES EN PRESAS DE MATERIALES GRADUADOS.-

- I. GENERALIDADES.-
 - a). INTRODUCCION.-
 - b). DEFINICION DE ELEMENTOS QUE FORMAN LA CORTINA.-
 - c). CLASIFICACION DE LAS CORTINAS DE TIERRA.-
 - d). TABLA DE COMPORTAMIENTO DE PRESAS HECHO POR --- SHERARD.-

- II. CLASIFICACION DE LOS METODOS DE ANALISIS DE ESTABILIDAD.-
 - a). EL CALCULO DE ESFUERZOS Y DEFORMACIONES EN TODO EL TERRAPLEN Y SU CIMENTACION MEDIANTE SOLUCION NUMERICA DE LAS ECUACIONES DE LA MECANICA DE MEDIOS CONTINUOS.-



- b). LA DETERMINACION POR ANALISIS LIMITE, DE LA RELACION ENTRE ESFUERZO CORTANTE Y RESISTENCIA A LO LARGO DE SUPERFICIES QUE DEFINAN UN MECANISMO POTENCIAL DE FALLA.-

III. FUNDAMENTOS TEORICOS DEL METODO DE FELLENIUS.-

- a). ANALISIS DE LA SUPERFICIE DE FALLA.-
- b). ANALISIS DE UNA DOVELA.-
- c). CIRCULO DE FALLA EN SUELOS PURAMENTE COHESIVOS
- d). CIRCULO DE FALLA EN SUELOS CON COHESION Y --
FRICCION.-

IV. REDES DE FLUJO.-

- a). FRONTERA EN MEDIOS HOMOGENEOS.-
- b). TEORIA DEL FLUJO DEL AGUA.-
- c). LIMITE DE VALIDEZ DE LA LEY DE DARCY.-
- d). OBTENCION DE LA LINEA MAXIMA DE SATURACION, TEORIA DE DUPUIT.-
- e). METODO GRAFICO.-
- f). CALCULO DE LAS FUERZAS DE FILTRACION.-

V. OBTENCION DE LOS PARAMETROS DE RESISTENCIA EN EL LABORATORIO.-

- a). ESTUDIO DE LOS MATERIALES PARA CONSTRUCCION DE TERRAPLENES.-
- b). MUESTREO.-
- c). TIPO DE MUESTRAS.- INTEGRAL E INALTERADA.-



EDUCO EN LA VERDAD Y EN EL HONOR

. hoja núm. 3

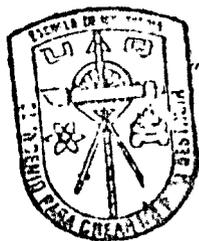
- d). DIAGRAMA CON SECUENCIA DE TODAS LAS PRUEBAS -
QUE SE EFECTUAN EN EL LABORATORIO.-
 - e). DIAGRAMA QUE PRESENTA UNA SECUENCIA DE PRUEBAS
Y DE LOS PARAMETROS QUE SE OBTIENEN EN C/U.-
 - f). TIPOS DE PRUEBAS TRIAXIALES.-
 - g). APLICACION DE LOS RESULTADOS DE LAS PRUEBAS DE
COMPRESION TRIAXIAL LOS PROBLEMAS PRACTICOS.-
- VI. DESCRIPCION DE METODO GRAFICO.-
- a). CRITERIOS PARA PEQUEÑOS ALMACENAMIENTOS.-
 - b). CRITERIOS PARA MEDIANOS ALMACENAMIENTOS, TALUD
AGUAS ARRIBA Y TALUD AGUAS ABAJO EN CONDICIO -
NES INICIALES Y FINALES.-
 - c). DESCRIPCION DEL METODO GRAFICO.-
- VII. EJEMPLO PRACTICO.-
- a). EJEMPLO EN CONDICIONES FINALES, CON DATOS GEO-
LOGICOS, HIDROLOGICOS, TOPOGRAFICOS Y DE MECA-
NICA DE SUELOS.-
 - b). EJEMPLO EN CONDICIONES INICIALES AGUAS ARRIBA-
Y AGUAS ABAJO.-
- VIII. CONCLUSIONES.-



EDUCO EN LA VERDAD Y EN EL HONOR

hoja núm. 4

También hago de su conocimiento las disposiciones de nuestra Escuela, en el sentido de que antes de su Examen Profesional, deberá cumplir el requisito del Servicio Social y de que el presente oficio se imprima en todos los ejemplares de su tesis.-



ATENTAMENTE
"EDUCO EN LA VERDAD Y EN EL HONOR" .

ING. JUAN JOSE VAZQUEZ PEÑA.
DIRECCIÓN

C.c.p.- Archivo Escuela de Ingeniería.- Centro Universitario.-
C.c.p.- Ing. Angel Trejo Moedano- Presente.-
C.c.p.- Mesa de Profesiones de la U.A.Q.-Centro Universitario.-

CAPITULO I

GENERALIDADES.

INTRODUCCION.

Se construyen presas para crear un lago artificial o derivar el río a una cota prefijada, con objeto de almacenar o captar los escurrimientos y regar tierras o generar energía, o bien, dotar de agua potable a poblaciones o centros industriales. También sirven para regularizar el flujo de una corriente que provoca inundaciones en predios o poblaciones. Dichas estructuras no siempre responden a solo una de las finalidades antes enumeradas, más bien se proyectan para funciones múltiples coordinando los servicios de riego, electrificación y regularizar el flujo de una corriente que provoca al desarrollo integral de una región.

De lo anterior se infiere que la presa es el resultado de un estudio general, en el que intervienen las características del río, la geología de la región, la existencia de sitios apropiados para crear el embalse y cimentar la obra, de tierras de labor o necesidades de energía en la región, o bien de poblaciones que proteger o dotar de agua. En lo que se refiere a la presa propiamente dicha, los estudios generales comprenden la selección del tipo de estructura, la disposición preliminar de las partes integrantes (cortina, obra de toma, vertedor, desvío, casa de máquinas, etc.), y una estimación global de su costo. Finalizada la clase de planeación y ante-proyecto se procede al estudio detallado de la obra, cuya finalidad es elaborar los planos de construcción. Tanto esta etapa como la primera se apoyan en trabajos de diversa índole: topográficos, geológicos, hidráulicos, estructurales y de resistencia de materiales, incluyendo los de mecánica de suelos y de rocas. La utili -

dad de la inversión depende de la acuciosidad con que se realicen estas investigaciones. No son pocos los casos en que se ha tenido que abandonar una obra parcialmente ejecutada por falla fundamental en alguno de los aspectos antes citados, y es frecuente el incremento de las inversiones por cambios importantes en el proyecto durante la construcción; sin embargo, hay imprevistos que deben imputarse a lagunas en nuestro conocimiento actual de los problemas que plantea la naturaleza a esta clase de obras.

Como en otros trabajos de ingeniería, la selección del tipo de presa y sus obras auxiliares debe hacerse con base en un criterio predominantemente económico. Por supuesto, las alternativas que se estudien tienen que ser comparables en cuanto a lograr las finalidades previstas. Esta condición no es obvia. En general, no se cuenta con la información adecuada para analizar correctamente los problemas asociados a la presa ni prever las consecuencias de su construcción. Por ejemplo, son escasos los datos sobre escurrimientos y avenidas de muchos ríos; ocasionalmente se ha proyectado con registros de un número limitado de estaciones pluviométricas o que operaron en un período muy corto; en otros casos hubo necesidad de cambiar totalmente el proyecto porque los datos de la exploración geológica estaban equivocados; errores de topografía han obligado a aumentar la altura de la cortina o sustancialmente el vertedor. Pero esa etapa se va superando. Con el tiempo transcurrido desde que se impulsa en México el desarrollo de las obras hidráulicas, 40 años aproximadamente, se ha ido completando la información hidrológica, geológica y sísmica del país, y se ha adquirido la experiencia que los diversos aspectos del proyecto demandan para llevarlo a cabo con grandes probabilidades de éxito.

En apoyo de ésta afirmación, se pueden citar las siguientes cifras estadísticas relativas a la construcción de presas en el país:

Número de presas mayores de 15 m. de altura	90
Falla total	2
Destrucción parcial sin involucrar otras propiedades o vidas	3

Defectos que ameritaron reparación mayor 6
Fallas de proyecto que limitaron en forma im-
portante la utilidad de la obra 3

NOTA HISTORICA.

La presa de tierra es posiblemente una de las estructuras más antiguas construídas por el hombre. Se sabe que los chinos, antes de la era cristiana, ya tenían bordos de gran longitud y compactaban la tierra con varas de carrizo manejadas por verdaderos ejércitos humanos.

Los hindúes desarrollaron este tipo de obra desde el año 500 AC y construyeron la presa Madduk-Masur, de 33 m. de altura, hace 45 décadas. Se destruyó por carencia de vertedor.

Los aztecas, bajo la dirección de Netzahualcóyotl, 1450 DC, hicieron estas construcciones en el Valle de México para protegerse de inundaciones, siendo el albarradón que dividía los lagos de Texcoco y Xaltocan una de esas estructuras.

En 1789 quedó terminada la presa Estrecho de Riente, España, de 45 m. de altura; su falla en 1802 desalentó a los ingenieros europeos, que hasta época reciente solo recurrían a este tipo de presa en valles anchos y cuando la altura requerida era relativamente pequeña.

A principios del siglo pasado, se empezaron a construir pequeñas presas de tierra en Estados Unidos de Norteamérica, principalmente en la región oeste, para abastecimiento de agua (San Francisco). En realidad, se popularizan estas construcciones con la expansión del riego en los últimos 40 años. Una trayectoria semejante se registra en México, a raíz de la creación de la Comisión Nacional de Irrigación en 1926 (hoy Secretaría de Recursos Hidráulicos). Esta dependencia gubernamental ha construído la mayoría de las presas de México; sin embargo, en las dos últimas décadas, la Comisión Federal de Electricidad también ha realizado obras de éste tipo con fines de generación de energía. Además, la Secretaría de Agricultura y Ganadería ha contribuído a su desarrollo con obras más bien de tamaño reducido (pequeñas presas, bordos y cajas de a -

gua).

DEFINICION DE TERMINOS.

Cortina o presa. Ambos términos se emplearán como sinónimos, para designar la estructura que tiene por objeto crear un almacenamiento de agua o derivar el río. En algunos casos, a fin de evitar excesivas repeticiones, se usará la palabra terraplén.

Boquilla o sitio. Lugar escogido para construir la cortina.

Sección de la cortina. En general, es cualquier corte transversal de la presa, pero a menos que se especifique que la estación o cadenamiento de dicho corte, es la sección de máxima altura de la cortina.

Altura de la cortina. Se define como la distancia vertical máxima entre la corona y la cimentación, la cual no necesariamente coincide con la medida desde el cauce del río, por la presencia de depósitos aluviales.

Corona o Cresta. Es la superficie superior de la cortina que, en ciertos casos, puede alojar a una carretera o la vía de un ferrocarril; normalmente, es parte de la protección de la presa contra oleaje y sismo, y sirve de acceso a otras estructuras.

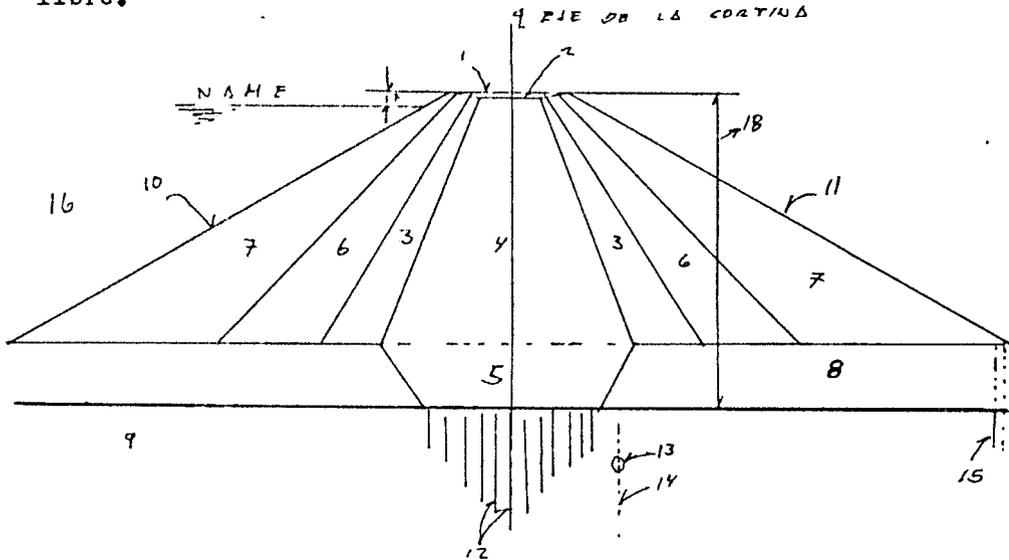
Talud. Es cualquier plano que constituye una frontera entre los materiales de la cortina o con el medio circundante. Se medirá por la relación de longitudes entre el cateto horizontal y el vertical; por ejemplo, un talud 3.5-1 significa que la cotangente del ángulo que forma el plano o trazo con la horizontal es de 3.5.

Corazón impermeable. También llamado núcleo de tierra, es el elemento de la presa que cierra el valle al paso del agua contenida en el embalse o vaso.

Respaldos permeables. Son las masas granulares que integran, con el corazón impermeable la sección de la cortina. Pueden estar formados, como en el caso de la fig. 1 por filtros, transiciones y enrocamientos.

NAME. Abreviación del nivel de aguas, máximo ex --

traordinario, es la elevación del agua en el vaso cuando la presa está llena y además funciona el vertedor a su máxima capacidad. Hay otros niveles usuales en presas, como son el de aguas máximas ordinarias, el nivel medio de operación, - el mínimo de operación y el máximo de azolves. La diferencia entre la elevación de la corona y en N.A.M.E. es el bordo libre.



NOMENCLATURA

- | | |
|---------------------------------|-----------------------------|
| 1. Cresta o corona | 10. Talud aguas arriba |
| 2. Revestimiento de la corona | 11. Talud aguas abajo |
| 3. Filtros | 12. Pantalla de inyecciones |
| 4. Corazón o núcleo impermeable | 13. Galería |
| 5. Trinchera | 14. Drenes |
| 6. Transiciones | 15. Pozos de alivio |
| 7. Enrocamientos | 16. Embalse o vaso |
| 8. Depósito aluvial | 17. Bordo libre |
| 9. Roca basal | 18. Altura de la cortina |

Fig. 1 Definiciones.

Cantera. Debe prestarse a un ataque hidráulico - con "chiflones" o "monitores", tener composición granulomé trica aceptable y homogénea. Estos dos últimos requisitos son indispensables. El primero puede sustituirse por una explotación a base de explosivos, realizada en forma racional para obtener el producto buscado. Pero no todas las canteras pueden servir a este propósito, y antes de tomar una decisión es necesario hacer pruebas en el campo, suficientemente amplias para que resulten representativas de una explotación en gran escala y permitan determinar variaciones en la composición del material.

Transporte. Para que la conducción de los materiales pueda realizarse económicamente por medio de una corriente de agua, se requiere disponer de un desnivel entre la cantera y la cortina, adecuado para mantener una velocidad alta. Esta limita el tamaño máximo de los fragmentos que se incorporan a la presa. Como no siempre existe dicha condición, puede ser costoso explotar la cantera con explosivos, cargar el producto en camiones, transportarlo a la cortina y formar en ella montones que se atacan con chiflones para repartir el material por sedimentación, desde los taludes exteriores hacia el centro de la sección. Este procedimiento, conocido con el nombre semihidráulico, es más caro, pero tiene ventajas importantes sobre el anterior, al permitir clasificar los materiales en el camión y distribuirlos mejor en el sitio.

Terraplén. Puesto que la colocación de los materiales en la cortina se realiza por sedimentación, debe ser estricto el control de la velocidad del agua en las diferentes partes de la cortina; de otro modo, puede presentarse el caso de que se deposite al centro una capa de arena, o bien, se formen lentes de este material. Las fronteras secciones permeables son, en general, variables. Las oscilaciones son causadas por cambios en la composición de la cantera y fallas de vigilancia en las pendientes de los canales y fallas de vigilancia en las pendientes de los canales de distribución y del terreno sobre el que escurre la suspensión del material.

Sección de la cortina. El corte que se muestra -

en la fig. 2 es típico de este tipo de estructura. No sería posible destacar en forma precisa las fronteras de los diversos materiales componentes, pues debido al procedimiento de colocación, de los tamaños grandes se pasa gradualmente al suelo fino que ocupa la zona central.

Las consecuencias de una variación importante en la cantera, o bien, de un control deficiente de la distribución del material en la cortina, se exhiben en la fig. 3.

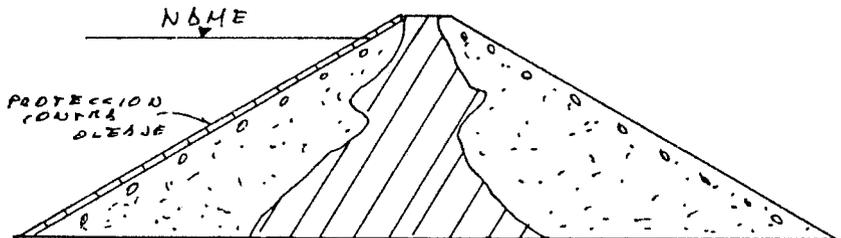


Fig. 3. Defectos en una presa de relleno hidráulico.

Nota. La disponibilidad de materiales, equipo y personal experimentado, pueden hacer que este procedimiento de construcción resulte atractivo por razones de costo. Sin embargo, son varias las desventajas que ameritan análisis. La más importante es que todos los materiales son colocados en estado suelto. Por tanto, puede decirse que la resistencia al corte es menor y tanto la compresibilidad como la susceptibilidad a licuación, mayores que en cortinas de materiales compactados. En general, el volumen de una presa construida por este método es superior que otra de la misma altura realizada compactando los materiales. Las fallas de las presas de relleno hidráulico. Fort Peck en EUA y Necaxa en México, han desprestigiado este tipo de construcción.

El abaratamiento de los costos de colocación --

por capas y el desarrollo de equipos de compactación cada vez más eficientes, han contribuido a que la alternativa de presa de relleno hidráulico haya quedado relegada al olvido, en las dos últimas décadas; sin embargo, existe la tendencia a revivir el método aplicando nuevas técnicas de colocación y compactación de los materiales bajo agua para formar zonas que resulten impermeables (presa -- Aswan, Egipto).

PRESAS DE MATERIALES COMPACTADOS.

La compactación de la tierra fue aplicada en Europa a principios del siglo XIX. En Inglaterra, hacia--- 1820, se usaron rebaños de ovejas; posteriormente, rodi-- llos pesados de concreto o fierro. Dicha práctica fue lle-- vada a California, EUA, por ingenieros europeos y aplica-- da en 1860. En ese mismo Estado se desarrolló el rodillo-- pata--de--cabra (1905), con clavos de durmiente de unos 15-- cm. de longitud. Los resultados fueron satisfactorios y-- en 1907 se compactó la presa Drum con este tipo de rodi-- llo.

En esa época no se conocía la influencia del--- contenido de agua del suelo en la compactación. Varias -- presas construidas en Estados Unidos colocando la tierra-- sin controlar la humedad fallaron al entrar en operación; en la actualidad se supone que la estructura tenía capas-- compactadas en estado seco y otras húmedas construidas du-- rante el período de lluvias. En EUA nacieron varias ten-- dencias al respecto, una propiciando la colocación de la-- tierra con tal contenido de agua que era realmente lodo,-- y otra, aceptando el suelo en su condición natural, que-- en las zonas áridas está muy próximo al estado seco. Por-- su interés histórico, son dignas de atención las notas de Sherard (1952) en su tesis doctoral sobre el comportamien-- to de presas de tierra. Hasta que Proctor publicó en 1933 los resultados de sus estudios sobre compactación, los in-- genieros comprendieron la importancia de ciertos paráme-- tros como la humedad óptima y la energía de compactación-- en las propiedades mecánicas de los suelos. Los nuevos -- conceptos tuvieron una difusión rápida y, con variantes -

su aplicación en las obras de tierra es universal. En México, desde la creación de Ingeniería Experimental, Comisión Nacional de Irrigación (1936), se impone el requisito de la compactación para construir las terracerías de obras hidráulicas.

Pronto se comprendió que no había razón para colocar los filtros y las transiciones sin compactar, y se desarrollaron rodillos vibratotios adecuados para este trabajo. Pocas son las estructuras de México que se han construido con especificaciones definidas que al respecto. Hasta hace una década era usual exigir la colocación en capas de 20 a 30 cm, transitadas con las bandas de un tractor -- D-8 o equivalente. En las presas Adolfo Ruiz Cortines (Mocúzari), Son., Miguel Hidalgo, Sin. y Benito Juárez (El -- Marqués), Oax., se extiende la norma anterior a las zonas-permeables formadas con grava y arena. Finalmente (1960), para las presas el Infiernillo, Mich., y Netzahualcóyotl (Malpaso), Chis., se especifica la compactación de los enrocamientos, aun cuando contengan fragmentos hasta de 50 a 60 cm. de diámetro.

La mayoría de las estructuras descritas al final de este capítulo, tiene enrocamientos colocados a volteo, es capas de espesor variable entre 2.5 y 5.0 m, entendidas con tractor. Las especificaciones de presas en construcción desde 1970, disponen que las zonas de grava y arena o enrocamiento con partículas de tamaño menor de 30 cm. se coloquen en capas de 50 cm. de espesor y compacten con rodillo liso vibretorio de 10 ton.

Esto da una idea de la evolución observada en las presas de materiales compactados. Dicho desarrollo está ligado estrechamente a los estudios de laboratorio sobre las propiedades de suelos sometidos a compactación y, desde hace menos de una década, a las investigaciones del mismo tipo aplicadas a suelos granulares gruesos. Paralelamente se construyen equipos adecuados, tales como rodillos pata-de-cabra, lisos, con vibradores y sin ellos, algunos que pesan 10 ton; pisonos neumáticos; tractores con banda metálica o llanta neumática. Estos conjuntamente, con la -

fabricación de camiones veloces de gran tamaño (17 m³ de capacidad), palas mecánicas y cargadores eficientes, y el desarrollo de métodos más racionales para la explotación de la roca, han permitido reducir los costos y al mismo tiempo construir las presas en lapsos más cortos.

Las características de la sección en una presa de materiales compactados dependen de la disponibilidad de suelos y roca, de las propiedades mecánicas, de la topografía del lugar y de las condiciones geológicas. A continuación se describen secciones típicas y se indican las razones principales que influyen en su elección.

PRESA HOMOGÉNEA. Construida casi exclusivamente con tierra compactada, tiene por lo menos una protección contra el oleaje en el talud de aguas arriba (fig. 4). Fue el tipo usual de estructura en el siglo pasado. Por condiciones propias de la cimentación y de los materiales disponibles se construyen cortinas importantes de este tipo en la actualidad, con algunas modificaciones que se indican a continuación.

PRESA HOMOGÉNEA CON FILTROS. Con objeto de que el flujo de agua a través de la masa de tierra no intercepte el talud de aguas abajo, con los inconvenientes que se analizarán, la versión moderna de la presa homogénea es la que se muestra en la fig.5. Tiene en la base del terraplén un filtro formado con arena bien graduada; el espesor y la longitud de este elemento son susceptibles de diseño mediante estudios del flujo en la masa de tierra.

Cuando los materiales que se usan en la cortina son sensibles al agrietamiento y la presa se cimenta sobre suelos compresibles o existen otras razones para prever la formación de grietas en el terraplén, se ha incluido en él un dren vertical o chimenea (fig.6) que se conecta a un filtro horizontal, o bien a un sistema de drenes alojados en la cimentación. Se interceptan así las grietas transversales a la cortina, y el agua que pueda circular por ellas es conducida por los drenes aguas abajo, sin correr el riesgo de una peligrosa tubificación en la masa de tierra.

Una condición de trabajo importante en las presas

homogéneas es el "vaciado rápido". La acción tiene lugar - el talud de aguas arriba. En época reciente se ha recurrido a la colocación de filtros en el interior de la masa -- próxima al parámetro mojado (fig. 7), para reducir las --- fuerzas de filtración en dicho talud.

PRESA DE MATERIALES GRADUADOS. Se ha dado este nombre a -- las presas en que los materiales se distribuyen en forma - gradual, de los suelos finos en el corazón, pasando por -- los filtros y transiciones a los enrocamientos, en los que también se trata de colocar el material respetando la misma idea. Esto no siempre puede lograrse, pues depende de - que se tenga en el sitio la serie de materiales antes enumerados (fig. 8). Este tipo ha sido el preferido por los - ingenieros mexicanos, y en general la sección es simétrica

PRESA DE ENROCAMIENTO. Las masas de roca en estas presas - son voluminosas comparadas con el corazón impermeable. Este puede ocupar la parte central (fig. 9) o bien ser incli nado hacia aguas abajo (fig. 10). Se prefiere dicha forma- por su facilidad de construcción, pues disminuyen las in - terferencias del tránsito de equipo dentro de la cortina, - y en algunos casos el programa respectivo se adapta mejor- a las condiciones climáticas del lugar. Debe tenerse pre - sente que la roca puede colocarse en época de lluvias o -- nieve, mientras que ese trabajo es prácticamente imposible en el corazón, a menos que el proyecto de la cortina tole - re fuertes discrepancias en la humedad del suelo o se adop - ten precauciones especiales.

Un caso límite de este tipo es la presa de enro - camiento con pantalla impermeable, sea de concreto o de as - falto en el parámetro mojado (fig. 11). También se han --- construido estructuras con un muro de concreto o mamposte - ría, lleno o celular, al centro (fig. 12). Un problema tí - pico de las primeras es la junta de la pantalla con la ci - mentación y empotramientos. Los asentamientos diferencia - les son causa de roturas en la unión y por tanto de filtra - ciones. Este problema es de tal importancia que, en México a menos que sea factible vaciar la presa para realizar re-

paraciones después de los primeros años de funcionamiento, no es un diseño aceptable. Por razones semejantes, los muros interiores sufren fracturamiento y siempre causan filtraciones. La compactación de los enrocamientos puede ocasionar que, en un futuro no lejano, dichos problemas se reduzcan a su mínima expresión y resulte una solución conveniente.

Las presas de enrocamiento con corazón de tierra compactada, central o inclinado son las más altas ejecutadas por el hombre. En la URSS, la presa Nurek, actualmente en construcción, tendrá 300m. de altura; la de Oroville, - en EUA, y Mica en Canadá son de más de 200 m. sobre el lecho del río; en México, las presas de El Infiernillo, La Angostura y Metzahualcáyotl alcanzan cerca de 150 m; Furnas, en Brasil, de corazón inclinado, es de 130 m. aproximadamente.

PRESAS CON DELANTAL O CON PANTALLA. Es frecuente encontrar depósitos de aluvión permeables en el cauce del río. Cuando su espesor es menor de 20 m, se prefiere llevar el corazón impermeable hasta la roca mediante una trinchera (fig. 13), como en el caso de las presas Alvaro Obregón, Son., - y el Infiernillo sobre el río Balsas. Pero si tales depósitos son gruesos o muy permeables, como ocurre en la presa Abelardo L. Rodríguez, Sn., y José M. Morelos (La Villita) Mich., ambos del orden de 80 m. de espesor y coeficientes de permeabilidad de 10^{-1} y 1 cm/seg. en promedio, respectivamente; no sería económico excavar trincheras. Entonces hay dos tipos de solución: a) El delantal de arcilla compactada, prolongación horizontal del corazón hacia aguas arriba (fig. 14); b) La pantalla impermeable formada a base de inyecciones (Serre Poncon, Francia), o bien con pilotes o muros de concreto simple colocados in situ (La Villita), o por último, sustituyendo la grava y arena del río por lodo en una trinchera de 3 m. de ancho excavada a través del cauce, (Las Tórtolas, Dgo.) (figs. 15 a 17). Los métodos de construcción en los tres casos son muy especializados. La presa de Aswan, en Egipto, combina el delantal de tierra compactada con pantallas de inyecciones.

COMENTARIOS.

La adopción de los tipos de presas de tierra y roca descritos responde, más que a una idea preconcebida, a la conveniencia de construir una estructura económica y segura con los materiales que existen en la vecindad de la boquilla, teniendo en cuenta las condiciones geológicas y cimentación que en ella prevalecen. Por lo tanto, no es posible anticipar soluciones sin conocer las características de la roca en los empotramientos y el fondo del río, las propiedades mecánicas de los materiales que se van a usar y los volúmenes explotables, así como las condiciones topográficas, hidrológicas y sísmicas del lugar. En suma, dicha solución es consecuencia de los estudios de mecánica de suelos y de rocas aplicados con criterio económico en la obtención de la estructura que mejor satisface las finalidades del proyecto y cumple con requisitos mínimos de seguridad sancionados por la experiencia adquirida previamente en este tipo de obras.

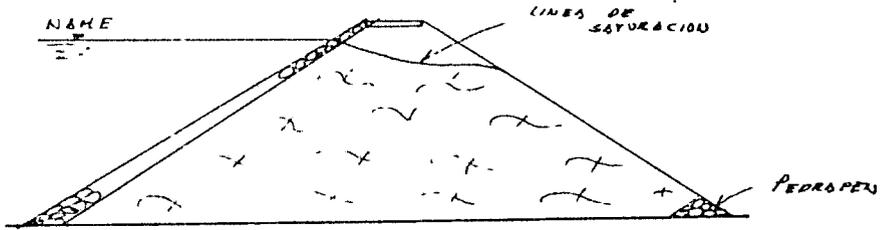


FIG. 4 PRESA HOMOGENEA

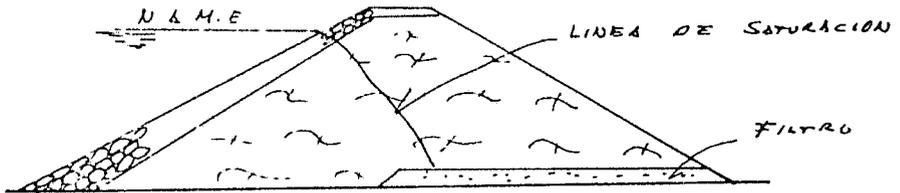


FIG. 5 PRESA HOMOGENEA CON FILTRO HORIZONTAL

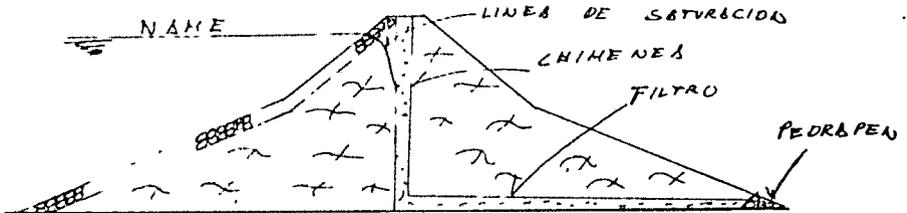


FIG. 6 PRESA HOMOGENEA CON FILTROS VERTICAL Y HORIZONTAL

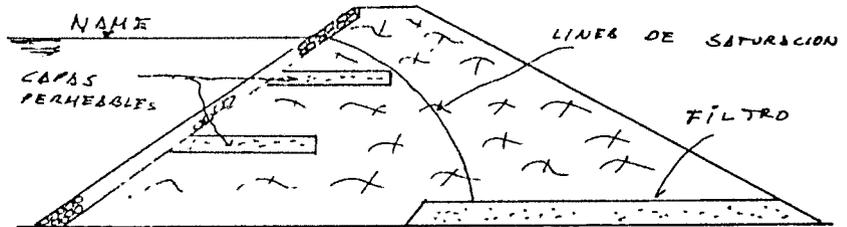


FIG. 7 PRESA HOMOGENEA CON FILTROS AGUAS ARRIBA Y AGUAS ABAJO

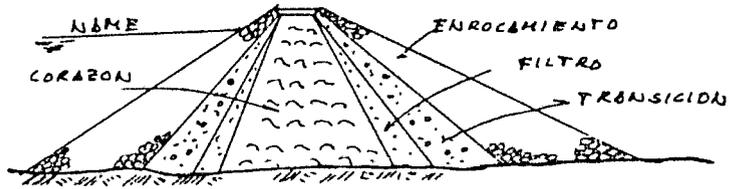


FIG 8 PRESA DE MATERIALES LABRADOS

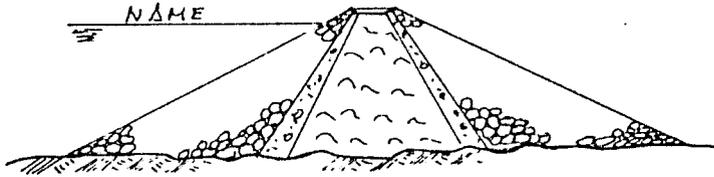


FIG 9 PRESA DE ENROCAMIENTO CORAZON VERTICAL

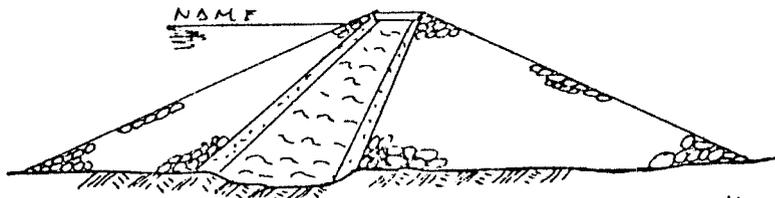


FIG. 10 PRESA DE ENROCAMIENTO CORAZON INCLINADO

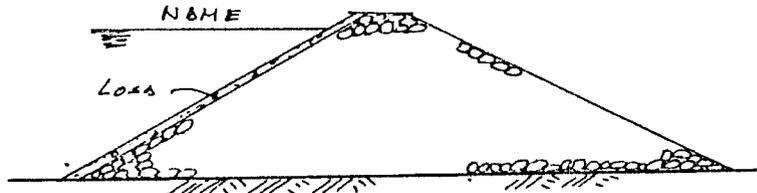


FIG. 11 PRESA DE ENROCAMIENTO CON LOSAS DE CONCRETO O ASFALTO (CIMENTACION RIGIDA)

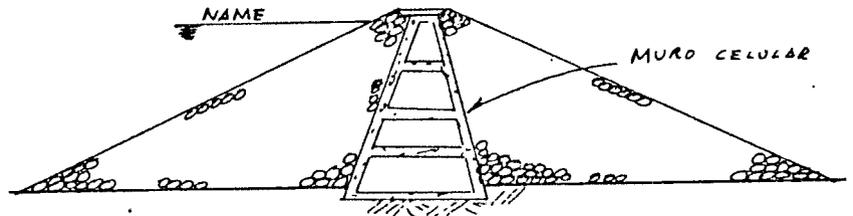


FIG 12 PRESA DE ENROCAMIENTO CON MURO CELULAR (CIMENTACION RIGIDA)

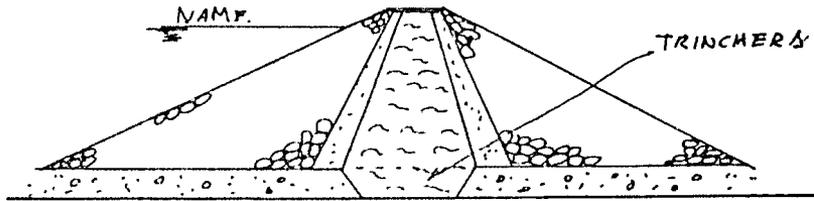


FIG. 13 PRESO DE TIERRA Y ENROCAMIENTO CON TRINCHERS ($H_c < 200m$)

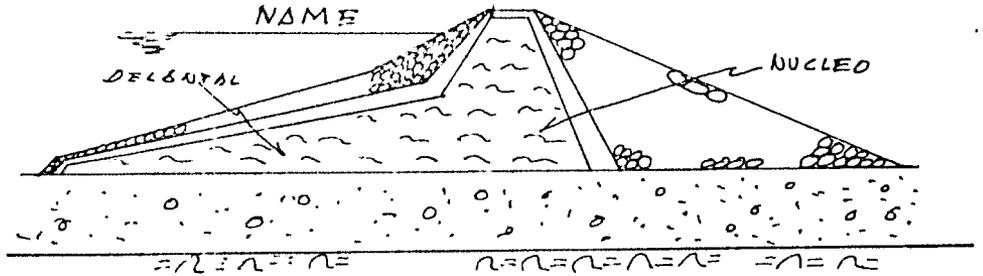


FIG. 14 PRESO CON DELANTAL IMPERMEABLE ($H_c > 200m$)

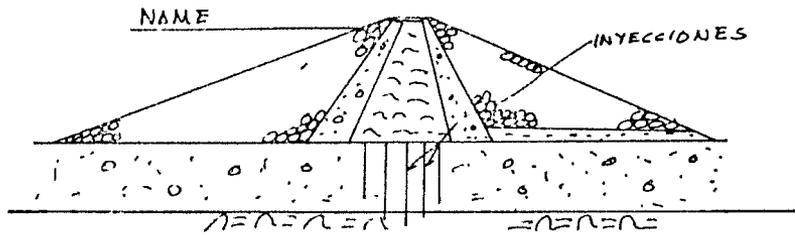


FIG. 15 PANTALLA DE INYECCIONES

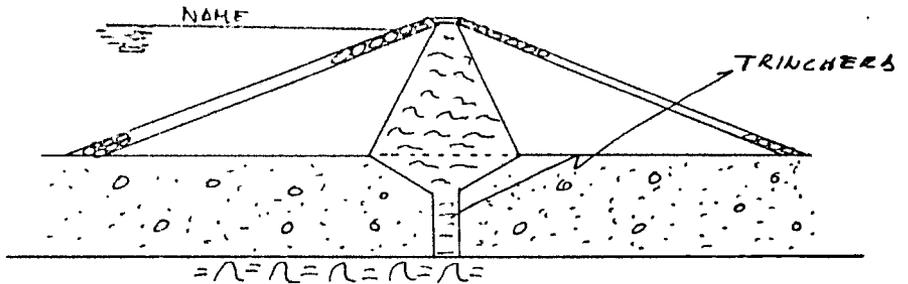


FIG. 16 TRINCHERS RELLENA CON LODO

CUADRO DEL DR. JAMES L. SHERARD

CLASIFICACION DE LOS MATERIALES PARA TERRAPLENES DE PRESAS

Nº DE GRUPO	TIPO DE SUELO	SÍMBOLOS DEL SUELO MAJE CLASIFICACION DE PLASTICIDAD Y CONTENIDO DE ARGILA AEROMETRÍOS (%)	AMPLITUD DE VARIACION APROXIMADA DE LAS PROPIEDADES DE LOS SUELOS				ORIGEN GEOLOGICO DE LOS MATERIALES PARA EL TERRAPLEN	Nº DE PRUEBAS EST EN CADA TIPO DE SUELO	TUBIFICACION (*)		AGRIETAMIENTO (+)		IMPORTANCIA RELATIVA DEL CONTROL DE LA HUMEDAD Y COMPACTACION	
			W _L (%)	W _P (%)	U _L (%)	U _P (%)			RESISTENCIA A LA TUBIFICACION	GRADO DE SUSCEPTIBILIDAD AL AGRIETAMIENTO	SUSCEPTIBILIDAD AL AGRIETAMIENTO CUANDO SE COMPACTA EN SECO	GRADO DE SUSCEPTIBILIDAD AL AGRIETAMIENTO CUANDO SE COMPACTA EN SECO	CONSECUENCIAS DEL CONTROL INADECUADO DE LA HUMEDAD	
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)	(15)
I	Arenas y gravas con finos plásticos	AB AL GB GL	0.5 a 5.0	0 a 5	20 a 50	5 a 30	Mezclas fluidas naturales de grava, arena y arcilla	6	(3)	Resistencia intermedia. Se observa la mayor resist cuando la compactación es mas intensa y cuando el índice de plasticidad es mas alto	(3)	Susceptibilidad intermedia. Solamente se puede agrietar bajo combinacion extrema de condiciones	(5)	Puede fallar por agrietamiento o por hinchamiento solo bajo una combinacion muy severa de condiciones desfavorables
II	Arenas y gravas con finos no plásticos	GL AL	0.5 a 5.0	0 a 8	10 a 30	0 a 15	Mezclas fluidas naturales de arena, grava y limo en los conos de deyección, o en los depositos glaciares o de rios	6	(5)	Resistencia baja a intermedia. Se observa la mayor resist cuando la compactacion es mas intensa y cuando el índice de plasticidad es mas alto	(4)	Susceptibilidad intermedia	(3)	Mayores probabilidades de falla por hinchamiento. Puede fallar por agrietamiento
III	Limos margánicos de baja compresibilidad y arenas finas	Lp Lp-Bp Lp-AB Lp-AL	0.3 a 0.5	0 a 10	10 a 45	0 a 25	Léguas (loes) Limos y arenas finas fluidas. Roca glacial de roca	12	(6)	Arena uniforme con índice de plasticidad menor de 6 tiene mas baja resist. El material bien graduado con índice de plasticidad mayor de 6 tiene resistencia intermedia	(2)	Susceptibilidad alta. Mientras mas fina y mas uniforme es el suelo, la susceptibilidad al agrietamiento es mayor	(1)	La máxima probabilidad de falla por hinchamiento o por agrietamiento.
IV	Limos margánicos y arcillas de plasticidad baja a media	Bp Lp	< 0.0	0 a 25	20 a 50	10 a 40	Limos y arcillas residuales o aluviales. Léguas (loes)	30	(4)	Resistencia intermedia para índice de plasticidad inferior a 15	(1)	Así con D ₅₀ > 0.02 mm e I _p < 5, tiene mayor susceptibilidad al agrietamiento	(2)	Mayores probables de falla por agrietamiento o por hinchamiento
									(2)	Resistencia alta para índice de plasticidad mayor de 15	(5)	Mater con D ₅₀ < 0.02 mm e I _p > 20, tiene grandes asentamientos desp de la construccion pero suficiente deformabilidad para seguirlos sin agrietarse	(4)	Puede fallar por agrietamiento o por hinchamiento solo bajo combinaciones severas de condiciones desfavorables
V	Arcillas margánicas de plasticidad alta (**)	Bc Bp-Bc	< 0.02	25 a 40	> 40	> 30	Arcillas lacustres. Arcillas residuales	6	(1)	La más alta resistencia a la tubificación. La resistencia no disminuye severamente a pesar de una compactacion pobre	(6)	Agrietamientos improbables. Grandes asentamientos posteriores a la construccion, pero alta deformabilidad	(5)	Las menores probabilidades de falla ya sea por hinchamiento o por agrietamiento

(**) No se incluyeron en la presente investigación, presas construídas con suelos de índice de plasticidad mayor de 40.
 (*) El significado de estos símbolos puede verse en el instructivo de Ensayo, de suelos, S.R.H.

(*) En general, mientras más grueso es el suelo y menor su plasticidad, es mayor el aumento en la resistencia a la tubificación, debido al aumento en la energía de compactación.

(+) Se observó que disminuye apreciablemente la susceptibilidad al agrietamiento, por aumento de la energía de compactación. Los suelos residuales que se desintegran rápidamente pueden ser especialmente susceptibles al agrietamiento.

CAPITULO. II

*CLASIFICACION DE LOS
TIPOS DE ANALISIS DE
ESTABILIDAD DE TALU
DES.*

La construcción de presas de materiales graduados, ocupa un sitio importante en la ingeniería civil. Un aspecto relevante en la determinación de su comportamiento en sus taludes.

Talud en una frontera inclinada o transición entre dos elevaciones diferentes de una masa térrea.

En un talud existen fuerzas actuantes, de las que el peso propio es la principal, que inducen esfuerzos cortantes que tienden a causar movimiento. La falla de estabilidad ocurre cuando una porción exterior de la masa térrea limitada por un talud, desliza hacia abajo respecto a la parte restante del terraplén o ladera, esto sucede cuando los esfuerzos que provocan la falla sobrepasan la resistencia cortante en dicha masa.

La seguridad que presenta una masa de tierra contra falla o movimiento, se conoce como su "estabilidad". Así, el análisis de estabilidad se refiere a la estimación cuantitativa, en función del llamado factor de seguridad FS del grado de seguridad ante la probabilidad de que ocurra falla.

Desde hace más de medio siglo se han realizado esfuerzos de una manera formal para resolver el problema de estabilidad de taludes y así poder estimar ese factor de seguridad contra deslizamiento.

El análisis de estabilidad de taludes en suelos tiene tres aspectos diferentes a estudiar, (Lowe-1967), ellos son:

a.- Los métodos de determinación de las fuerzas motoras que causan la falla de estabilidad y de las resistencias que se oponen a ella.

b.- Los métodos para determinar y expresar la resistencia cortante de los diversos materiales que componen el talud y su cimentación.

c.- La aplicación de los métodos de determinación de las fuerzas y de las resistencias cortantes a condiciones particulares de carga en el talud.

Los métodos para la determinación de las fuerzas actuantes a que se refiere el punto (a), pueden ser de dos tipos:

a.1.- Los que investigan el estado de esfuerzo o distribución de desplazamiento de través del talud.

a.2.- Los métodos basados en el análisis de equilibrio límite.

Para los primeros, en el presente no se tiene conocimiento suficiente de las propiedades esfuerzo-deformación-tiempo de los suelos. Lo anterior los hace poco practicables en los análisis de estabilidad.

En los métodos de equilibrio límite se postula una condición de falla incipiente a lo largo de una superficie continua de forma supuesta o conocida.

La determinación del factor de seguridad del talud se define generalmente como el cociente de la resistencia cortante disponible del suelo y de la resistencia requerida para mantener el equilibrio. La resistencia necesaria para el equilibrio se obtiene por la investigación del equilibrio de la masa de suelo situada sobre la superficie de falla.

Los parámetros de resistencia cortante a los que se aplica el factor de seguridad en el establecimiento de las ecuaciones que expresan la condición de equilibrio límite, dependen de si se efectúa el análisis en términos de esfuerzos efectivos o esfuerzos totales.

MÉTODOS BASADOS EN EL EQUILIBRIO LÍMITE.

FUNDAMENTOS.

Los métodos de equilibrio límite empleados en el análisis de estabilidad de taludes se basan en la teoría de la Plasticidad. En estos métodos se considera que el material constituyente se comporta como rígido plástico, es decir, el talud no se deformará hasta alcanzar un nivel de esfuerzos tal que produzca la falla. El sistema de cargas que provoca el flujo plástico, se denomina sistema de cargas límite.

La Teoría de la Plasticidad proporciona dos teoremas llamados de Colapso Plástico. En el análisis de estabilidad de taludes solo se hace uso del segundo, que permite calcular una cota superior del sistema de cargas límite; es decir, el sistema de cargas tal, que cualquier aumento de la misma produce el colapso plástico de la masa térrea. Este 2o. teorema establece que:

"... la carga de colapso calculada para un mecanismo de falla cinemáticamente admisible', es una frontera superior para la carga de colapso real".

Este es el principio en que se basan los métodos más usados en la aproximación de la solución del problema de estabilidad de taludes.

* Un mecanismo de falla cinemáticamente admisible, o simplemente un mecanismo, requiere que la velocidad de trabajo hecho por las cargas y fuerzas de cuerpo, sea igual a la velocidad de disipación de energía provocada por los esfuerzos.

SUBDIVISION DE METODOS.

Los métodos basados en el equilibrio límite se -- pueden dividir en dos grupos:

1) Los que consideran a la masa deslizando como--

un cuerpo libre en conjunto, haciendo ciertas suposiciones respecto a la distribución de esfuerzos normales a través de la superficie de falla. A este grupo pertenecen el de Culmann de falla plana, el del círculo de fricción y el de cuñas de falla por translación.

2) Los que dividen el cuerpo deslizando en un conjunto de dovelas verticales, considerando el equilibrio de cada una. Los métodos más conocidos son el de Fellenius (Sueco) y el de Bishop.

METODO DE CULMANN.

Con este método se tiene tal vez, el primer análisis de estabilidad de un talud. Lo realiza K. Culmann en 1866 para un suelo cohesivo; en el que supone una superficie plana de falla que parte del pie del talud. La solución de Culmann solo es de valor histórico y se le pueden hacer las siguientes objeciones:

a) No se puede justificar ni teóricamente ni experimentalmente la falla de superficie plana.

b) Esta solución no considera ninguna superficie de falla que no pase por el pie del talud.

c) Los resultados están del lado de la inseguridad, respecto a otros métodos, (Taylor-1938).

Por lo anterior, se considera innecesario abundar sobre este método.

METODO SUECO.

Este método fue introducido a la ingeniería práctica por Knut E. Petterson y Sven Multin en 1916 a raíz de las observaciones de deslizamientos lentos e imprevistos que ocurrieron en los muelles del puerto de Gotenburgo, Suecia.

El método está basado en dos suposiciones principales. Una es que la superficie de deslizamiento es cilíndrica y su traza con el plano en el que se realiza el análisis, es un arco de circunferencia; la otra es la determinación por tanteos del círculo crítico.

Otras hipótesis que se asumieron en el análisis original son las siguientes:

1.- El análisis es bidimensional sin tomar en cuenta el esfuerzo principal medio actuando normal a la sección considerada, lo que implica un estado de deformación plana.

2.- Se considera que se cumple la ley de resistencia Mohr-Coulomb.

3.- A lo largo de la superficie supuesta de deslizamiento y al mismo tiempo, se movilizan en su totalidad la resistencia cortante del suelo.

4.- Aun cuando el problema es estáticamente indeterminado, la discretización con dovelas y la introducción de ciertas suposiciones lo permiten tratar estáticamente.

METODO DE FELLENIUS.

Este método es el más usado en la actualidad para la determinación del factor de seguridad en taludes terrés. Es éste al que comúnmente se le denomina "sueco" o "de las-dovelas".

El método se describe en el capítulo 3.

METODO DEL CIRCULO DE FRICCION.

En 1936, H. Krey proporcionó un método para análisis de capacidad de carga llamado "del círculo de fricción", que más tarde sirvió a Casagrande, Gilboy y Taylor para aplicarlo al análisis de estabilidad de taludes contra falla por rotación. El método de Krey asume:

1.- Una superficie cilíndrica de deslizamiento.

2.- Que la resultante de las fuerzas normales y de fricción que actúan sobre el arco circular de falla, es tangente a un círculo concéntrico de radio $R \sin \phi$, llamado "círculo de fricción", ver fig. 1.

3.- Que existe equilibrio límite en todos los puntos del círculo de acuerdo con la fórmula de Coulomb. Consi

dera que la resistencia cortante está compuesta de una cohesión constante c , y un esfuerzo de fricción f , que forma un ángulo ϕ con la normal al punto sobre el que actúa.

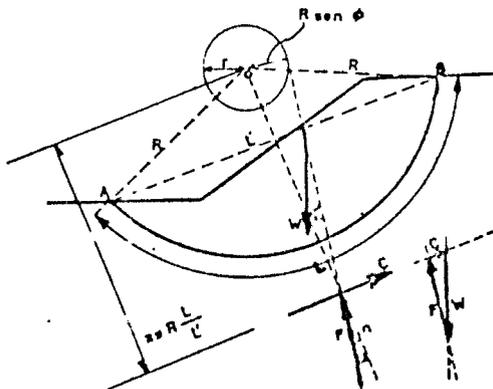


Fig. 1. Método del Círculo de Fricción (Juárez y Rico-1967)

La suposición (2) involucra un pequeño error al considerar que la resultante F es tangente al círculo de fricción. Este es mayor, (Taylor-1938) conforme aumenta el ángulo central que subtende el arco de circunferencia considerado.

En el equilibrio de la masa deslizante intervienen las siguientes fuerzas :

W , que es el peso de la masa deslizante que se considera concentrado en el centro de gravedad.

F , resultante total de las reacciones normales y de fricción.

C , la fuerza de cohesión desarrollada a lo largo de la superficie de deslizamiento con dirección paralela a la cuerda.

El valor de C está dado por $C = c_{req} L'$ y su línea de acción es paralela a \overline{AB} con distancia RL/L' a partir del centro de O .

Como el sistema de fuerzas ha de estar en equilibrio, W , F y C deben ser concurrentes. Conocidas las líneas de acción de F y C , puede construirse el polígono de fuerzas ya que se conoce W en magnitud y dirección. Con éste, se puede determinar la magnitud de C requerida para el equilibrio.

Para el círculo en estudio, el factor de seguridad en términos de la "cohesión" es:

$$FS_c = c/c_{req.}$$

donde c es la "cohesión" del material constituyente del talud y que debe determinarse por pruebas adecuadas de laboratorio.

Cuando se utiliza el ángulo de fricción interna-real del material para la determinación del círculo de fricción, se está trabajando con un factor de seguridad unitario respecto a la fricción. Si se quiere trabajar con $FS_\phi > 1$, se deberá involucrar en el análisis un ángulo escogido $\phi_e < \phi$.

El factor de seguridad en términos de "fricciones" es:

$$FS_\phi = \tan \phi / \tan \phi_e$$

Siguiendo el procedimiento de Taylor, se efectúa el análisis con valores adecuados de ϕ_e para el que están ligados pares de valores FS_ϕ y FS_c que pueden graficarse e incluso, obtener de esta manera, el mismo valor para ambos factores, que será el del talud contra falla por deslizamiento.

El método del círculo de fricción puede proporcionar soluciones correctas para suelos homogéneos con su superficie de falla circular, pero es difícil aplicar estas aproximaciones con confianza cuando el suelo es estratificado.

SUPOSICION DE SUPERFICIES DESLIZANTES DEL TIPO NO-CIRCULAR.

Es criterio de Terzaghi - 1936, que en realidad el radio de curvatura de una superficie deslizante no es uniforme, considerando que éste, es mayor en la parte inferior del talud.

En 1935, L. Rendulic propone que el arco circular se sustituya por una sección de espiral logarítmica. Con ésta se tiene la ventaja de que la fuerza normal y de fricción en todo punto de la misma, forma precisamente el ángulo ϕ con la normal a la curva en dicho punto y que aquella pasa por el origen de la espiral, lo que permite un análisis estático de W, P y C.

Desde luego, el manejo de una espiral logarítmica es más complejo que el de la circunferencia. Taylor ha demostrado que con ese método se obtienen resultados muy similares a los que se alcanzan con el método Sueco. Por esto; el uso de la espiral logarítmica es muy limitado en la ingeniería práctica. Juárez y Rico -1967 y Taylor ---- -1938, exponen este método con amplitud.

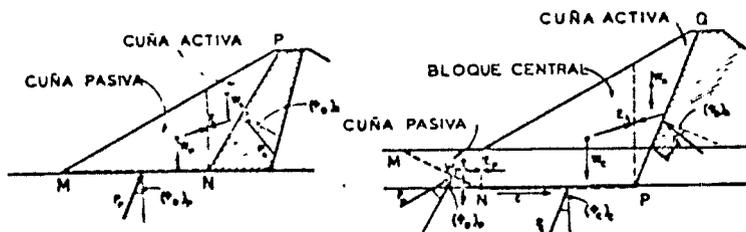
Respecto a las superficies deslizantes, Terzaghi -1936, considera que :

" . . . si el relleno está compuesto de secciones con ecuaciones diferentes de Coulomb o si la base del relleno contiene estratos de arcilla con valores bajos, poco usuales de c y ϕ , la superficie de ruptura se debe suponer que consiste de secciones diferentes con curvaturas diferentes; por ejemplo, de líneas rectas, arcos de un círculo o secciones de espirales logarítmicas, de tal forma que la superficie de ruptura se conserve completamente dentro de la zona de menor resistencia".

METODO DE CUÑAS.

El método de cuñas consisten en el análisis de masas deslizantes con fallas de translación. Este método-

se utiliza, como ya se dijo, cuando en el cuerpo del talud o el terreno de cimentación se encuentra un estrato de resistencia cortante baja que por su posición propicie un deslizamiento. Esta superficie puede ser un estrato paralelo al terreno con una inclinación que sea similar a la del talud o el contacto del corazón impermeable con sus filtros en una presa de tierra y enrocamiento, como son los casos que se ilustran en las figs. 2, en las que se muestran las fuerzas que actúan sobre las cuñas.



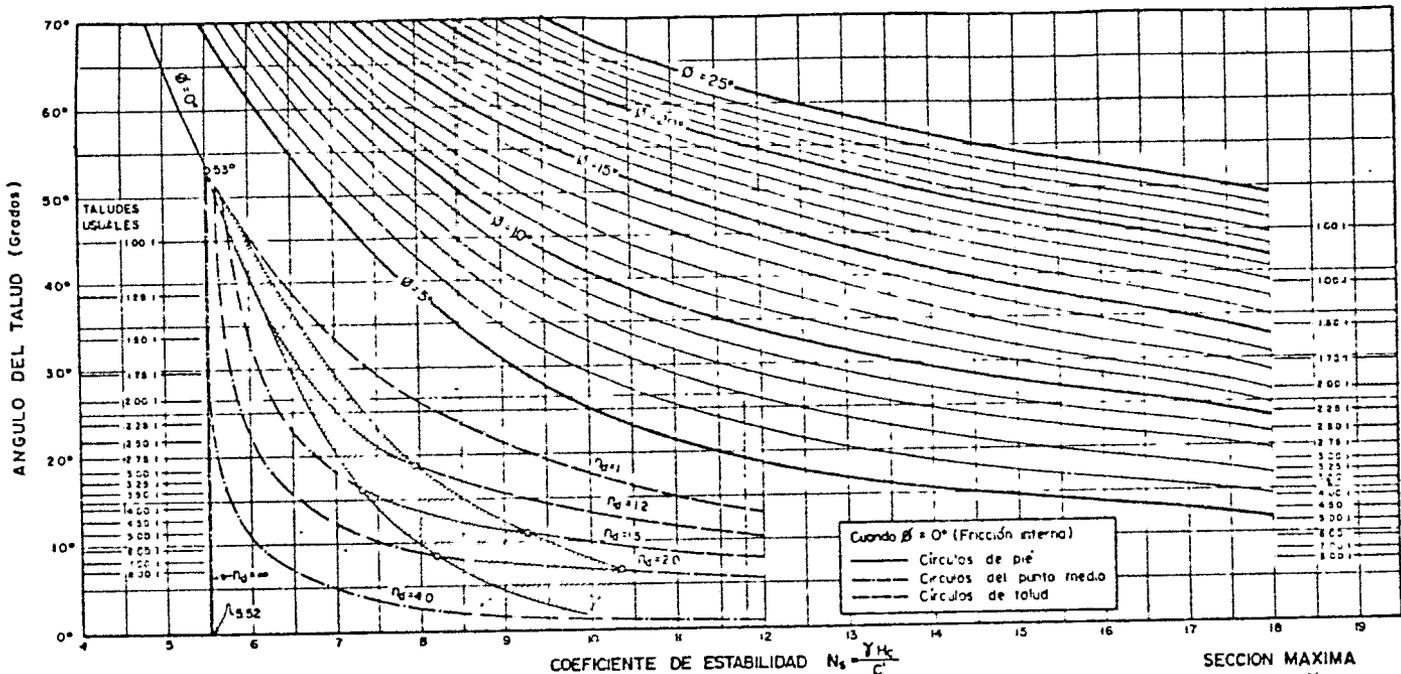
Figs. 2- Método de Cuñas (Lowe 111 - 1967).

La masa deslizante en estudio es la MNP o MNPQ. A una cuña activa se opone una pasiva o/y una resistencia cortante de la superficie deslizante de una cuña central. Los valores de los empujes activo y pasivo se pueden calcular por la Teoría de Coulomb.

El factor de seguridad contra deslizamiento será la relación entre las fuerzas resistentes y las desarrolladas para el equilibrio.

APORTACIONES DE TAYLOR.

D.W. Taylor - 1948, con base en las investigaciones realizadas desde 1925, proporciona gráficas que evitan al ingeniero encargado del análisis, el trabajo largo y tedioso que exigen los tanteos; en ellas se rela



Ejemplo de Aplicación.— Determinar el grado de estabilidad de una cribra de sección homogénea con altura máxima de 9.0 m y taludes 2:1, desplantada sobre una capa de arcilla compacta de 3.0 m de espesor, cuyas propiedades mecánicas son semejantes a las del terraplén.
 Con arcilla de la región, según pruebas de laboratorio, para una compactación de 92% con relación a la proctor, se dispone una cohesión de 2.5 Ton/m² y un peso volumétrico húmedo de 1840 Kg/m³ que son las condiciones a obtener en la colocación de la terracería.

Prof. de la base firme (Γ_H) = 9+3 = 12m; Factor de Prof (Γ_d) = $\frac{12}{9} = 1.33$
 Para talud 2:1 y $\Gamma_d = 1.33$ se tiene $N_s = 6.7$ y $H_c = \frac{N_s C}{\gamma} = \frac{6.7 \times 2.5}{1840} = 9.10$
 \therefore Factor de seguridad $F_s = \frac{H_c}{H} = \frac{9.10}{9.0} = 1.01$ (baja estabilidad)

Suponiendo que este material tiene un ángulo de fricción $\beta = 7^\circ$ para talud 2:1 del abaco se obtiene $N_s = 18$ y $H_c = \frac{N_s C}{\gamma} = \frac{18 \times 2.5}{1840} = 16.05$
 \therefore Factor de seguridad $F_s = \frac{H_c}{H} = \frac{16.05}{9.0} = 1.81$ (estabilidad excelente)

COEFICIENTE DE ESTABILIDAD $N_s = \frac{\gamma H_c}{C}$

DATOS DE CAMPO

- Profundidad de la base firme (Γ_H) =
- Factor de Profundidad (Γ_d) = Γ_H/H =
- Compact. natural en desplante (%) =
- Humedad natural terreno (w) =

DATOS DE LABORATORIO

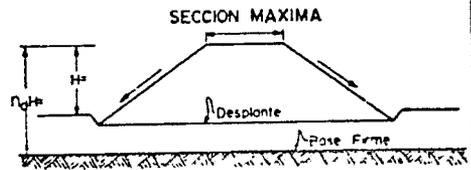
- Cohesion ($C = \frac{1}{2} Q_u$) = T/m²
- Fricción interna (β) = grados
- Peso Vol. húmedo (γ) = T/m³
- Compactación (%) =
- % Saturación (G) =

ALTURA CRÍTICA (H_c)

Para talud $\beta =$, $\Gamma_d =$, $\beta =$ de la gráfica resulta $N_s =$
 Por lo cual $H_c = \frac{N_s C}{\gamma} =$

\therefore FACTOR DE SEGURIDAD (F_s) = $\frac{H_c}{H} =$

OBSERVACIONES:



OSER: _____
 Vno y Eco: _____

S. R. H.
IRRIGACION Y CONTROL DE RIOS
 DIRECCION DE REG PARA IRRIGACION
 LEONARDO ECHEGARRAYIA TECNICA
 ABACO DE DW TAYLOR
ANALISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES
 EN FRECUENCIAS ALTERNANCIAS
 P. S. A. VILLANUEVA
 Y J. M. F. G.

NOTAS: _____

cionan los valores del ángulo del talud β con el parámetro adimensional denominado Número de Estabilidad, N_e . La solución general fue obtenida mediante el método de círculo de Fricción, ya descrito.

Los ábacos de estabilidad son válidos únicamente para análisis basados en términos de esfuerzos totales y -taludes homogéneos.

Taylor demostró que la resistencia desarrollada-
S es proporcional a $\gamma'_m H$, siendo H la altura del talud y -
 γ'_m el peso específico del suelo constituyente. Al introdu-
cir el parámetro de proporcionalidad N_e , que es función--
del ángulo β .

$$S = N_e \cdot \gamma'_m H$$

Como ya se dijo, el ángulo $\beta = 53$ grados es una --
frontera importante. Para $\beta \geq 53$ grados, la superficie de -
falla más crítica pasa siempre por el pie del talud. Cuando
 $\beta < 53$ grados, se produce una falla de base. El círculo
de falla más crítico respecto a falla de base, será aquel-
cuyo centro esté en la vertical que pasa por el centro del
talud, resultando que $N_e = 0.181$ Taylor encontró que esto-
ocurre para un radio infinito del círculo, lo que obliga -
al mismo a profundizarse, pero tendiendo asintóticamente -
al valor $N_e = 0.181$ con la profundidad.

De este hecho, resulta que cuando se tiene un es-
trato resistente en el terreno de cimentación, el círculo-
crítico es tangente a él; no obstante, en la práctica se -
le considera así, únicamente cuando dicho estrato se en---
cuentran a una profundidad no mayor a 3 H.

El factor de seguridad ligado con la resistencia
cortante del suelo, c, es :

$$FS = \frac{c}{S} = \frac{c}{N_e \gamma'_m H}$$

APORTACIONES DE JANBU.

Nilmar Janbu - 1954, expone en su tesis doctoral
gráficas y procedimientos de gran utilidad para el análi--
sis de taludes bajo muy diversas condiciones que se presen

tan en la práctica.

De acuerdo con Casagrande, al introducir un conjunto de parámetros adimensionales, los cálculos necesarios para la determinación de la condición crítica de estabilidad, se reducen considerablemente.

Tanto para suelos cohesivos, como cohesivo friccionantes, resume sus investigaciones en gráficas muy variadas, para los siguientes casos y condiciones:

- ' Taludes simples homogéneos
- ' Taludes irregulares
- ' Sobrecargas en el talud
- ' Parcialmente sumergidos y condiciones de vaciado
- ' Grietas de tensión
- ' Estratificación del suelo
- ' Combinación de sobrecarga, sumergencia y grietas.

METODO DE BISHOP.

A. W. Bishop - 1955, expone un método analítico para la obtención del FS en el que toma en cuenta la interacción entre dovelas. Supone que sobre sus caras actúan fuerzas horizontales, E, y cortantes verticales X.

Considera que la resistencia desarrollada es la dada por:

$$s = \frac{1}{FS} \left\{ c' + (\sigma_n - u) \tan \phi' \right\}$$

donde ver fig. 3.

c', denota cohesión

φ', ángulo de resistencia cortante

(ambos en términos de esfuerzos efectivos)

σ_n' esfuerzo normal total

u, presión de poro

La ecuación correspondiente al Método Simplificado de Bishop que permite el cálculo del factor de seguridad para determinar el crítico de un conjunto de círculos analizados por tanteos, es :

$$FS = \frac{1}{W \operatorname{sen} \alpha} \sum \left\{ c' + W \tan \phi' (\cos \alpha - r_u \operatorname{sec} \alpha) \right\} \quad (1)$$

cialmente sumergido, una condición que es muy común en la práctica. La ecuación es la siguiente :

$$FS = \frac{1}{\sum (W_1 + W_2) \operatorname{sen} \alpha} \sum \left\{ c' l + \tan \phi' \left(\frac{W_1 + W_2}{\operatorname{sen} \alpha} \operatorname{cós} \alpha - u_s b \operatorname{sec} \alpha \right) \right\} \quad (4)$$

cuyas literales tienen el significado conocido y el que se les da en la fig.4.

u_s , es la presión de poro expresada como un exceso de la presión hidrostática correspondiente a la altura z , $u_s = u_0 z$:

W_1 , denota el peso del suelo sobre el nivel de agua.

W_2 , denota el peso sumergido del suelo, correspondiente a la altura z .

En incisos posteriores se expondrá un panorama del uso de las computadoras electrónicas en la solución mediante el método simplificado. Se proporcionarán las gráficas basadas en este método (Bishop y Morgenster 1968) para obtener fácilmente el FS de taludes simples.

DISCUSION.

1) En el análisis de Bishop, el considerar -- las presiones laterales sobre las dovelas, asegura condiciones de equilibrio correctas en la base de las mismas.

2) Las expresiones del factor de seguridad -- permiten atacar el problema cuando se trata de taludes -- con suelos estratificados, diferentes características de resistencia o se encuentran parcialmente sumergidos.

3) Aún cuando en algunos casos, se conjugan -- círculos profundos, valores bajos de FS y altas presiones de poro para dar valores de N' incluso negativos, estos ocurren, tan raras como pocas veces que no afectan -- la utilidad del método en general. Para evitar lo anterior se deberán tomar medidas adecuadas durante el análisis.

4) De acuerdo con un análisis comparativo de 4 ejemplos, (Whitman y Bailey - 1967) del método simplificado con uno "preciso" que toma en cuenta todos los efectos laterales de las dovelas, se tiene el siguiente dato. El error resultante del método simplificado de Bishop es 7% o menos y generalmente de solo 2% o menos.

5) Como corolario de lo expuesto anteriormente, se puede afirmar que el Método simplificado de Bishop es el mejor de los métodos simples para superficies de falla circular.

APLICACIONES DE LA COMPUTACION.

Los procedimientos de solución del problema de estabilidad de taludes son del tipo de aproximaciones sucesivas y tanteos. Los cálculos, aunque simples, son laboriosos, tediosos y repetitivos. Las computadoras electrónicas están idealmente adaptadas para llevar a cabo esos cálculos sin error, con un ahorro considerable de tiempo y hasta con una fracción del costo de ese mismo trabajo hecho "a mano".

Generalmente cuando se hace un análisis "a mano" se realiza un menor número de cálculos de los que uno quisiera, en virtud de que siempre hay cierta incertidumbre acerca de la configuración del suelo que forma el talud, sus propiedades, etc., lo que hace desear al ingeniero introducir un conjunto mayor de suposiciones y calcular el FS para cada una.

Otro hecho es que uno desea investigar más superficies de falla, para determinar realmente el FS crítico. Además, el ingeniero encargado de un análisis está consciente de que los métodos usuales involucran suposiciones que conducen a errores; así, el desea utilizar métodos más precisos para eliminar o corregir esos errores pero los métodos más precisos requieren, por supuesto más cálculos.

Con el uso de las computadoras, se pueden estudiar un número mayor de condiciones supuestas y superfi-

cies de falla. Además, se pueden introducir métodos de análisis más refinados y eliminar errores por las aproximaciones que se asumen con los cálculos "a mano".

A. L. Litte y V. E. Price - 1958, describen un programa de computadora para el análisis de estabilidad de taludes. El método utilizado es el de Bishop. En la fig. 5 se transcribe el diagrama de Bloques presentado por dichos investigadores.

USO GRAFICAS PARA LA SOLUCION DEL METODO SIMPLIFICADO DE BISHOP.

Con frecuencia se requiere estimar para un terraplén, corte o ladera el factor de seguridad contra deslizamiento. El uso de gráficas es expedito y práctico por lo que es una herramienta muy valiosa para el proyectista y el ingeniero de campo. Por esta importancia se exponen aquí las gráficas proporcionadas por Bishop y Morgenstern - 1968, considerando el desarrollo conducente a ellas.

Como ya se ha dicho, la solución de Bishop está dada en términos de esfuerzos efectivos. En este análisis el factor de seguridad es función de (ver ec. 1) c' , ϕ , r_u , α y β que lo es de la posición del círculo analizado (altura del talud H , factor de profundidad D y pendiente del talud, $\cot \beta$). La ecuación mencionada es la base del algoritmo utilizado por Bishop y Morgenstern.

Bishop.- 1955, introduce la relación que existe entre el FS y la relación de presión de poro, r_u . Encuentra que dentro de un número limitado de soluciones gráficas, la relación es lineal para un talud homogéneo y parámetro de resistencia dados; ello se muestra en la fig. 6.

Los autores analizan taludes, mediante computadora, sin tomar en cuenta grietas de tensión u otras, considerando el número adimensional $c' / \gamma' H$ con los valores de 0,0.025 y 0.050 que son los más encontrados en la práctica. Los valores considerados de r_u son 0,0.3 y 0.7,

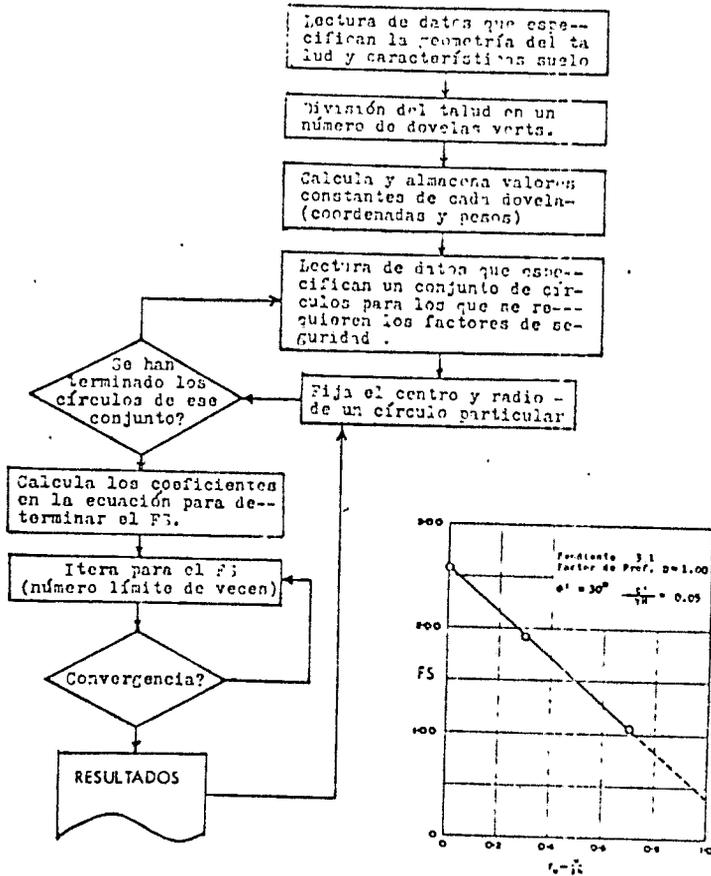


Fig. . Diagrama general de flujo para el análisis por el Método Simplificado de Bishop.

Fig. 6. Relación lineal entre el factor de seguridad y la relación de depresión de poro para un terraplén o excavación en suelo cohesivo.

supuestamente constantes a través de la sección dada. -- Por supuesto, es posible interpolar e incluso extrapolar estos valores, dentro de ciertos límites.

Las pendientes estudiadas van de 2:1 hasta 5:1 y valores de 10 grados a 40 grados para ϕ' .

De la fig. 5, al FS está dado por :

$$FS = m - n r_u \quad (1)$$

Los autores de la referencia mencionada, denominan a m y n , "coeficientes de estabilidad". Cuantitativamente el parámetro m es el FS para presión de poro nula; n es la pendiente de la recta. Estos coeficientes están dados en forma gráfica en las figs. 7 a la 12.

Para calcular el FS solo se deben sustituir -- los valores de m y n en la ec. (1) para lo que se debe -- determinar primeramente el FS de los dos valores más cercanos de $c' / \gamma' H$ y después hacer una interpolación lineal para el valor requerido de $c' / \gamma' H$.

En ocasiones las características del suelo de cimentación de terraplenes o laderas naturales no difiere mayormente del que están constituidos éstos; en esos casos, la superficie crítica puede ser del tipo de falla de base. Aquí se introduce el factor de profundidad D -- por el que multiplicada la altura del talud, nos da la -- profundidad del primer estrato duro. Se proporcionan gráficas con valores de D de 1.00, 1.25 y 1.50.

Para estimar que factor de profundidad proporciona el FS más bajo, se auxilia uno de las líneas punteadas, que son líneas de igual relación de presión de poro r_{ue} , teniendo en cuenta lo siguiente: si para la -- sección y parámetros de resistencia dados, el valor de -- la r_u de diseño es mayor que r_{ue} , entonces el factor de seguridad con un factor de profundidad $D = 1.25$ tiene -- un valor menor que con $D = 1.00$. Este argumento puede -- ser empleado para apreciar si el factor de seguridad con $D = 1.50$ es más crítico que con $D = 1.25$.

COEFICIENTES DE ESTABILIDAD PARA TALUDES DE TIERRA

por A.W BISHOP y NORBERT MORGENSTERN

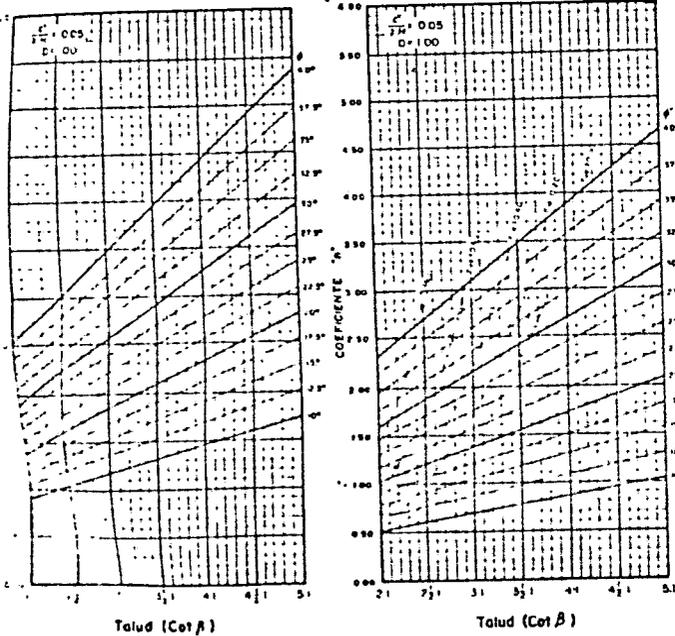


Fig 7 - Coeficientes (m y n) de estabilidad para $\frac{c}{\gamma H} = 0.05$ y $D = 1.00$

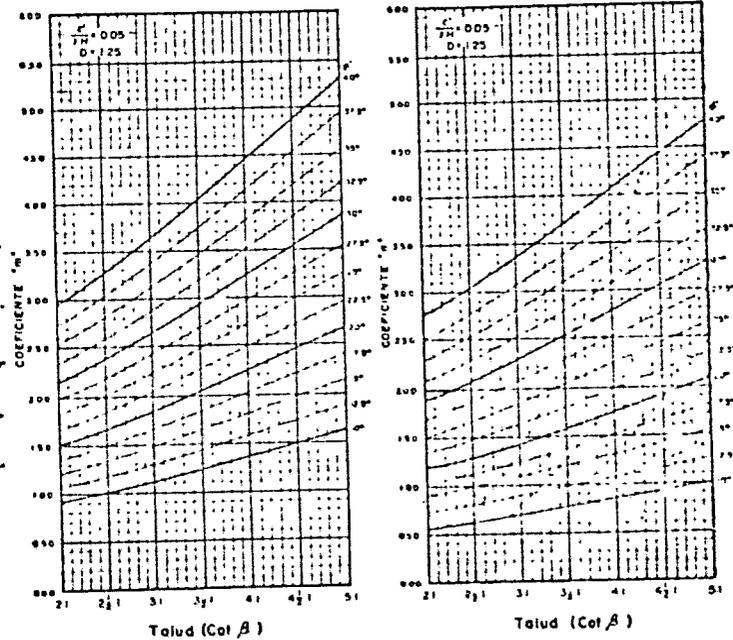
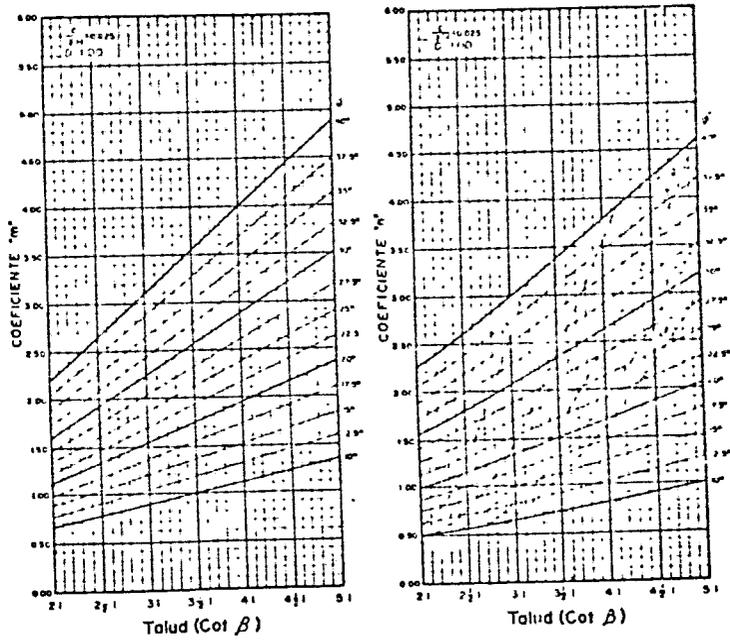
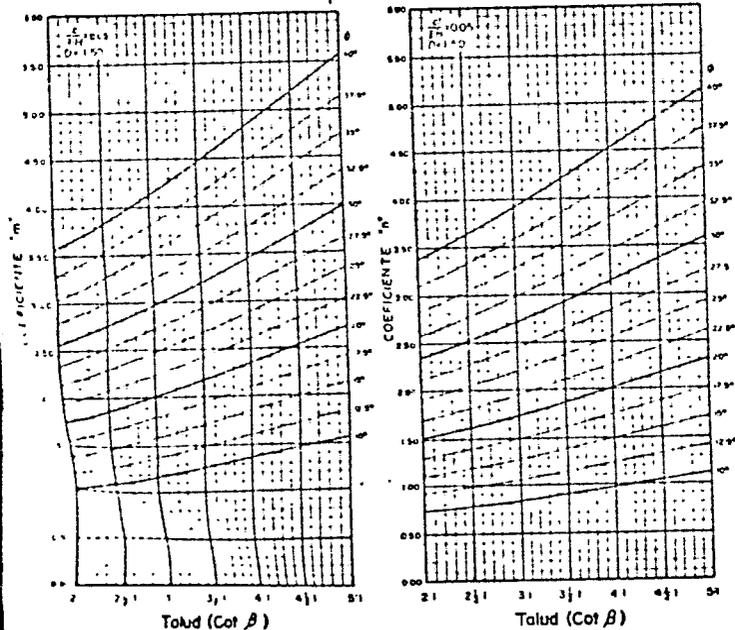


Fig 8 - Coeficientes (m y n) de estabilidad para $\frac{c}{\gamma H} = 0.05$ y $D = 1.25$

COEFICIENTES DE ESTABILIDAD PARA TALUDES DE TIERRA

por A.W. BISHOP y NORBERT MORGENSTERN



COEFICIENTES DE ESTABILIDAD PARA TALUDES DE TIERRA

DIRECCIÓN GENERAL DE OBRAS PÚBLICAS
ESTADOS UNIDOS MEXICANOS

por A.W BISHOP y NORBERT MORGENSTERN

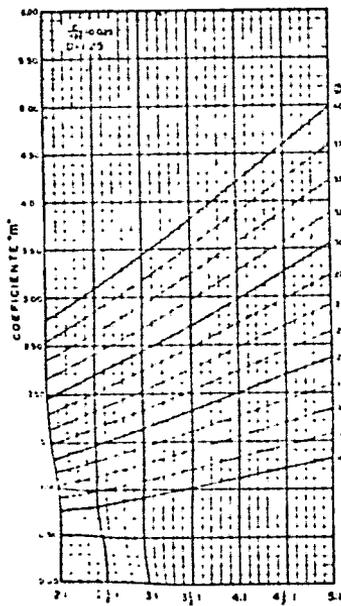


Fig. 11.- Coeficientes (m y n) de estabilidad para $\frac{c}{H} = 0.025$ y $D = 1.25$

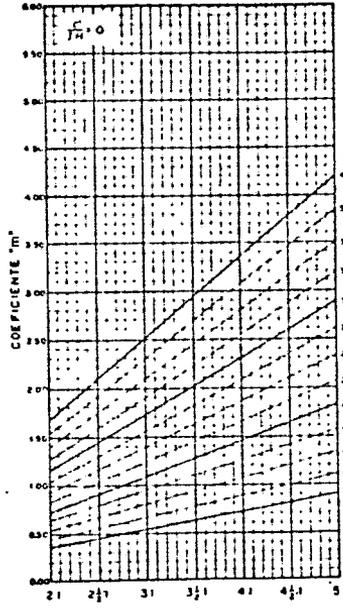
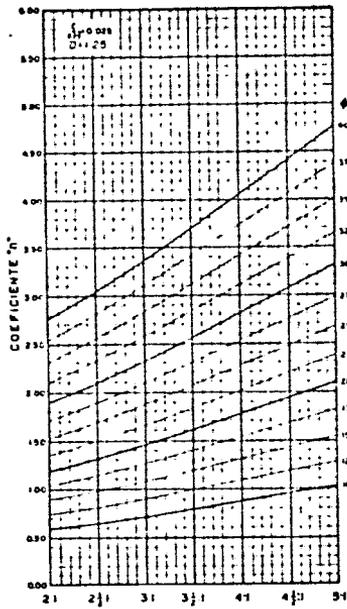
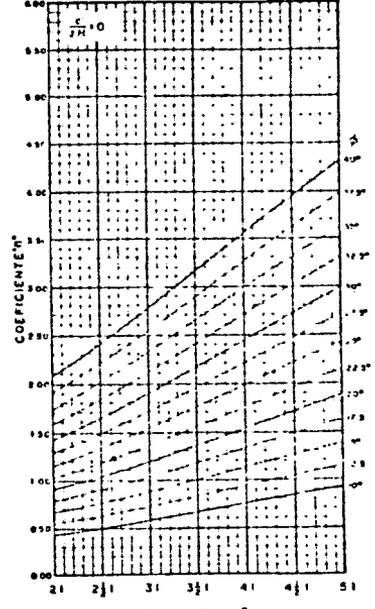


Fig. 12.- Coeficientes (m y n) de estabilidad para $\frac{c}{H} = 0$



METODOS BASADOS EN LA INVESTIGACION DEL ESTADO DE
ESFUERZOS Y DE FORMACIONES EN TODO EL TERRAPLEN Y
SU CIMENTACION.

Este análisis puede efectuarse de diferentes maneras, pero solo dos métodos, por su flexibilidad, permiten abarcar las variantes situaciones a las que se enfrenta el ingeniero: El de elementos finitos, que utiliza los conceptos del cálculo variacional, y el de los modelos físicos, basado en la teoría, de la similitud.

El último de éstos no se discutirá por ser de poco uso en el análisis de los estados de esfuerzos y de formaciones en cortinas de tierra y enrocamiento.

PRINCIPIOS BASICOS DEL METODO DE ELEMENTOS
FINITOS.

Para analizar, mediante este método, la estructura de tierra y enrocamiento, esta se considera formada por un conjunto de elementos discretos o finitos, bi o tridimensionales, según la naturaleza del problema. Los elementos están ligados entre sí en sus nudos o cúspides, y los componentes del desplazamiento $[\delta]$ de un punto del elemento se definen en función de los desplazamientos de sus nudos $[\delta]_e$. En el llamado método de desplazamientos se supone una relación matricial entre los desplazamientos de los nudos y el de un punto del elemento, del tipo

$$[\delta] = [A][\delta]_e$$

Se aplica el principio del trabajo virtual, mediante el cual se logra relacionar los desplazamientos de los nudos con las fuerzas exteriores $[F]_e$ supuestamente aplicadas en estos; en otros términos, se establece para cada elemento la ecuación

$$[F]_e = [k]_e [\delta]_e$$

donde $[k]_e$ es la matriz de rigidez del elemento. Sumando las magnitudes de las fuerzas exteriores correspondientes a cada nudo común a varios elementos, e igualando la suma con las fuerzas exteriores aplicadas, se obtiene

$$[P] = [K][\delta]e$$

donde $[K]$ es la matriz de rigidez del conjunto de elementos. Se resuelve este sistema de ecuaciones lineales y, conociendo los valores de los desplazamientos nodales $[\delta]e$, se calculan los esfuerzos y deformaciones en cada uno de los elementos. Son dos las hipótesis básicas de este método:

a) Se impone, a priori, una relación matricial entre los desplazamientos de los nudos y el de un punto del elemento. La única restricción, en cuanto a la expresión de la matriz $[A]$, es que asegure la continuidad de los desplazamientos al cruzar la frontera entre dos elementos contiguos. En consecuencia, y de acuerdo con la forma del elemento finito elegido (triángulo, rectángulo etc), se han propuesto varias leyes de variación de los desplazamientos que cumplen con esta restricción.

b) El principio del trabajo virtual implica que no se pueden analizar mediante este método los materiales denominados inestables (Tottenham y Brebbia, 1970). Los materiales estables, para los cuales es apropiado este método, pueden ser elásticos lineales o no lineales, plásticos o con endurecimiento por deformación, o viscoelásticos.

REPRESENTACION DE ELEMENTOS FINITOS Y TECNICA DE ANALISIS.

Los terraplenes compactados que se modelan matemáticamente están constituidos por suelos isotrópicos de características intrínsecas constantes y con propiedades mecánicas que varían de punto a punto. Por otra parte, se consideran condiciones de deformación plana, cimentación rígida, contacto terraplén-cimentación no deslizante y cargas exclusivamente de gravedad. Los terraplenes se suponen constituidos por capas de suelos uniformes, horizontales, colocadas secuencialmente una encima de la otra. Cada una, a su vez, es simulada por un conjunto de elementos finitos triangulares. El modelo de elementos finitos completo de un terraplén particular se muestra en la fig 13. Los desplazamientos de la frontera

vertical son libres en dirección vertical y están completamente restringidos en dirección horizontal.

Los modelos de terraplenes se analizan mediante el método de elementos finitos, una técnica bien conocida para resolver problemas de valores en la frontera - en mecánica de medios continuos (Zienkiewicz y Cheung, - 1967).

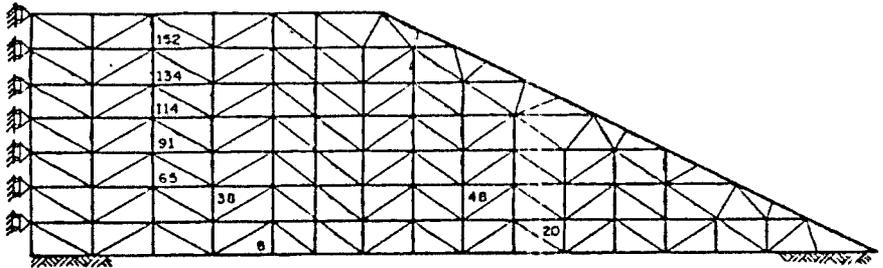


Fig.13 Modelo de elementos finitos de un terraplén compactado.

Una vez que la estructura se ha idealizado como una agregación de elementos finitos, el método requiere : a) determinar la rigidez de cada elemento y constituir la matriz de rigideces del conjunto; b) concentrar las cargas en los puntos nodales; c) resolver las ecuaciones de equilibrio para los desplazamientos nodales, y d) calcular los esfuerzos y deformaciones en cada elemento a partir de dichos desplazamientos. Obviamente, cuando se usan relaciones esfuerzo-deformación no lineales, el método de elementos finitos da una solución única solo si el programa de carga se especifica por completo. Puesto que el modelo que aquí se describe pretende simular la construcción por etapas, esto es, la colocación consecutiva de capas de suelo, el programa de carga en -

este caso consiste en una serie de incrementos positivos cuya magnitud se selecciona como se describe a continuación.

Para que la solución se ajuste a las curvas esfuerzo-deformación especificadas, se requiere iterar hasta que las deformaciones sean compatibles con el nuevo estado de esfuerzos bajo cada incremento de carga. La iteración comienza a partir de un módulo de deformación supuesto, de donde se obtiene, para cada elemento, un punto en el plano esfuerzos vs deformaciones, cuya posición se compara con la curva esfuerzo-deformación especificada. El módulo de deformación supuesto se cambia según sea necesario y la iteración continúa hasta obtener resultados consistentes. La fig.14 muestra el diagrama de flujo del programa de computadora.

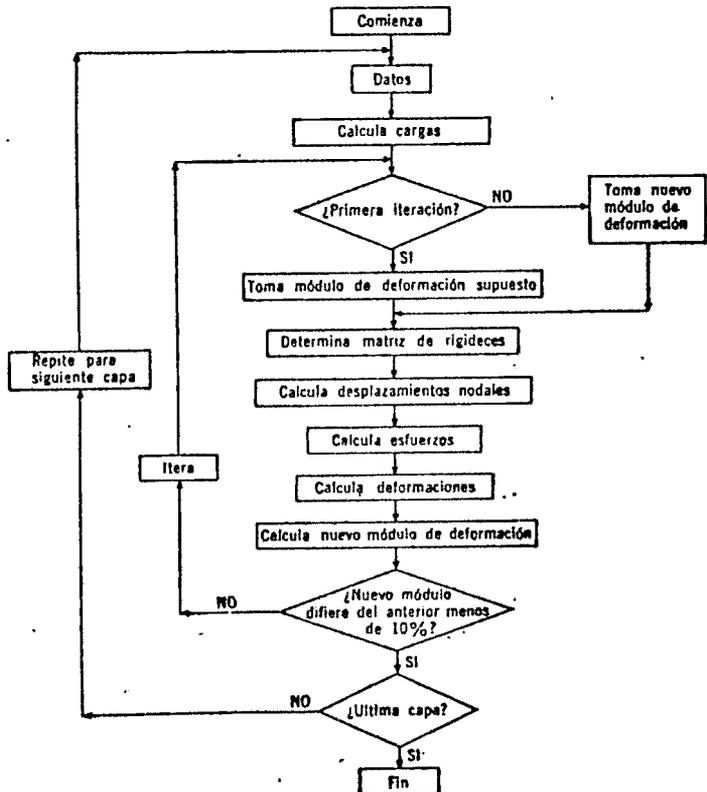


FIG.14 Diagrama de flujo del programa de computadora.

CAPITULO. III

FUNDAMENTOS TEORICOS DEL METODO DE FELLENIUS.

ANALISIS DE ESTABILIDAD DE LOS TALUDES.- El primer intento de analizar la estabilidad de los taludes de tierra se atribuye a Coulomb, en el año de 1773. Su método consistió en suponer que la falla de un talud ocurría por deslizamiento de la masa de suelo a lo largo de un plano inclinado, y analizaba el equilibrio de la cuña deslizante, considerando su peso y la resistencia al corte del material a lo largo del supuesto plano de falla. Esta hipótesis prevaleció intacta hasta 1846, año en que Collin señaló que los taludes constituidos por suelos cohesivos deslizan a lo largo de superficies curvas. No obstante, tal observación a la hipótesis de Coulomb, no fue tomada en cuenta sino hasta 1916, en que K.-E. Petterson volvió a insistir nuevamente en este hecho, estableciendo, sobre la base de observaciones efectuadas en algunas fallas de taludes en suelos, cohesivos que la superficie real del deslizamiento puede substituirse sin gran error por una superficie cilíndrica. Más tarde, en 1926, W. Fellenius condujo una serie de investigaciones en fallas de taludes, que le llevaron al desarrollo de un método para analizar la estabilidad, basado en la hipótesis de una superficie cilíndrica de falla. En la actualidad, el método de Fellenius, denominado también Método Sueco, constituye la base de los procedimientos modernos de análisis.

Consiste en dividir en dovelas la sección transversal de las cortinas de tierra o de tierra y roca, y en considerar que la superficie de falla corresponde a un cilindro de revolución de eje horizontal, sobre el cual se desliza el material que se encuentra sobre la superficie supuesta de fa

lla, como si fuese una masa sólida que gira alrededor del eje del cilindro, obteniéndose simultáneamente desplazamientos iguales a todo lo largo de la superficie.

Asimismo considero que en cada punto de la superficie de falla, obra una carga correspondiente al peso de la columna que comprende los diversos materiales de la sección desde la superficie de falla, hasta el talud exterior de la cortina. Por último se supone que al analizar una dovela, obran únicamente las fuerzas correspondientes al peso de los materiales, incluidos en la zona deslizante, la subpresión, las fuerzas de filtración, y en el caso, la carga de aceleración debido a temblor. Una manera común de utilizar este método, consiste en suponer una dovela de ancho diferencial y de profundidad unitaria, en la cual el peso del material será $dw = h_1 dx + h_2 dx$ figura (3), en la cual corresponden los subíndices 1 y 2 a los diferentes tipos de material de la sección que intercepta la supuesta superficie de falla. El peso de la dovela se descompone en una fuerza normal que pasa por el centro de rotación de la falla, y en una fuerza tangencial perpendicular a dicha normal.

$$d_n = dw \cos \theta \quad (1)$$

y

$$d_t = dw \operatorname{sen} \theta \quad (2)$$

Sustituyendo dw en (1), se tiene:

$$d_n = \left(\int_1 h_1 \cos \theta + \int_2 h_2 \cos \theta \right) dx$$

haciendo:

$$\int_1 h_1 \cos \theta = n_1 \quad \text{y} \quad \int_2 h_2 \cos \theta = n_2$$

El esfuerzo normal en los materiales permeables es:

$$dN_1 = n_1 dx$$

$$\text{El esfuerzo total } N = \int_0^{x_3} n_1 dx + \int_{x_1}^{x_2} n_2 dx$$

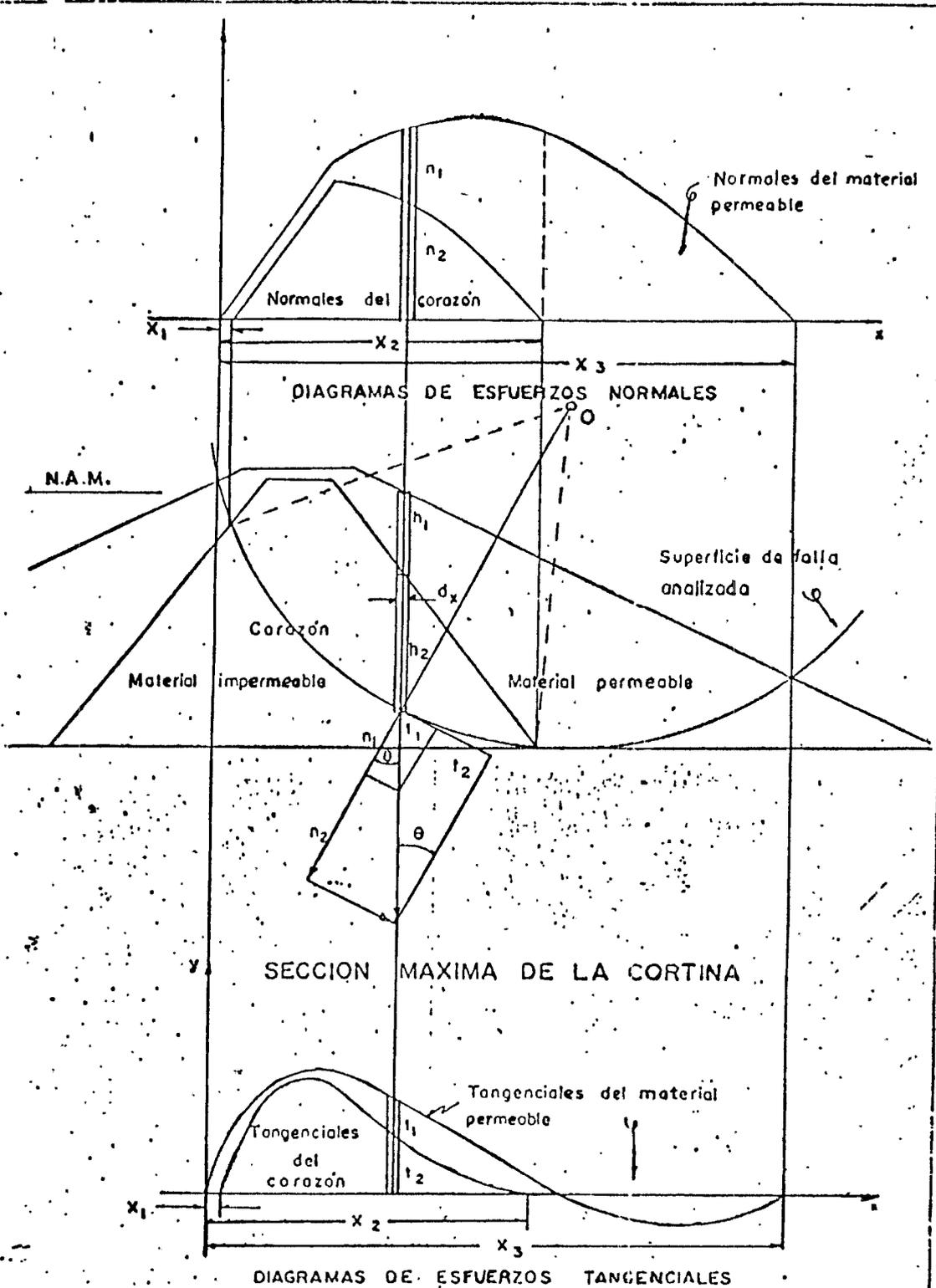
En el material impermeable: $dN_2 = (n_1 + n_2) dx$.

$$N_2 = \int_{x_1}^{x_2} (n_1 + n_2) dx$$

de igual manera se hace sustituyendo dw en (2) y se tiene — el total del esfuerzo tangencial es:

$$T = \int_0^{x_3} t_1 dx + \int_{x_1}^{x_2} t_2 dx = T_1 + T_2$$

La subpresión se considera obrando sobre la superficie de ensaye en sentido opuesto a los componentes normales del peso de los materiales que forman la dovela diferencial del material, y esta fuerza se puede determinar por medio de la red-



de flujo, o bien, a la hora de considerar los pesos volumétricos en el análisis de estabilidad.

Los esfuerzos normales, originan otros de fricción que son $F_1 = N_1 \tan \phi$, en la que corresponde al ángulo de fricción interna de los distintos materiales -- que integran la estructura de tierra.

Otra fuerza que obra en sentido contrario, al deslizamientos es el de la cohesión y equivale a considerar el área diferencial de la dovela Cdl por lo que $F_3 = CL$.

Las fuerzas de filtración se determinan considerando la red de flujo y cuantificando así los esfuerzos -- que ejerce el agua al fluir a través de los materiales de la cortina; la resultante de éstas fuerzas se descompone en una normal y una tangencial para considerarse en el factor de seguridad contra deslizamientos:

$$FS = \frac{CL + N \tan \phi}{T}$$

a) Suelos "puramente cohesivos" ($\phi = 0$; $c \neq 0$)

Se trata ahora el caso de un talud homogéneo con su suelo de cimentación y en el cual la resistencia al es fuerzo cortante puede expresarse con la ley:

$$s = c$$

donde c es el parámetro de resistencia comúnmente llamado cohesión. El caso se presenta en la práctica -- cuando se analizan las condiciones iniciales de un talud en un suelo fino saturado, para el cual la prueba triaxial rápida representa las condiciones críticas.

En este caso el método puede aplicarse según un procedimiento sencillo debido al Dr. A. Casagrande, que -- puede utilizarse tanto para estudiar la falla de base como la de pie del talud. La descripción que se refiere a -- la figura 2.

Considérese un arco de circunferencia de centro en O y radio R como la traza de una superficie hipotética de falla con el plano del nivel. La masa de talud que se movilizaría, si ésta fuera la superficie de falla, aparece rayada en la fig. 2. Puede considerarse que las fuer--

zas actuantes, es decir, las que tienden a producir el deslizamiento de la masa de tierra, son el peso del área ABC-DA, (nótese que se considera un espesor de talud normal al papel de magnitud unitaria y que bajo ésa base se hacen to dos los análisis que siguen), más cualesquiera sobrecargas que pudieran actuar sobre la corona del talud. El momento de estas fuerzas en torno a un eje normal a través de O según la fig. 2, en la que no se consideran sobrecargas, será simplemente:

$$M_m = Wd$$

que es el llamado momento motor.

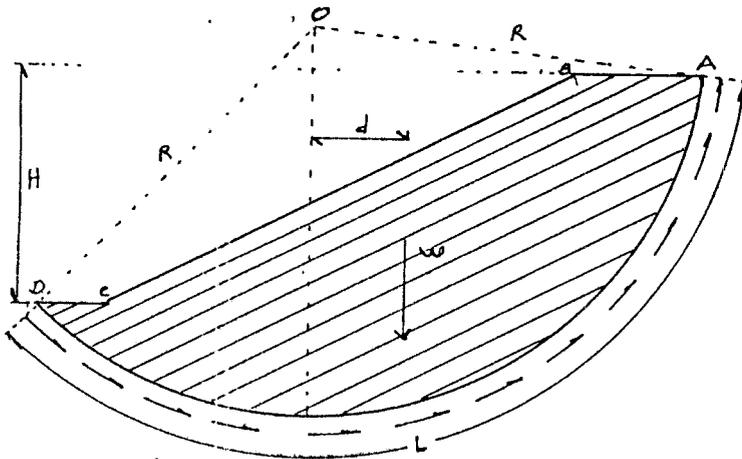


FIG. 2, Procedimiento de A. Casagrande para aplicar el Método Susco a un talud puramente "cohesivo".

Las fuerzas que se oponen al deslizamiento de la masa de tierra son los efectos de la "cohesión" a lo largo de toda la superficie de deslizamiento supuesta. Así:

$$M_r = cLR$$

es el momento de esas fuerzas respecto a un eje de rotación normal al papel, por O (momento resistente).

En el instante de falla incipiente:

$$M_m = M_r$$

por lo tanto, en general:

$$\Sigma Wd = cLR$$

donde el símbolo debe interpretarse como la suma algebraica de los momentos respecto a O de todas las fuerzas--actuantes (pesos y sobrecargas).

Si se define un factor de seguridad:

$$F_s = \frac{Mr}{Mm} \quad \times$$

podrá escribirse:

$$F_s = \frac{cLR}{\Sigma Wd}$$

La experiencia permite considerar a 1.5 como un * valor de F_s compatible con una estabilidad práctica razonable. Debe, pues, de cumplirse para la superficie hipotética seleccionada, que:

$$F_s \geq 1.5-$$

Por supuesto, no está de ningún modo garantizado que la superficie de falla escogida sea la que represente las condiciones más críticas del talud bajo estudio (círculo crítico). Siempre existirá la posibilidad de que el factor de seguridad resulte menor al adoptar otra superficie de falla. Este hecho hace que el procedimiento descrito se torne un método de tanteos, según el cual deberán--de escogerse otras superficies de falla de diferentes radios y centros, calcular su factor de seguridad asociado y ver que el mínimo encontrado no sea menor que 1.5, antes de dar al talud por seguro. En la práctica resulta recomendable, para fijar el F_s mínimo encontrar primeramente el círculo crítico de los que pasen por el pie del talud y después el crítico en falla de base; el círculo ~~crítico~~ crítico del talud será más crítico de esos dos.

Nótese que en el procedimiento anterior, aparte de la falla circular, se está admitiendo que la resistencia máxima al esfuerzo cortante se está produciendo a la vez a lo largo de toda la superficie de deslizamiento. Es to, en general, no sucede, pues a lo largo de la super--ficie de falla real la deformación angular no es uniforme y, por lo tanto, los esfuerzos tangenciales, que se desa-

rrollan de acuerdo con ella, tampoco lo serán. Esto implica que la resistencia máxima del material se alcance antes en unos puntos de la superficie que en otros, lo cual conduce a una redistribución de esfuerzos en las zonas vecinas a los puntos en que se alcanzó la resistencia, dependiendo esta redistribución y la propagación de la falla en estos puntos, de la curva esfuerzo-deformación del material con que se trabaje. Si ésta es del tipo plástico llegarán a tenerse zonas, a lo largo de la superficie de falla, en las que se haya alcanzado la máxima resistencia pero ésta se mantendrá aun cuando la deformación angular progresa; por ello, en el instante de falla incipiente es posible aceptar que, a lo largo de toda la superficie de falla, el material está desarrollando toda su resistencia. Por el contrario, en un material de falla frágil típica, aquellos puntos de la superficie de falla que alcancen la deformación angular correspondiente a su máxima resistencia ya no seguirán cooperando a la estabilidad del talud; esto puede producir zonas de falla que, al propagarse pueden llegar a causar la falla del talud (falla progresiva) la prueba de esfuerzo cortante directo presenta este efecto de falla progresiva y algunos investigadores admiten que el valor menor de la resistencia al corte que con ella se obtiene representa un mejor valor para el análisis de la estabilidad de un talud que el obtenido de una prueba triaxial. Sin embargo, la opinión más general es que el fenómeno de falla progresiva no es en un talud tan acentuado como en una prueba directa de esfuerzo cortante, por lo que la resistencia del suelo en esta prueba puede resultar conservadora. Estos últimos especialistas consideran preferible usar en un cálculo real de la estabilidad de un talud un valor de la resistencia intermedio a los obtenidos en prueba directa y triaxial. La experiencia y criterio de cada proyectista resultan decisivos en este punto para definir la actitud de cada uno.

b) SUELOS CON "COHESION" Y "FRICCION" ($c \neq 0$; $\phi \neq 0$)

Bajo el anterior encabezado han de situarse aquellos suelos que, después de ser sometidos a la prueba triaxial

apropiada, trabajando con esfuerzos totales, y después de definir la envolvente de falla de acuerdo con el intervalo de presiones que se tenga en la obra real, tienen una ley resistencia al esfuerzo cortante del tipo

$$s = c + \sigma \operatorname{tg} \phi$$

con parámetro de "cohesión" y de "fricción".

De todos los procedimientos de aplicación del Método Sueco a este tipo de suelos, posiblemente el más popular y expedito sea el de las "dovelas", debido a Fellinius (1927), que se expone a continuación.

En primer lugar, se propone un círculo de falla a elección y la masa de tierra deslizante se divide en dovelas, del modo mostrado en la fig. 3.

El número de dovelas es, hasta cierto punto, cuestión de elección, si bien, a mayor número, los resultados del análisis se hacen más confiables.

El equilibrio de cada dovela puede analizarse como se muestra en la parte b) de la misma fig. 3, W_i es el peso de la dovela de espesor unitario. Las fuerzas N_i y T_i son las reacciones normal y tangencial del suelo a lo largo de la superficie de deslizamiento L_i . Las dovelas adyacentes a la i -ésima, bajo estudio, ejercen ciertas acciones sobre ésta, que pueden representarse por las fuerzas normales P_1 y P_2 y por las tangenciales T_1 y T_2 .

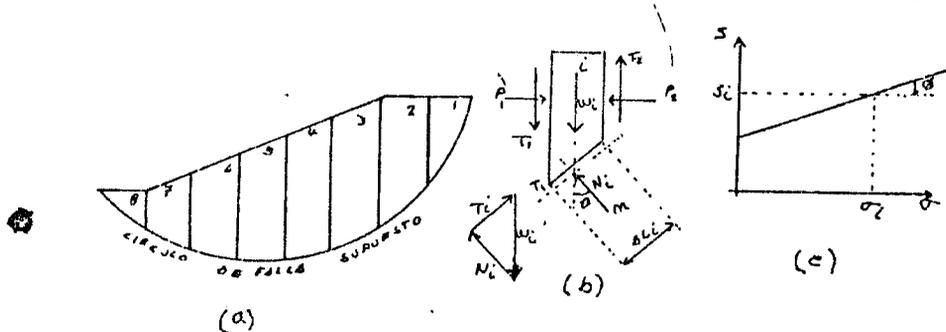


FIG. 3. Procedimiento de las "DOVELAS" o de FELLINIUS.

En el procedimiento de Feilenius se hace la hipótesis de que el efecto de las fuerzas P_1 y P_2 se contra--resta; es decir, se considera que esas dos fuerzas son iguales, colineales y contrarias. También se acepta que el momento producido por las fuerzas T_1 y T_2 , que se consideran de igual magnitud, es despreciable. Estas hipótesis equivalen a considerar que cada dovela actúa en forma independiente de las demás y que N_i y T_i equilibran a W_i .

El cociente N_i / L_i se considera una buena aproximación al valor de σ , presión normal actuante en el arco L_i , que se considera constante de esa longitud. Con este valor de σ puede entrarse a la ley de resistencia al esfuerzo cortante que se haya obtenido, y determinar ahí el valor de s_1 , resistencia al esfuerzo cortante que se supone constante en todo el arco L_i .

Puede calcularse el momento motor debido al peso de las dovelas como

$$M_m = R \sum |T_i|$$

Nótese que la componente normal del peso de la i dovela, N_i , pasa por O , por ser la superficie de falla un arco de circunferencia, y por lo tanto no da momento respecto a aquel punto. Si en la corona del talud existiesen sobrecargas su momento deberá calcularse en la forma usual y añadirse al dado por la expresión anterior.

El momento resistente es debido a la resistencia al esfuerzo cortante, s_1 , que se desarrolla en la superficie de deslizamiento de cada dovela i veces:

$$M_r = R \sum s_1 \Delta L_i$$

Una vez más se está aceptando que la resistencia máxima al esfuerzo cortante se desarrolla al unísono en todo punto de la superficie de falla hipotética, lo cual, no sucede realmente debido a las concentraciones de esfuerzos que se producen en ciertas zonas, las que tienden a generar más bien fallas progresivas, antes que las del tipo -- que aquí se aceptan.

Calculados el momento resistente y el motor puede definirse un factor de seguridad:

$$F_s = \frac{M_r}{M_m} = \frac{\sum s_1 \Delta L_i}{\sum |T_i|}$$

La experiencia ha demostrado que una superficie-- de falla en que resulte $F_g \geq 1.5$ es prácticamente estable. El método de análisis consistirá también en un procedimiento de tanteos en el cual deberán fijarse distintos círculos de falla, calculando el F_g ligado a cada uno; es preciso -- que el F_g min no sea menor de 1.5, en general, para garanti-- zar en la práctica la estabilidad de un talud. El criterio-- del proyectista juega un importante papel en el número de -- círculos ensayados, hasta alcanzar una seguridad razonable-- respecto al F_g min; en general es recomendable que el inge-- niero no repaldado por muy sólida experiencia no regatee es -- fuerza ni tiempo en los cálculos a efectuar.

El procedimiento arriba descrito habrá de apli-- carse en general a círculos de falla de base y por el pie-- del talud.

La presencia del flujo de agua en el cuerpo del-- talud ejerce importantísima influencia en la estabilidad de -- éste y ha de ser tomada en cuenta en el capítulo 4, que tra-- ta de redes de flujo.

El método de Fellenius, está basado en las si--- guientes hipótesis simplificadoras:

- 1.- La superficie de falla es cilíndrica.
- 2.- El prisma deslizando se desplaza como cuerpo rígido girando sobre el eje del cilindro.
- 3.- Cada dovela funciona independientemente de -- sus vecinas.
- 4.- El valor del factor de seguridad del conjun-- to de dovelas es el promedio de los valores de todas las do-- velas.

FACTOR DE SEGURIDAD CONTRA TUBIFICACION.

En la construcción de obras de tierra o de tie-- rra y roca que se hacen sobre cimentaciones de tierra y que -- estarán sujetas a saturación, como es el caso de las corti-- nas de tierra y enrocamiento o el de los canales, donde es -- necesario que el agua fluya o que se abata el nivel freáti--

co, removiendo de esta manera el agua de los suelos y rocas por medio de procesos naturales o artificiales.-- A este proceso se le ha llamado "drenaje", y cuando se trata de rocas, es usual que el drenaje se haga dejando que el agua se escape pues no existe manera de que las partículas sean transportadas bajo el efecto del flujo de agua, ya que son materiales que resisten la erosión, éste es el caso que se presenta en muros de contención, túneles construidos en materiales que tienen suficiente cohesión para resistir la erosión, etc.

Lo anterior no puede afirmarse cuando se trata de estructuras construidas con materiales limoso o arcillosos en estado suelto y con una baja resistencia a la erosión, puesto que estos materiales pueden ser arrastrados a causa de las presiones que se originan dentro de la masa del suelo al establecerse un flujo.-- Lo anterior puede ser evitado, por medio de filtros y drenes, para impedir las tubificaciones originadas por las fuerzas de filtración que se producen dentro de las estructuras torreas; permitiendo el paso libre del agua y retienen las partículas susceptibles al arrastre.

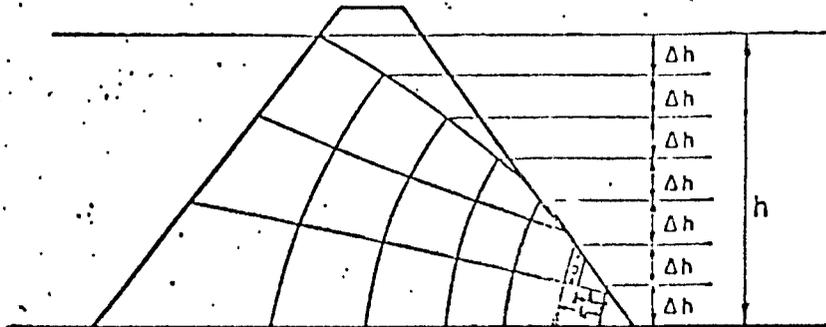
Los filtros, debido a la función que desempeñan dentro de las estructuras térreas de las obras hidráulicas, tienen que llenar ciertos requisitos para lograr su fin adecuado funcionamiento.

1.- Deben permitir el paso libre del agua que fluye a través del suelo erosionable que protege el filtro, y por otra parte, las oquedades que deja; deben ser tan pequeñas que impida que las partículas de suelo pasen a través de él. Estas funciones son contradictorias con relación a la granulometría del filtro, ya que por un lado se exige que el diámetro de los poros del filtro sean lo suficientemente grandes para permitir el paso libre del agua y por otro, que dichos poros sean reducidos, para impedir el paso de las partículas del material que protege.

Hasta el momento se sigue utilizando el criterio establecido por Terzaghi y Casagrande quienes sugirieron - los siguientes criterios para el diseño del filtro.

- (1) $\frac{D_{15} \text{ del filtro}}{D_{15} \text{ del mat. base}} = 5 \text{ a } 40$
- (2) $\frac{D_{15} \text{ del filtro}}{D_{85} \text{ del mat. base}} = 5 \text{ ó menos}$
- (3) $\frac{D_{15} \text{ del filtro}}{\text{Máxima abertura del tubo de drenaje}} = 2 \text{ ó más.}$

FACTOR DE SEGURIDAD CONTRA TUBIFICACION



$$F_{st} = \frac{CL}{F_f + T} \quad \text{mínimo aceptable } 3$$

$$\Delta h = \frac{h}{n_{Cp}}$$

C = Cohesion del material

L = Longitud de la cuña por desprender

F_f = Fuerza de filtración

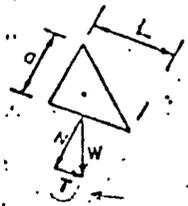
h = Carga de agua

n_{Cp} = Número de caldas de potencial

$$F_f = \gamma_w i \frac{a}{2}$$

$$i = \frac{\Delta h}{L}$$

$$W = \gamma A \Delta$$



CAPITULO. IV

REDES DE FLUJO.

Una de las principales fallas en presas de tierra es la tubificación, la cual podemos conocer por medio de -- las redes de flujo, lo que a continuación trataremos.

Esta falla se produce por la velocidad de filtración del flujo y, por lo tanto el gasto de filtración a través del cuerpo de la cortina o de la cimentación depende -- principalmente de la habilidad que el suelo tenga para permitir el paso del agua, esta habilidad es conocida por permeabilidad.

Para un mayor entendimiento de nuestro problema -- veremos las siguientes definiciones:

PERMEABILIDAD DE UN SUELO. -- es la mayor o menor -- facilidad con que el agua puede fluir a través de sus poros.

COEFICIENTE DE PERMEABILIDAD (K). -- fue determinado por Darcy y establece: "La velocidad media con que el agua fluye a través de un suelo es directamente proporcional al gradiente hidráulico".

GRADIENTE HIDRAULICO (i). -- es la línea que determina las pérdidas de energía potencial en un flujo a través de un suelo.

FLUJO. -- es un movimiento de los elementos líquidos y fluidos, se considera que este movimiento es debido a una carga hidráulica.

Los problemas relativos al flujo de líquidos, en general, pueden dividirse en dos grupos principales: los -- que se refieren al flujo laminar y aquellos que tratan de -- flujo turbulento.

FLUJO LAMINAR. -- un flujo se denomina laminar cuando

do las líneas de flujo permanecen sin juntarse entre sí en toda su longitud.

FLUJO TURBULENTO.- ocurre cuando la condición anterior no se cumple, o sea que sus líneas son muy irregulares.

Después de estas breves definiciones veremos las condiciones para determinar una red de flujo y tendremos como primer término sus limitaciones o fronteras.

En medios homogéneos hay cuatro posibles fronteras:

- a) Frontera suelo Infiltrado - Suelo Impermeable
- b) Frontera Agua - Suelo Infiltrado
- c) Frontera Suelo Infiltrado - Suelo permeable no Infiltrado.
- d) Frontera Suelo Infiltrado - Aire

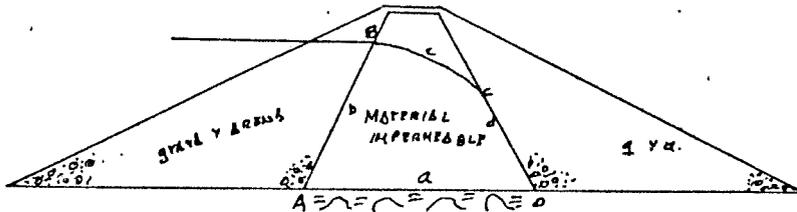


FIG. 1

a) Frontera Suelo Infiltrado- Suelo Impermeable -- (Frontera Impermeable).- A través de una frontera de este tipo de agua no puede fluir. Por lo que las componentes normales de la velocidad son nulas a lo largo de ella, y tal frontera define una línea de flujo.

Recíprocamente, toda línea de flujo puede tratarse como si fuera una frontera impermeable; la línea \overline{AD} es un ejemplo de Frontera Impermeable.

b) Frontera Agua- Suelo Infiltrado.- Esta frontera es la línea \overline{AB} . En vista de que en el flujo de agua en suelos la carga de velocidad es despreciable, la distribución de presión en las Fronteras Agua- Suelo Infiltrado puede considerarse hidrostática. Entonces en un punto cualquiera de ellas, por ejemplo, el punto "p" sobre la frontera \overline{AB} , la carga hidráulica total es "H", la carga de posición es "Y" y la carga de presión es (H-Y).

En cualquier punto sobre la frontera \overline{AB} la carga -

hidráulica total será: $(H-Y) \div Y = H$

Condición que debe cumplirse en toda Frontera-Agua Suelo Infiltrado es $H=Cte.$, por lo que cada una de dichas -- fronteras es una línea equipotencial.

H = Carga Hidráulica Total
 Y = Carga de Posición
 $H-Y$ = Carga de Presión.

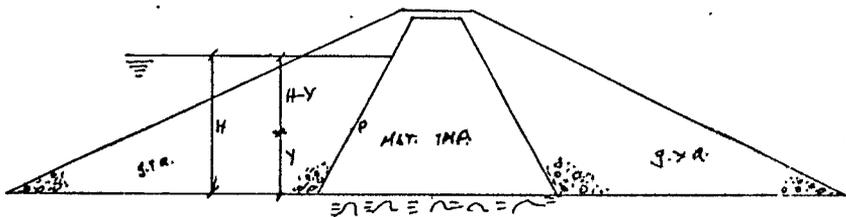


Fig: 2

c) Frontera Suelo Infiltrado- Suelo Permeable no - Infiltrado (Línea superior de Flujo).- Línea \overline{UB} .

Obviamente las componentes de la velocidad, normales a dichas líneas son nulas y por lo tanto esta es una línea de flujo, por el hecho de ser una línea superior de flujo le impone condiciones adicionales que son comunes a otras cualesquiera de las líneas de la corriente; la presión es -- constante en toda ella (igual a la atmosférica), y siendo -- despreciable la carga de velocidad, la carga hidráulica total en dicha línea es $H=Y$, lo que indica que la carga de las líneas equipotenciales que corten la línea superior de flujo será idéntica a la elevación del punto de intersección. Esto requieren, que se trazan equipotenciales con caída de carga- AH constante entre dos contiguas cualesquiera, la diferencia de elevación de las intersecciones de dichas equipotenciales con la línea superior de flujo será también constante e igual a AH . Fig. 3

d) Frontera suelo Infiltrado-Aire (Línea de descarga libre), la línea \overline{CD} es la frontera de este tipo. En ella como en la línea superior de flujo la carga hidráulica es igual a la posición, o sea, $H=Y$.

S Sin embargo, no es línea de flujo pero tampoco equipotencial es simplemente una cara de descarga libre.

En forma análoga, como la línea superior de flujo obliga a que todo par de líneas equipotenciales corten la línea de descarga libre en puntos con diferencia de elevación igual a la diferencia de carga hidráulica de dichas equipotenciales; en el caso de la línea de descarga libre tales intersecciones obviamente perpendiculares.

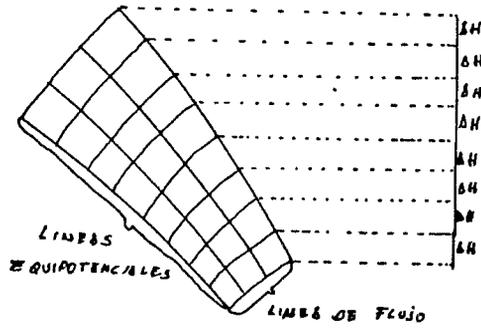


FIG. 3

Atendiendo a las condiciones de frontera, los problemas de flujo de agua en suelos pueden ser de dos categorías:

1) Los de flujo Confinado, en que todas las fronteras del dominio de flujo son conocidas de antemano, en cuyos casos las fronteras son de los tipos a y b.

2) Los de flujo no Confinado, en que para tener completamente especificadas las condiciones de frontera es necesario definir previamente una de las dos fronteras desconocidas; las de los tipos c y d, esto es la línea superior de flujo y la de descarga libre.

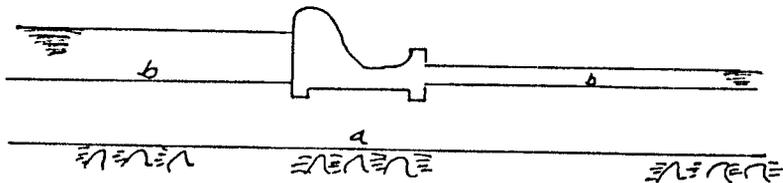


FIG. 4-1

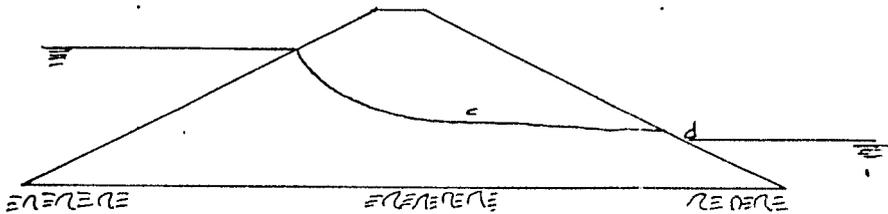


Fig. 4-2

En el diagrama de la figura 3 se ha indicado también las líneas según las cuales la carga del agua que fluye es constante.

Los valores de la carga total h de la figura 3 se han representado a la derecha de las líneas horizontales; estas líneas horizontales se denominan equipotenciales ya que unen los puntos de igual carga total.

Al igual que existe un número infinito de líneas de flujo, existe de líneas equipotenciales. Si se divide la longitud de un tubo por líneas equipotenciales equidistantes esto significa que, la pérdida de carga total es la misma entre dos líneas equipotenciales adyacentes cualesquiera.

Un sistema de líneas de flujo y líneas equipotenciales como el de la figura 3 constituye una red de flujo. En un suelo isótropo de las líneas de flujo y las equipotenciales se cortan según ángulos rectos lo que significa que la dirección del flujo es perpendicular a las líneas equipotenciales. Las líneas equipotenciales y las líneas de flujo forman una red ortogonal. El esquema más sencillo de líneas ortogonales es el formado por una serie de cuadros aunque se puede utilizar cualquier sistema ortogonal para las redes de flujo, el más comúnmente empleado es el de mallas cuadradas.

TEORIA DEL FLUJO DE AGUA.- El estudio del flujo de agua en suelos, se basa primordialmente en el criterio de Darcy, que establece: "La velocidad de flujo es igual a un coeficiente de permeabilidad, que depende del medio en que ocurre la filtración, por el gradiente hidráulico del mismo" dicha ley se representa por la ecuación: $V = Ki$.

Para ver de una manera más explícita el problema de como ocurre el flujo a través de un medio poroso, recuerde

mos la ecuación de Bernoulli, para lo cual supondremos un tubo con determinada inclinación, como se verá en la sig. figura.

En dicha figura se analiza el flujo a través de dos secciones: la (1) en la cual se tiene una carga de presión y la sección (2) en la que se tiene el valor aplicando la ecuación de Bernoulli que reacciona las cargas de presión, posición y velocidad en las secciones (1) y (2) - se tiene:

$$\frac{P_1}{\gamma_w} + Y_1 + \frac{V_1^2}{2g} = \frac{P_2}{\gamma_w} + Y_2 + \frac{V_2^2}{2g} + \Delta H$$

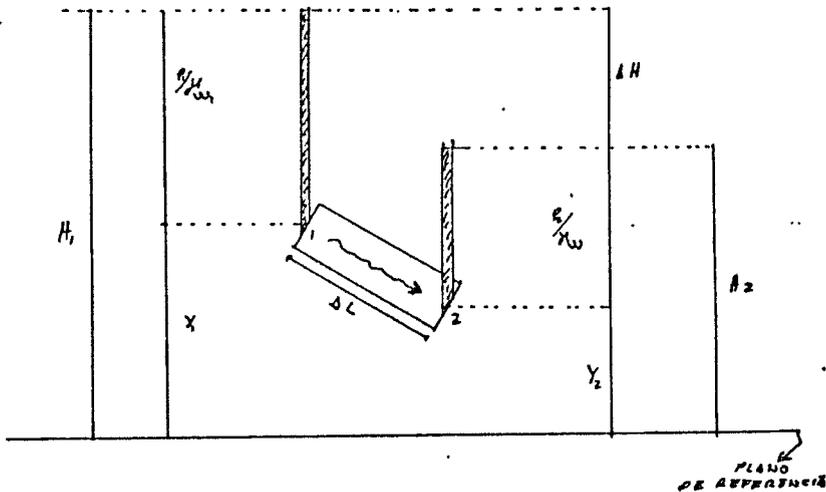


Fig. 5

Siendo: P Y P las cargas de presión en las secciones 1 y 2

Peso volumétrico del agua

Elevación de las secciones 1 y 2 con relación a un plano de referencia arbitrario.

Cargas de velocidad en los planos 1 y 2 estos valores generalmente son despreciables, debido a que las velocidades son pequeñas.

Es la pérdida de carga hidráulica.

Longitud de la trayectoria del flujo.

Desarrollando las corras de velocidad, la expresión de Bernoulli se reduce a la siguiente forma:

AN se obtiene de la relación empírica de Darcy ---
 $V = -K$ en la cual K es la velocidad de descarga a través de un suelo, para gradiente hidráulico unitario.

LIMITE DE VALIDEZ DE LA LEY DE DARCY.- Fue establecido en aquella ocasión que esta ley es solamente aplicable en la resolución de problemas en que el flujo de agua sea laminar.

Reynolds.- Concluyó que la naturaleza del flujo depende de su velocidad, de manera que para velocidades abajo de un valor crítico, el flujo siempre resulta laminar.

Reynolds propuso: Para un flujo dado existe una relación adimensional entre la fuerza de inercia y la fuerza viscosa se conoce como "Número de Reynolds".

V = Velocidad de descarga en cm/seg.

D = Diámetro promedio de las partículas del suelo - en cm.

P = Densidad del flujo en gr/cm³

U = Coeficiente de viscosidad del flujo en gr.seg/cm²

Varios investigadores han hecho ver que el valor límite del número de Reynolds para el que un flujo cambia de laminar a turbulento oscila entre 1 y 12; si se substituyen los valores de U y P para el agua y se acepta $V = 0.25$ cm/seg que es una velocidad muy conservadora por lo alta para el flujo de agua en suelos, se tiene que $R=1$ con tal que D no sobrepase el valor de 0.4 mm. que corresponde a una arena gruesa, así queda garantizada la validez de la ley de Darcy y el flujo laminar en el agua hasta este tipo de suelos como mínimo; o sea que es válida por suelos finos hasta el tamaño de la arena gruesa por lo menos.

Cabe notar también que la naturaleza laminar del flujo de agua a través de suelos representa uno de los pocos casos en que realmente aparece este tipo de flujo en toda la arena gruesa por lo menos

Cabe notar también que la naturaleza laminar del flujo de agua a través de suelos representa unos de los pocos casos en que realmente aparece este tipo de flujo en toda la hidráulica ingenieril.

El planteamiento teórico del flujo de agua se fundamenta en las siguientes hipótesis.

El flujo es establecido, es suelo esta saturado y el elemento agua suelo es incompresible, por lo que el flujo no modificará la estructura del suelo.

Considerando un elemento diferencial de dimensiones dx , dy , dz

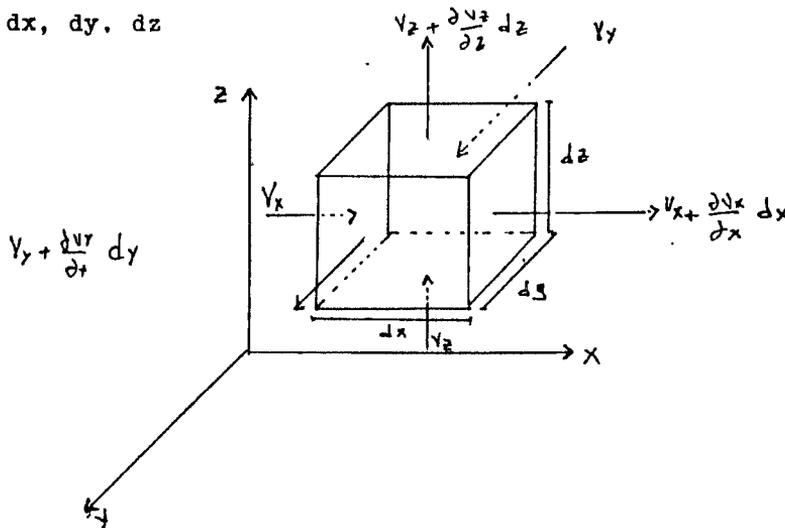


FIG. 6

Descomponiendo V , velocidad de entrada del agua al elemento, en tres componentes, V_x , V_y , V_z , que son únicamente función de las variables continuas x , y , z , y no del tiempo, debido a que se supone un régimen establecido; se tiene que las componentes de la velocidad del agua al entrar en el elemento son V_x , V_y , V_z ; y al salir $V_x + \frac{\partial V_x}{\partial X} (dx)$, $V_y + \left(\frac{\partial V_y}{\partial Y}\right)dy$; $V_z + \left(\frac{\partial V_z}{\partial Z}\right)dz$; respectivamente.

El gasto a través de cada una de las caras del elemento será igual a la velocidad del flujo por el área de la sección transversal respectiva, además con el gasto de entrada debe ser igual al de salida, (Régimen establecido) se puede establecer la siguiente igualdad.

$$V_x dy dz + V_y dx dz + V_z dy dz = \left(V_x + \frac{\partial V_x}{\partial x} dx \right) dy dz + \left(V_y + \frac{\partial V_y}{\partial y} dy \right) dx dz + \left(V_z + \frac{\partial V_z}{\partial z} dz \right) dx dy$$

Reduciendo términos semejantes:

$$\frac{\partial V_x}{\partial x} dx dy dz + \frac{\partial V_y}{\partial y} dy dx dz + \frac{\partial V_z}{\partial z} dz dx dy = 0$$

Simplificando la expresión anterior:

$$\frac{\partial V_x}{\partial x} + \frac{\partial V_y}{\partial y} + \frac{\partial V_z}{\partial z} = 0 \text{ Ecuación de continuidad.}$$

Ahora aplicando la ley de Darcy ($V = Ki$), se tiene que la velocidad de carga del agua que se infiltre a través del elemento diferencial será igual a $V = -K \frac{\partial h}{\partial x}$; aplicando la expresión anterior a los tres componentes de la velocidad, se tendrá para el caso de un suelo anisótropo:

$$V_x = -K_x \frac{\partial h}{\partial x}; \quad V_y = -K_y \frac{\partial h}{\partial y}; \quad V_z = -K_z \frac{\partial h}{\partial z}$$

Sustituyendo las componentes de la velocidad en la ecuación de continuidad por los valores anteriores se tiene:

$$K_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + K_y \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + K_z \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0$$

Para el caso del flujo bidimensional, la ecuación anterior se simplifica de la siguiente manera:

$$K_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + K_y \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} = 0$$

Si se considera que el suelo es isótropo ($K_x = K_y$) se tiene:

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} = 0 \quad \text{Expresión que es de la forma de la ecuación de Laplace.}$$

SOLUCION DE LA ECUACION DE LAPLACE.- Atendiendo al flujo bidimensional tenemos la ecuación de Laplace.

$$\phi = -Kh + c$$

Esta función se identifica como función potencial de velocidades y satisface a la ecuación de Laplace.

$$\frac{d^2 \phi}{dx^2} + \frac{d^2 \phi}{dy^2} = 0$$

Así la función $\phi(x, y) = cte.$, ésta expresión nos representa una familia que se desarrollan en la región que ocurre el flujo.

$\psi(x, y) = cte.$, llamada función de flujo y se define

$$V_x \frac{\partial \psi}{\partial y} : V_y = - \frac{\partial \psi}{\partial x}$$

$$\frac{\partial^2 \psi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \psi}{\partial y^2} = 0$$

Siendo función $0 = Kh + c$; se define que si una curva une puntos en que $0 = cte.$, en estos puntos $h = cte.$, o sea que 0 nos representa la familia de curvas que une puntos de una misma carga hidráulica, por esta razón recibe el nombre de líneas equipotenciales.

Analizamos ahora el sentido de $\psi = cte.$, consideremos una trayectoria del agua que pasa por $P (x, y)$; en dicho punto el agua posee una velocidad V .

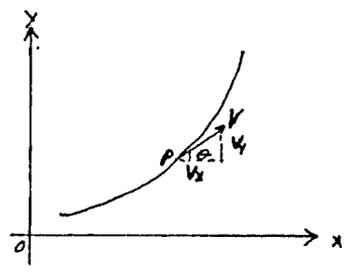


fig. 7.

Interpretación física de la curva:

$$\psi = cte.$$

$$tg. \theta = \frac{V_y}{V_x} = \frac{dy}{dx}.$$

$$V_y dx - V_x dy = 0$$

$$\frac{\partial^2 \psi}{\partial x^2} dx + \frac{\partial^2 \psi}{\partial y^2} dy = 0$$

La expresión anterior es la diferencia total de la función ψ de manera que se cumple a lo largo de la trayectoria del agua:

$$d\psi = cte. \quad \psi = cte.$$

Así la trayectoria del agua tiene como ecuación $\psi = cte.$, trayectoria física y real del agua a través de una región de flujo, por esta razón las curvas $\psi = cte.$, se llamará líneas de flujo ó de corriente.

Se demostrará ahora que las curvas $\phi = cte.$, y las $\psi = cte.$, se cortarían a 90° dentro de la región de flujo para ello, consideramos las derivadas totales a lo largo de cada una de dichas curvas:

$$d\phi = \frac{\partial \phi}{\partial x} dx + \frac{\partial \phi}{\partial y} dy = 0$$

$$d\psi = \frac{\partial \psi}{\partial x} dx + \frac{\partial \psi}{\partial y} dy = 0$$

Pertiendo de estas ecuaciones tendremos las pendientes de ambas familias:

$$\left(\frac{dy}{dx}\right)_{\phi} = - \frac{\frac{\partial \phi}{\partial x}}{\frac{\partial \phi}{\partial y}} \quad \left(\frac{dy}{dx}\right)_{\psi} = - \frac{\frac{\partial \psi}{\partial x}}{\frac{\partial \psi}{\partial y}}$$

Teniendo en cuenta:

$$V_x = \frac{\partial \psi}{\partial y} ; \quad V_x = \frac{\partial \phi}{\partial x} \quad \dots \quad \frac{\partial \phi}{\partial x} = \frac{\partial \psi}{\partial y}$$

$$V_y = - \frac{\partial \psi}{\partial x} ; \quad V_y = \frac{\partial \phi}{\partial y} \quad \dots \quad \frac{\partial \phi}{\partial y} = - \frac{\partial \psi}{\partial x}$$

Aplicando ahora estas condiciones a la segunda expresión y dejando sin cambio la primera:

$$\left(\frac{dy}{dx}\right)_{\phi} = - \frac{\frac{\partial \phi}{\partial x}}{\frac{\partial \phi}{\partial y}} \quad \left(\frac{dy}{dx}\right)_{\psi} = \frac{\frac{\partial \psi}{\partial x}}{\frac{\partial \psi}{\partial y}}$$

De manera que las pendientes de las dos familias son recíprocas y de signo contrario lo cual demuestra la ortogonalidad de la curva $\phi = \text{cte.}$, y $\psi = \text{cte.}$

OBTENCION DE LA LINEA DE MAXIMA SATURACION.

TEORIA DE DUPUIT.- El problema de determinar la posición de la línea de corriente superior dentro de una presa de tierra, cuya solución iniciamos, está dentro del grupo de nominado de flujo no confinado, por no estar la región de -- flujo completamente determinada a priori; la frontera faltante es precisamente la línea de corriente superior, que es la traza de una superficie a la presión atmosférica (superficie libre).

El otro tipo de problemas de flujo en que todas -- las fronteras son conocidas a priori se llama flujo confinado.

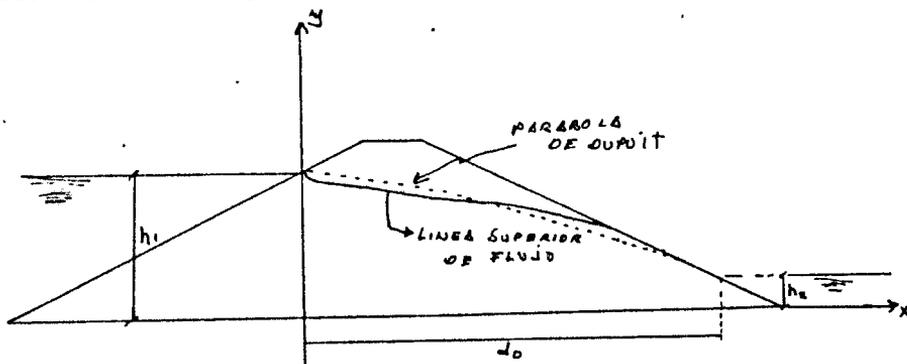
Las hipótesis básicas de la teoría de Dupuit son --

dos:

1.- Para pequeñas inclinaciones de la línea de corriente superior las líneas de flujo pueden considerarse horizontales y consecuentemente, las líneas equipotenciales como verticales.

2.- El gradiente hidráulico es igual a la pendiente de la línea de corriente superior en el punto de que se trate y es constante en cualquier punto de la vertical que se traza por aquél.

Aplicando estas hipótesis a la presa cuya sección se muestra en la figura siguiente, por la ley de Darcy.



$$q = -KY \frac{dy}{dx}$$

e integrando

$$qx = -K \frac{y^2}{2} + C$$

Introduciendo en la anterior las condiciones de frontera para $X = 0$, $y = d_0$, $y = h_2$ se obtiene para el gasto la fórmula de Dupuit.

$$q = K \frac{h_1^2 - h_2^2}{2 d_0}$$

y para la línea superior de flujo la ecuación.

$$y^2 - h_1^2 = \frac{h_2^2 - h_1^2}{D_0} x$$

Que define la llamada parábola de Dupuit.

Para el trazo de la trayectoria de una posible línea superior de corriente se hacen las siguientes consideraciones básicas:

1).- La superficie del talud aguas arriba constitu

ye una superficie equipotencial debido a que en todos sus -- puntos tiene la misma carga hidráulica. Por lo anterior la -- línea superior de corriente deberá salir perpendicular a di-- cha superficie.

2).- Debido a que la línea superior de corriente -- está en contacto con el aire, todas las partículas de agua -- en ella están a la presión atmosférica, esto implica que la pérdida de carga a lo largo de la línea de debe exclusivamen-- te a la disminución de la carga de posición y de agua que, -- la distancia vertical entre la intersección de dos equipoten-- ciales contiguas, con la línea superior de corriente, deberá ser constante a lo largo de ella e igual a Ah .

METODO DE RELAJACIONES PARA RESOLVER PROBLEMAS DE/ FLUJO/

El método de relajaciones introducido por R.V. Southwell, ha ce aproximadamente 25 años se uno de los más poderosos, di-- fundidos y prometedores para muchos problemas de la ingenie-- ría que pueden expresarse por medio de las ecuaciones dife-- renciales y cuyo cálculo directo resultaría dificultoso y -- tardado. El método ha recibido todavía un más fuerte impulso con el advenimiento de los computadores electrónicos, que -- han hecho sumamente fácil y rápido el cálculo numérico sus-- ceptible de sistematización. El método de relajación determi-- na el valor de la función potencial en puntos de flujo, si-- tuado normalmente en las intersecciones de una retícula cua-- drada. La ecuación de Laplace se escribe como ecuación en di-- ferencias finitas y se puede demostrar que el valor de la ϕ / función potencial en un punto de la retícula es la media de-- los cuatro valores en los puntos más próximos. Cerca del con-- torno se requieren fórmulas especiales. Con valores conoci-- dos en los contornos, cada punto de la retícula se calcula -- basándose en los valores se mejoran repitiendo el procedi-- miento hasta que las variaciones están dentro de la exactitud deseada. Este método es conveniente cuando la solución es me-- diamentecomputadores digitales de alta velocidad.

METODO GRAFICO./

Debido a que generalmete es muy complicado tener la solución analítica de la ecuación de Laplace para un problema de flu-- jo, en la práctica se procede a resolverla gráficamente me--

diante el trazo de la red de flujo, es decir, el conjunto de líneas de corriente o tubos y equipotenciales ortogonales entre sí y que satisfacen las condiciones de frontera.

Considérese un rectángulo curvilíneo de una red de flujo comprendido entre líneas equipotenciales y de flujo como se muestra en la figura siguiente. Si el gasto que pasa a través del elemento es constante (régimen establecido) se tendrá:

$$q_1 = q_2$$

Siendo q_1 y q_2 el gasto de las secciones 1 y 2 respectivamente según Darcy.

$q_1 = K i_1 a_1$ donde $i_1 = \Delta h_1 / L_1$ siendo Δh_1 la pérdida de energía entre las equipotenciales.

$$q_1 = K a_1 \frac{\Delta h_1}{L_1}$$

$$q_2 = K a_2 \frac{\Delta h_2}{L_2} \quad \text{Sustituyendo } q_1 \text{ y } q_2 \quad \frac{a_1 \Delta h_1}{L_1} = \frac{a_2 \Delta h_2}{L_2}$$

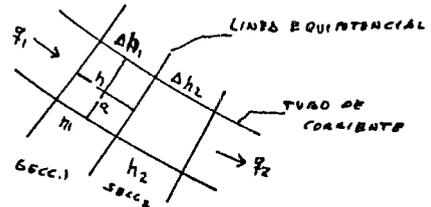
Puesto que K es constante por ser el material homogéneo, y siendo $\Delta h_1 = \Delta h_2$ condición de que la pérdida de energía sea la misma de una equipotencial a otra obtenemos la siguiente igualdad-

$$a_1 / L_1 = a_2 / L_2$$

Esta relación por comodidad generalmente se elige i igual a la unidad para poder verificar si la red está bien trazada ya que estará constituida por una serie de cuadros.

El trazo de una red de flujo no confinado se efectúa en la práctica como a continuación se describe:

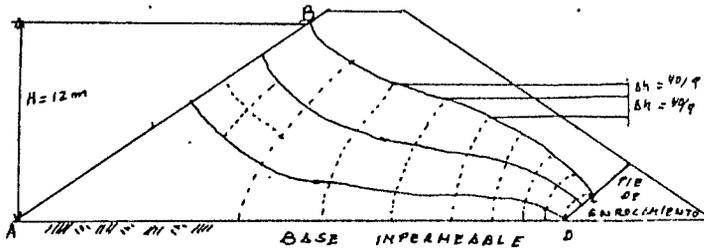
- 1).- Se traza la línea de corriente superior cuya trayectoria se supone con base en lo visto anteriormente.
- 2).- Se divide la carga H en un número dado de partes iguales.
- 3).- Se trazan líneas horizontales a partir de las divisiones de carga, hasta interceptar la línea de corriente superior.
- 4).- A partir de tales puntos de intercepción, trazan las líneas equipotenciales normales a las líneas de satura-



ción.

- 5).- Se trazan las líneas de flujo perpendiculares a las equipotenciales normales a las líneas de saturación.
- 6).- En caso de que no sea posible obtener cuadros en toda la red, se procede a aumentar o disminuir el número de divisiones de la carga H y a trazar las redes de flujo a cada nueva alternativa.
- 7).- Si aún siguiendo la secuela anterior, no es posible obtener cuadros en una de las redes, se procede a cambiar la forma de la línea de corriente superior propuesta originalmente.
- 8).- Con la nueva línea de corriente superior se repiten los pasos del dos al seis, hasta obtener dos familias de curvas ortogonales que forman cuadros en toda la red.

Obtenida la red de flujo de una cortina de tierra o talud se puede proceder al cálculo del gasto que infiltra, a través de ella, a la evaluación de las fuerzas de filtración y a la revisión del factor de seguridad contra tubificación como se verá en el siguiente capítulo de aplicaciones.-



fig, 14

RED DE FLUJO DE UNA SECCION HOMOGENEA CON FILTRO/

Los filtros, debido a la función que desempeñan dentro de las estructuras térricas de las obras hidráulicas tiene que llenar ciertos requisitos para lograr su fin y adecuado funcionamiento.

10. Deben permitir el paso libre del agua que fluye a través del suelo erosionable que protege: el filtro por otra parte, las aberturas que deja, deben ser tan pequeñas - que impida que las partículas se suelten a través de él. Estas funciones son contradictorias con relación a la granulometría del filtro, ya que por un lado se exige que el diámetro de los poros del filtro sean suficientemente grandes para permitir el paso libre del agua y por otro, que dichos poros sean reducidos, para impedir el paso de las partículas del material que protege.

Hasta el momento se sigue utilizando el criterio - establecido por TERZAGHI y CASAGRANDE quienes sugirieron los siguientes criterios para el diseño del filtro.

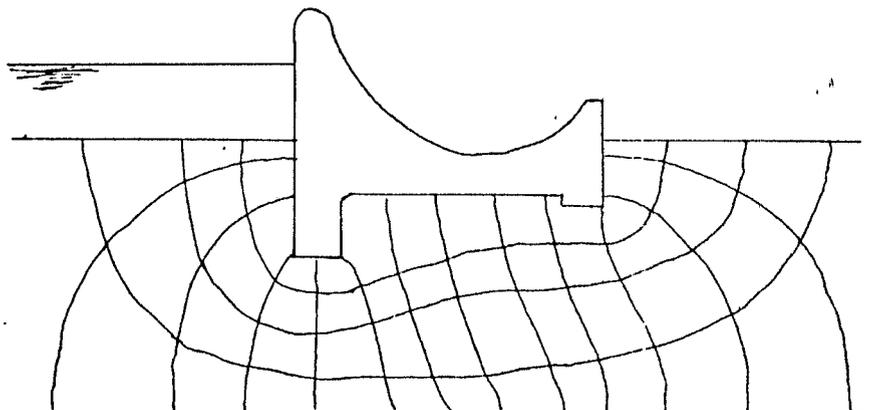
- (1) $\frac{D_{15} \text{ del filtro}}{D_{15} \text{ del mat. base}} = 5 \text{ a } 40$
- (2) $\frac{D_{15} \text{ del filtro}}{D_{85} \text{ del mat. base}} = 5 \text{ o menos}$
- (3) $\frac{D_{15} \text{ del filtro}}{\text{m}^\circ \text{xima abertura del tubo de drenaje}} = 2 \text{ o menos}$

(4) La curva granulométrica del filtro debe ser aproximadamente paralela a la del material base.

El material del filtro debe ser de buena gradulación - y contener menos del 5% de finos, o sea del material que pasa la malla No. 200; las anteriores especificaciones, garantizan que la permeabilidad del filtro sea por lo menos 100 - veces mayor que la permeabilidad del material protegido, con lo cual se permite un escurrimiento libre a través del filtro, por otra parte garantizan que las partículas del material protegido sean retenidas por el filtro, sin originar taponamientos. Una buena graduación del filtro, garantiza que las partículas finas del filtro sean retenidas por las partículas mayores del mismo.

Es evidente que para llenar los anteriores requisitos resulta onerosa su construcción debido a que no siempre se encuentra en las cercanías de la obra, materiales con la granulometría requerida para cumplir con las funciones del filtro; para lograr las granulometrías deseadas, en ocasiones es necesario triturar el material; y es necesario realizar análisis adecuados para definir el factor de seguridad, y en-

la experiencia, se podrán modificar las especificaciones requeridas para el filtro. En el factor de seguridad, se toman/ en consideración; la granulometría la plasticidad y la resistencia al esfuerzo cortante del material protegido; por lo tanto, en determinadas condiciones que en la práctica se tienen, el factor de seguridad contra tubificación debe ser mayor de tres y se puede tolerar desviaciones en cuanto a la graduación, tomando en consideración mayores espesores del filtro. La figura anterior es un ejemplo de filtros para proteger el corazón impermeable de una cortina.



RED DE FLUJO DE UNA CIMENTACION.
Fig. 15.

APLICACION DE LAS REDES DE FLUJO/

GASTOS DE FILTRACION.- De la ecuación:

$$a_1 / L_1 = a_2 / L_2 = q / KA_h.$$

Es fácil ver que, si en toda red, trazada de acuerdo con las normas establecidas del conocimiento gráfico se cumple la condición de que la relación a / L sea constante, la relación q / KA_h permanece también constante para cualquier tubo de corriente. Puesto que K y A_h mantienen el mis-

mo valor para cualquier cuadro de la red, se concluye que, en todos los tubos de corriente escurre el mismo gasto. Es decir:

$$Q = qn_t \dots \dots \dots (1)$$

En la que n_t es el número de tubos de corriente trazados en la red del flujo. Si:

$$q = K \frac{a}{L} Ah$$

Llamando h a la pérdida total de carga y n_e al número de caídas equipotenciales:

$$Ah = \frac{h}{n_e} \dots \dots \dots (2)$$

Sustituyendo esta expresión en la ecuación anterior y en la (1), y recordando que $a / L = 1$,

$$Q = Kh \frac{n_t}{n_e}$$

Determinación de la presión de poro. Basándose en la ecuación $h = h_p + Z$ se puede calcular en valor de la presión de poro en cualquier punto dentro de una red de flujo.

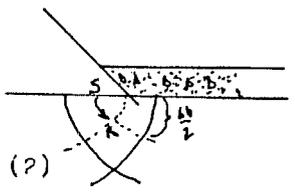
Valuación del gradiente hidráulico. El valor del gradiente hidráulico medio en un punto S, a la salida de las filtraciones en la cimentación de una presa puede estimarse aproximadamente la distancia l a la mitad del cuadro. La diferencia de potencial entre los puntos R y S vale:

$$\frac{Ah}{2}$$

Por lo que el gradiente medio vale:

$$i_s = \frac{Ah}{2/l}$$

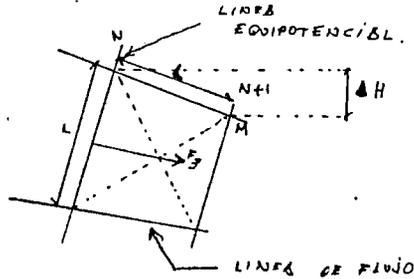
al valor de Ah lo obtenemos de la fórmula (?)



CALCULO DE LAS FUERZAS DE FILTRACION./

El flujo de agua a través de las cortinas de presas o en taludes en general, genera fuerzas hidrodinámicas (fuerza de filtración), que incrementan las fuerzas que tienden a provocar las fallas o deslizamientos de las estructuras térrreas. El omitir la influencia de estas fuerzas en los análisis de estabilidad, ha sido motivo en varios casos, de que estas estructuras térrreas hayan fallado.

Con objeto de visualizar y valorar las fuerzas de filtración, se hará referencia en lo que sigue al cuadro de una red de flujo que se muestra en la siguiente figura:



Figs. 16

La presión hidrodinámica que ejerce el agua sobre las partículas de suelo en el segmento de longitud L vale:

$$P = Ah \gamma w$$

Ya que la pérdida de carga del agua Ah, se transmite por viscosidad al suelo, al fluir el agua de la equipotencial N a la N + 1.

Por lo tanto, si se considera en el cuadro analizado una profundidad unitaria respecto al plano del papel en este estará actuando una fuerza hidrodinámica o fuerza de filtración cuyo valor es:

$$F = Ah \gamma w L$$

Expresando esta fuerza por unidad de volumen se tendrá que:

$$f = \frac{F}{V} = \frac{Ah \gamma w L}{L \times L \times 1} = \frac{Ah}{L} \gamma w = i \gamma w$$

Con la expresión anterior se puede calcular el valor de la fuerza de filtración en cualquier cuadro de la red de flujo, multiplicando simplemente dicha expresión por el volumen del cuadro analizado, a continuación se indica:

$$F = i \gamma w L^2 \times 1 = L Ah \gamma w$$

En donde L es la longitud media del cuadro i y γw magnitudes conocidas.

El punto de aplicación de ésta fuerza será en el centro del cuadro y su dirección tangente a la línea de co-

riente que pasa por dicho punto. .

Para ilustrar el cálculo de las fuerzas de filtración en un tubo veremos el siguiente ejemplo:

$$\begin{aligned}
 H &= 18 \text{ m.} \\
 n_2 &= 6 \\
 L. \text{ media del tubo} &= 22 \text{ m.} \\
 Ah &= H / n_e = 18 / 6 = 3 \\
 F_f &= 22 \times 3 = 66 \text{ T}
 \end{aligned}$$

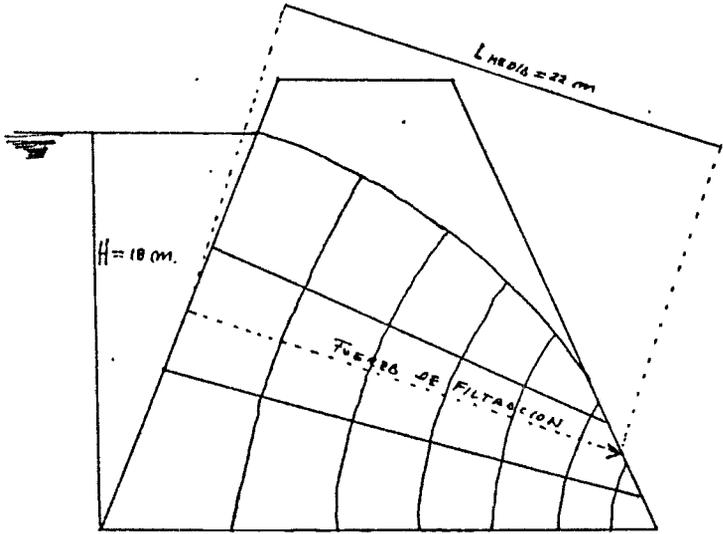


fig. 17

La influencia de las fuerzas de filtración en la estabilidad de un talud analizado por el método sueco, se obtiene sumando el momento de las fuerzas motoras, el momento de la resultante de las fuerzas de filtración que afectan al círculo estudiado.

En la siguiente figura se indican las longitudes medias de los tubos de corriente que se deben considerar para el cálculo de las fuerzas de filtración. Se observa que esta longitud es la comprendida entre la superficie de la falla supuesta y el talud aguas abajo. La resultante de las fuerzas de filtración que actúan en cada tubo, se obtienen

mediante una suma vectorial, empleando un polígono dinámico para hallar su magnitud, dirección y un polígono funicular para definir su punto de aplicación.

La resultante así obtenida se desplaza a lo largo de su dirección y se considera aplicada en la superficie de falla supuesta, como se muestra en la figura.

Obtenida la resultante de las fuerzas de filtración y su punto de aplicación, se descompone ésta en dos fuerzas, una normal y otra tangencial al círculo de falla. Agregando éstas fuerzas al cálculo usual de estabilidad de un talud se obtiene el factor de seguridad considerando fuerzas de filtración, mediante la siguiente expresión.

$$FS = \frac{\sum (C + \sum FN \cdot \text{Tag. } \theta) LR}{(\sum T + F_{FT}) R}$$

En donde: F_{FT} es la componente tangencial de las fuerzas de filtración.

Ejemplo del gasto de filtración a través de la cimentación de la figura 15.

Teniendo una carga hidráulica total $H = 10$ mts., -- un coeficiente de permeabilidad $K = 0.5 \times 10^{-6}$ cm/seg. y de acuerdo con la red de flujo que hemos trazado tenemos 3.5 tubos de corriente y 12 caídas equipotenciales por consiguiente al gasto será:

$$q = K \frac{N_t}{N_e} H \times 1 \text{ mt.}$$

$$q = 0.5 \times 10^{-6} \frac{3.5}{12} (1000) (100) =$$

$$q = 0.5 \times 10^{-6} \times 0.282 \times 10^5$$

$q = 0.141 \times 10^{-1}$ cm³/seg., este es el gasto unitario, el gasto total lo obtendremos al multiplicarlo por toda su longitud, siendo ésta $L = 250$ mts.

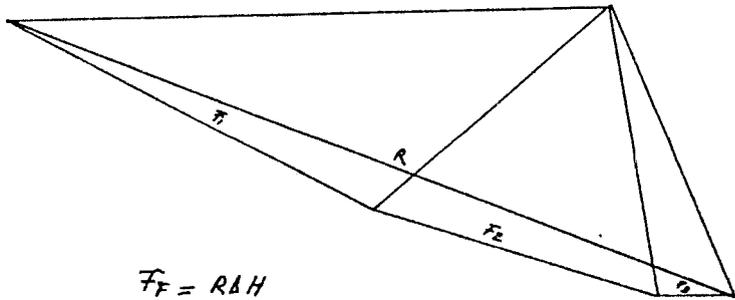
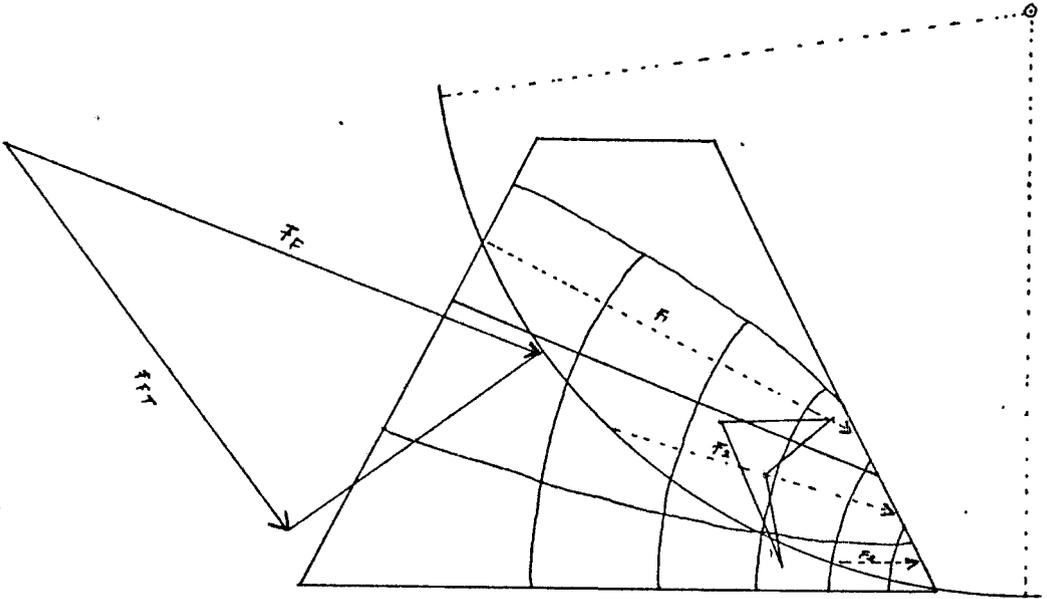
$$Q = 0.141 \times 10^{-1} \times 250 \times 10^2$$

$$Q = 1.41 \times 250$$

$$Q = 352.5 \text{ cm}^3 / \text{seg.}$$

$$Q = 0.353 \text{ lts.} / \text{seg.}$$

FACTOR DE SEGURIDAD CONTRA FILTRACION./



$$F_F = R \Delta H$$

El fenómeno de la tubificación en cortinas de tierra y taludes, consisten básicamente en la eroción interna del suelo provocada por el flujo de agua a través del mismo.

El flujo de agua produce, como se vió en el inciso anterior, fuerzas de filtración de origen hidrodinámico entre las partículas de suelo que tienden a desplazarlas; si las fuerzas de filtración son mayores que la resistencia al corte entre las partículas, caso de suelos cohesivos, se producen desprendimientos de partículas que son transportadas por el flujo hacia aguas abajo.

La tubificación de un talud, comienza en la superficie, progresando hacia aguas arriba y ampliando el diámetro de los conductos producidos por ella, llegando a producir verdaderos túneles dentro de la masa de suelo, que puede originar la falla de presas de tierra y taludes.

Se acostumbra aceptar un factor de seguridad contra la tubificación mayor de 3, cuando se tiene un factor de seguridad menor se recomienda generalmente instalar filtros en el resplado del talud para disminuir el riesgo de que se presente tubificación.

EJEMPLO:

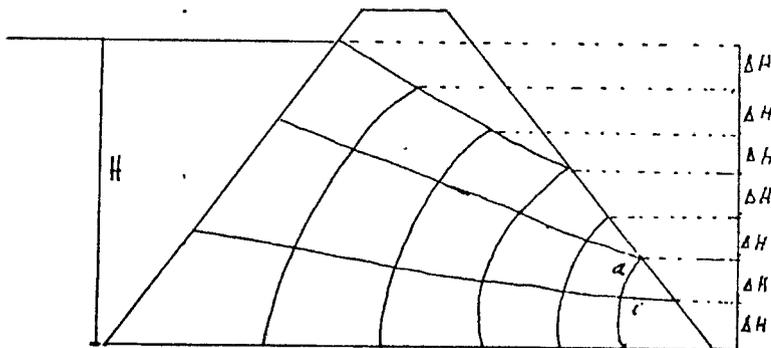


fig. 19

$$F_{ST} = \frac{CL}{F_f + T} \quad \text{mínimo aceptable 3}$$

$$AH = \frac{H}{n_e}$$

C = Cohesión del material.

L = Longitud de la cuña por desprender.

F_f = Fuerza de filtración.

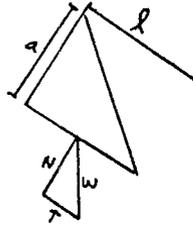
H = Carga de agua.

n_e = Número de caídas de potencial.

$$F_f = \gamma_w i \frac{a}{2}$$

$$i = \frac{AH}{L}$$

$$w = \gamma A.$$



3 & & & &

CAPITULO. V

*OBTENCION DE LOS
PARAMETROS DE
RESISTENCIA EN
EL LABORATORIO.*

Estudios de Mecánica de Suelos. Los estudios de mecánica de suelos para el tipo de estructuras que nos ocupa, consisten en determinar las propiedades índice y mecánicas de los materiales que se tengan para la construcción de la cortina, del diseño de los taludes de la misma; así como el conocimiento real de las propiedades mecánicas de los materiales de la cimentación, y poder definir los procedimientos de construcción para el mejor empleo de los materiales con que se cuenta.

Estudio de los materiales para la construcción de terraplenos,.- Los materiales susceptibles de utilizarse en la construcción de cortinas de tierra, se ensayan según programas de estudio encaminados a utilizar los suelos más cercanos a la obra, se puede apreciar observando la variación de los pesos volumétricos de los distintos materiales impermeables, que abarca un rango muy grande que va de 1300 a 2000 kg/m^3 y contenidos de humedad del 9% al 34%. Igualmente ocurre con la plasticidad, ya que se han utilizado materiales con un índice de plasticidad que varía de bajo a alto. Desde luego que predominan los materiales considerados como suelos de primera categoría para la construcción de pantallas impermeables, pero también hay algunas de las llamadas "peligrosas". El valor de la plasticidad que se reporta de cada obra corresponde a la fracción de partículas que pasan las mallas # 40; el porcentaje de ésta fracción, en la composición granulométrica de los materiales, varía del 15% a 80%. Analizando lo anterior, se puede ver con relación a los materiales para construcción de pantallas impermeables de cortinas de presas de tierra, todos son utilizables.

Lo anterior es válido siempre y cuando los materia-

les sean estudiados ampliamente, y distribuidos dentro de la cortina adecuada.

Hasta hace relativamente poco, en México el diseño de las cortinas de tierra se llevaba a efecto guiándose exclusivamente por la experiencia que se tenía en obras anteriores; actualmente, debido al desarrollo de la mecánica de suelos, la construcción de cortinas de tierra se realiza haciendo exhaustivos análisis de todos los materiales que se tienen disponibles, sin olvidar desde luego, la experiencia de obras anteriores. El estudio de una obra no termina al definir las propiedades mecánicas e índice, ni al diseñar una estructura estable, sino que se continúa a través de los datos que se obtienen a partir del comportamiento observado -- por medio de los instrumentos que en la actualidad se instalan en todas las estructuras del tierra.

Estudio de los materiales para construcción.-- Es usual que la localización de préstamos de materiales para la construcción de cortinas, se inicie con un recorrido por lugares cercanos al sitio de la obra, con objeto de localizar de manera preliminar los materiales idóneos para cada zona de la cortina, los cuales deberán tener diferentes características según el tipo de cimentación que se tenga en cada caso.

Una vez que el material localizado preliminarmente reúna las características necesarias para el proyecto, se inicia el estudio de los bancos de préstamo, comprendiendo los siguientes aspectos: su localización, el muestreo y la cuantificación del volumen. Los préstamos de materiales elegidos para la construcción de la cortina son localizados generalmente aguas abajo de la misma, con el fin de que al explotarlos no se llegue a quitar la capa impermeable que cubre el vaso de la cortina. Igualmente su localización se hará en las cercanías del sitio de la obra, pero nunca al extremo de tenerlo pegado a los trazos de la cortina. En cuanto a los materiales para los respaldos de la cortina, integrados por grava y arena, se localizan en el cauce del río -- en donde se forman plavones o vegas de materiales excelentes para la construcción de dicha zona de la cortina; material de enrocamiento que se utiliza para proteger los materiales -- de respaldo, también se localizan en las cercanías de la-

obra. Todos los bancos de préstamo con el eje probable de la cortina, y una vez explorados, se determina el volumen aproximado.

Muestreo. - Una vez que se han localizado los bancos de préstamo se procede a explorarlos por medio de pozos a cielo abierto, de los cuales se obtiene muestras para su estudio y además en ellos se ve la profundidad de ataque de los préstamos. Cuando se han muestreado y estudiado los bancos; con los resultados se hace una elección de zonas, de acuerdo con cada tipo de material para la colocación de cada uno en el cuerpo de la cortina. De los bancos de material impermeable que se hayan visto susceptibles de utilizarse, se toman muestras del tipo integral a razón de una por cada $10,000 \text{ m}^3$ del volumen total estimado para la cortina. Se toman muestras con cantidad suficiente para efectuarse todas las pruebas en el laboratorio; éstas serán empacadas y enviadas al laboratorio debidamente identificadas. Esto es muy importante debido a que en ocasiones por una mala identificación, llegan a confundirse los diferentes bancos de préstamo y por ende se cometen errores en cuanto a las posibilidades de utilizarse. Asimismo es importante que en la relación de las muestras que se envíen al laboratorio, se especifique el espesor de la capa vegetal, el espesor muestreado, y la profundidad explotable; y de ser posible, reportar la humedad natural del banco para ver si es necesario drenar o agregar agua para dar la humedad necesaria, antes de su explotación y colocación en la cortina.

Finalmente, es muy importante efectuar una cuantificación de los bancos de préstamo de material impermeable de grava y arena o de roca, dejando siempre un margen de seguridad para poder garantizar el volumen necesario para la construcción de la cortina.

Otro aspecto muy importante de exploración y muestreo es el correspondiente a los materiales que integran la cimentación de una estructura de cualquier tipo; en lo que corresponde a la cimentación de una estructura térrea, se tienen criterios básicos que deben tomarse en consideración y cumplirse para lograr una exploración y un muestreo adecuado, teniendo en cuenta que el objetivo del muestreo en determi-

nar los parámetros de resistencia al esfuerzo cortante de los materiales que se encuentran en la cimentación, ya sea para determinar su capacidad de carga, su módulo de deformabilidad o también para el caso de excavaciones, diseñar los taludes correctos. Otro aspecto importante, es el que corresponde a la permeabilidad que tienen los materiales de la cimentación para ver las posibilidades de filtración a través de ella, y así dar el tratamiento adecuado a los materiales estudiados. Por último, se deben muestrear los materiales de la cimentación con objeto de determinar la compresibilidad, para así prever los asentamientos diferenciales que pueden ocurrir en la cortina, asentamientos que pueden provocar a grietamientos en la zona de material impermeable, originando fallas muy peligrosas cuando se tratan de grietas transversales. Estudiar la deformabilidad de estos materiales es de importancia para el mejoramiento de la geometría de la boquilla, hasta donde sea económico.

En ocasiones se deben tender los laderas en el sitio de los empotramientos ya sea porque sean materiales inestables o bien porque la geometría cauce movimientos diferenciales fuertes a la largo de la cortina. Las muestras recuperadas en estos sitios. También deben ser identificadas como se anotó en el caso de los materiales de los préstamos.

Para materiales de construcción de estructuras de tierra, las muestras inalteradas corresponden a materiales provenientes de la cimentación; y las muestras integrales o alteradas son aquellas que representan los diferentes bancos de préstamo destinados a la construcción de las estructuras térreas., como ya se ha dicho indistintamente que las muestras sean de la cimentación o de la estructura, se estudian con el objeto de determinar su comportamiento de esfuerzo de formación, de compresibilidad a través del tiempo, y de permeabilidad, todos los materiales al llegar al laboratorio son clasificados de manera preliminar con objeto de elaborar un programa de pruebas a realizar de acuerdo con la utilidad del mismo, de tal manera se separan porciones de la muestra para realizar todas las pruebas y el material sobrante se guarda en el almacén. Para el caso de muestras inalteradas una vez que se han clasificado preliminarmente, se le determina su peso volúmetrico y su densidad de sólidos con lo cual-

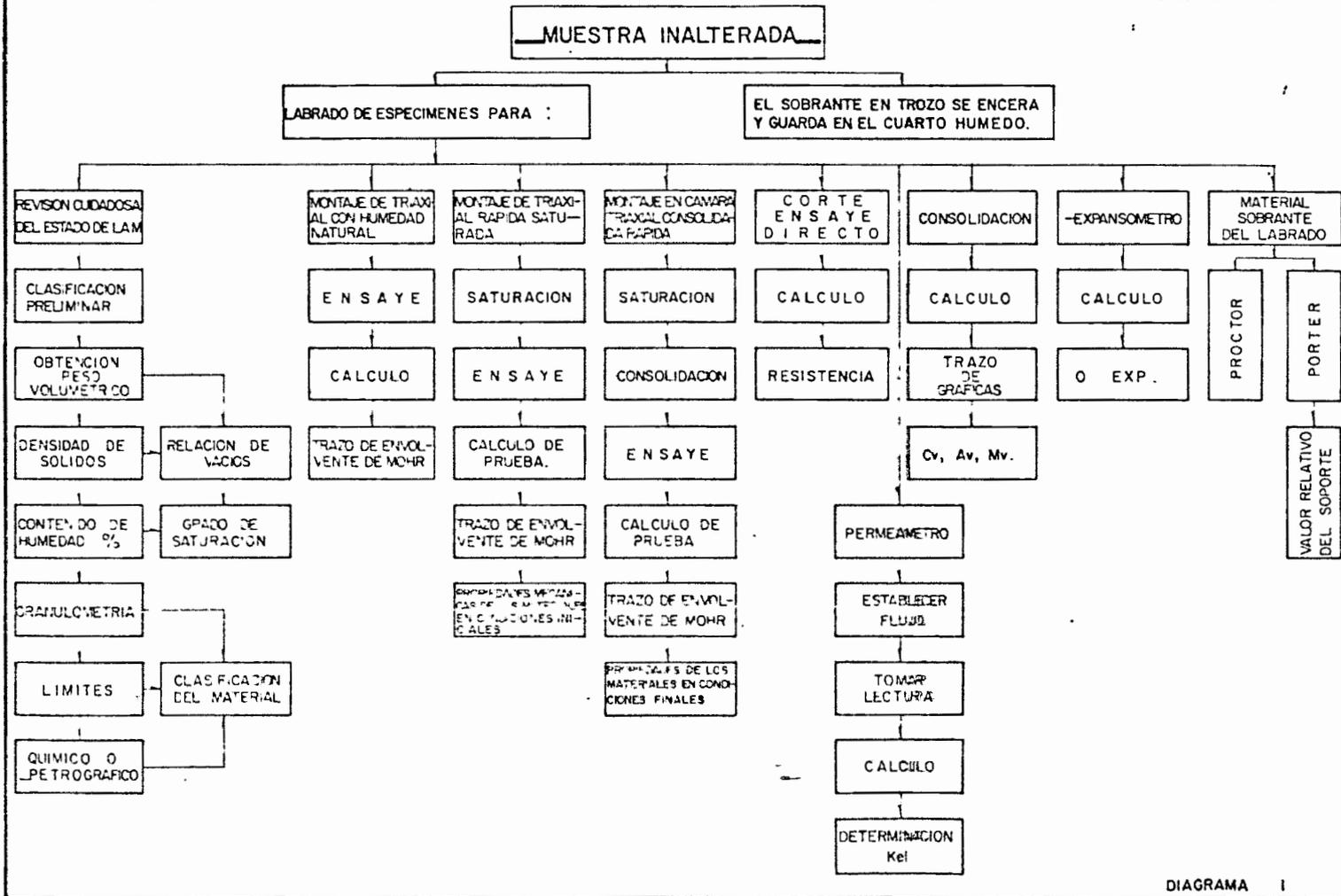
puede definirse la relación de vacíos del suelo; que involucrando el contenido de humedad natural, puede definirse el grado de saturación del mismo.

Con los materiales producto del labrado de los especímenes, se determina la granulometría y los límites de consistencia y se mandan materiales al Laboratorio Químico y al Petrográfico, con lo cual se tiene ya la clasificación definitiva del material. Para determinar los parámetros de resistencia al esfuerzo cortante de los materiales, se efectúan pruebas triaxiales del tipo rápido para obtener el ángulo de fricción, la cohesión y los pesos volumétricos que deberán utilizarse en las condiciones normales de trabajo; una porción de la muestra es destinada a determinar la permeabilidad del material, por medio del permeámetro de carga constante, cuando se trata de materiales permeables; y en el caso de impermeables, se realiza en permeámetros de carga variables, de esta manera se obtiene el coeficiente de permeabilidad y cuando el caso lo requiere se define el gradiente crítico.

La prueba de consolidación actualmente se realiza en consolidómetros de anillo fijo o flotante, de acuerdo con el tipo de material, con los resultados de ésta prueba se determinan los coeficientes de compresibilidad que son utilizados en el cálculo de asentamientos que sufren las cimentaciones bajo la carga de las estructuras, actualmente también se estudia la expansión de los materiales sobre todo cuando se tienen estructuras ligeras que no son capaces de contrarrestar la expansibilidad de determinados suelos, esta prueba se realiza en los mismos consolidómetros y se determina la presión de expansión y la deformabilidad lineal y volumétrica, que experimentan los suelos por dicho efecto, también se tiene para el caso de caminos la prueba de compactación proctor o Portor dependiendo de la granulometría del material, y finalmente se efectúa la prueba de valor relativo de sonorte, con objeto de tener los parámetros necesarios en el diseño de los revestimientos de caminos; una secuencia de todas las pruebas que se efectúan en el laboratorio se muestra en el diagrama 1.

Para las muestras alteradas del tipo integral que generalmente se utilizan en el estudio de materiales de ---

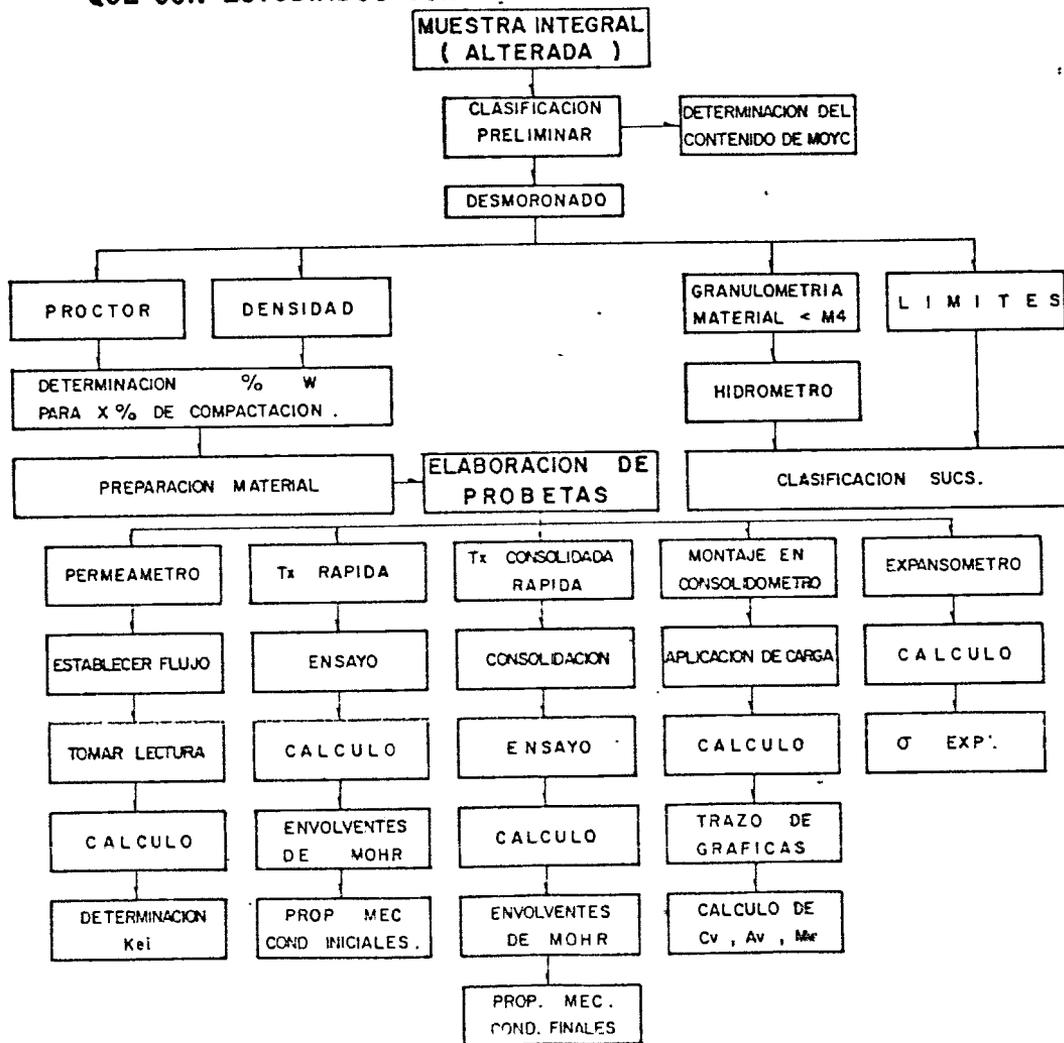
PRUEBAS NECESARIAS PARA CLASIFICAR LOS SUELOS Y DETERMINAR LAS PROPIEDADES MECANICAS DE LOS MATERIALES CON MUESTREO INALTERADO PROCEDENTE DE CIMENTACIONES O ESTRUCTURAS DE TIERRA



construcción de cortinas de tierra, se sigue más o menos el proceso que se indica en el diagrama 2, cuando llegan las muestras se hace su clasificación preliminar y se determina de inmediato el contenido de humedad, de materia orgánica y de carbonatos; como los materiales proceden de bancos de préstamo sufren secado por el tiempo -- que dura su transformación, se forman grumos que es necesario desintegrar para efectuar las pruebas de granulometría y los límites de consistencia, con los valores anteriores se tiene la clasificación según el sistema unificados de suelos. De la misma manera se efectúan las pruebas de compactación proctor y la densidad para determinar el porcentaje de compactación que se dará a los materiales de acuerdo con las necesidades de la estructura. Por medio de los valores anteriores, se prepara el material para elaborar las probetas con el porcentaje de compactación y el grado de saturación a que trabajarán en la estructura, los especímenes hechos se ensayarán en pruebas de permeabilidad, de la prueba de compresión triaxial del tipo rápido consolidado y de consolidación unidimensional con los resultados obtenidos, con los cuales se definen los parámetros necesarios para efectuar el diseño de cualquier estructura térrea, incluyendo la cimentación.

En el diagrama 2 se presenta una secuencia de las pruebas y de los parámetros que se obtienen en cada una de ellas. Del cuidado que se tenga al tomar las muestras inalteradas o alteradas en el campo, así como la elaboración de las probetas para los diferentes tipos de pruebas que se hagan en el laboratorio, dependerá hasta cierto punto que los parámetros que se determinen, se acerquen en algo a los que tienen los materiales en la cimentación y los que tendrán en la estructura térrea, lo anterior es un aspecto importante en el que debe utilizarse el criterio para así poder dar el valor que realmente tienen los resultados de las pruebas con relación a lo que se trata de representar de los materiales en la naturaleza.

PRUEBAS PARA CLASIFICAR Y DETERMINAR LAS PROPIEDADES MECANICAS DE LOS MATERIALES QUE SON ESTUDIADOS CON FINES DE CONSTRUIR TERRAPLENES



PRUEBAS DE COMPRESION TRIAXIAL DE RESISTENCIA AL ES
FUERZO CORTANTE.

Las pruebas de compresión triaxial son mucho más refinadas que las de corte directo y en la actualidad son, con mucho, las más usadas en cualquier laboratorio para determinar las características de esfuerzos de deformación y de resistencia de los suelos.

PRUEBA LENTA. (SIMBOLO L). PRUEBA CON CONSOLIDACION Y
CON DRENAJE.

La característica fundamental de la prueba es que los esfuerzos aplicados al espécimen son efectivos. Primeramente se sujeta al suelo a una presión hidrostática (σ_2), teniendo abierta la válvula de comunicación con la bureta y dejando transcurrir el tiempo necesario para que haya completa consolidación bajo la presión actuante. Cuando el equilibrio estático interno se haya restablecido, todas las fuerzas exteriores estarán actuando sobre la fase sólida del suelo; es decir, producen esfuerzos efectivos, en tanto que los esfuerzos neutrales en el agua corresponden a la condición hidrostática. La muestra es llevada a la falla a continuación aplicando la carga axial en pequeños incrementos, cada uno de los cuales se mantiene el tiempo necesario para que la presión en el agua, en exceso de la hidrostática, se reduzca a cero.

PRUEBA RAPIDA-CONSOLIDADA. (SIMBOLO R). PRUEBA CON
CONSOLIDACION Y SIN DRENAJE.

En este tipo de prueba, el espécimen se consolida primeramente bajo la presión hidrostática σ_2 , como en la primera etapa de la prueba lenta; así, el esfuerzo σ_2 llega a ser efectivo ($\bar{\sigma}_2$), actuando sobre la fase sólida del suelo. En seguida, la muestra es llevada a la falla por un rápido incremento de la carga axial, de manera que no se permita cambio de volumen. El hecho esencial de este tipo de prueba es el no permitir ninguna consolidación adicional durante el periodo de falla, de aplicación de la carga axial. Esto se logra fácilmente--

en una cámara de compresión triaxial cerrando la válvula de salida de las piedras porosas a la bureta; una vez hecho esto, el requisito es cumplido independientemente de la velocidad de aplicación de la carga axial; sin embargo, parece no existir duda de que esa velocidad influye en la resistencia del suelo, aun con drenaje totalmente restringido.

En la segunda etapa de una prueba rápida-consolidada podría pensarse que todo el esfuerzo desviador -- fuera tomado por el agua de los vacíos del suelo en forma de presión neutral; ello no ocurre así y se sabe que parte de esa presión axial es tomada por la fase sólida del suelo, sin que, hasta la fecha, se hayan dilucidado por completo ni la distribución de esfuerzos, ni las razones que la gobiernan. De hecho no hay ninguna razón en principio para que el esfuerzo desviador sea íntegramente tomado por el agua en forma de presión neutral; si la muestra estuviese lateralmente confinada, como en el caso de una prueba de consolidación, sí ocurriría esa distribución simple del esfuerzo vertical, pero en una prueba triaxial la muestra puede deformarse lateralmente y, por lo tanto, su estructura toma esfuerzos cortantes desde un principio.

PRUEBA RAPIDA. (SIMBOLO R). PRUEBA SIN CONSOLIDACION Y SIN DRENAJE.

En este tipo de prueba no se permite en ninguna etapa consolidación de la muestra. La válvula de comunicación entre el espécimen y la bureta permanece siempre cerrada impidiendo el drenaje. En primer lugar se aplica al espécimen una presión hidrostática y, de inmediato, se hace fallar al suelo con la aplicación rápida de la carga axial. Los esfuerzos efectivos en esta prueba no se conocen bien, ni tampoco su distribución, en ningún momento, sea anterior o durante la aplicación de la carga axial.

APLICACION DE LOS RESULTADOS DE LAS PRUEBAS DE
COMPRESION TRIAXIAL A LOS PROBLEMAS PRACTICOS

· Cuando el ingeniero necesita conocer con vistas a la obtención de datos para un diseño en la práctica, -- las características esfuerzo-determinación y resistencia- de un suelo dado, recurre por lo general a las pruebas de compresión triaxial. De inmediato surge entonces la pre-- gunta de cuál o cuáles de esas pruebas ha de realizar pa-- ra el problema en cuestión y qué interpretación ha de dar a los resultados obtenidos.

En el momento presente existen dos criterios -- para la determinación práctica de la resistencia al es--- fuerzo cortante de los suelos--.

a) EL CRITERIO DE LOS ESFUERZOS EFECTIVOS.

En este criterio se razona pensando que es es-- te tipo de esfuerzos al que realmente define la resis-- tencia al esfuerzo cortante del suelo. Conocido el esfuerzo-- efectivo que actuará entre las partículas del suelo en un cierto punto de la masa, bastará multiplicar este valor -- por la tangente del ángulo de fricción interna obtenido -- en prueba lenta (línea L), para obtener la verdadera re-- sistencia al esfuerzo cortante de que dispone el suelo en tal punto. Ese criterio presenta pocas dificultades de ín-- dole teórica para su comprensión; es el que lógicamente -- se desprende de todo lo que se ha venido estudiando en el cuerpo de este capítulo, en relación con la resistencia -- al esfuerzo cortante de los suelos. El criterio de los es-- fuerzos efectivos para interpretar la resistencia al es--- fuerzo cortante de los suelos a partir de los resultados-- de las pruebas triaxiales está someramente descrito en la fig. 5.

El primer requisito para la aplicación del méto-- do consisten en conocer la envolvente de resistencia del-- suelo obtenida en relación a los esfuerzos efectivos, tal como ejemplo, resulta de una serie de pruebas lentas, tra-- zando los círculos de falla de cada una y dibujando a par-- tir de ellos la línea L, tangente a todos (en general, la

línea L quedaría definida teóricamente con un círculo trazado en el intervalo normalmente consolidado, pero dadas las incorrecciones inherentes al trabajo de laboratorio, es recomendable obtener, por lo menos, dos o tres círculos de falla y trazar como línea L la recta que más se aproxima a la tangente común.

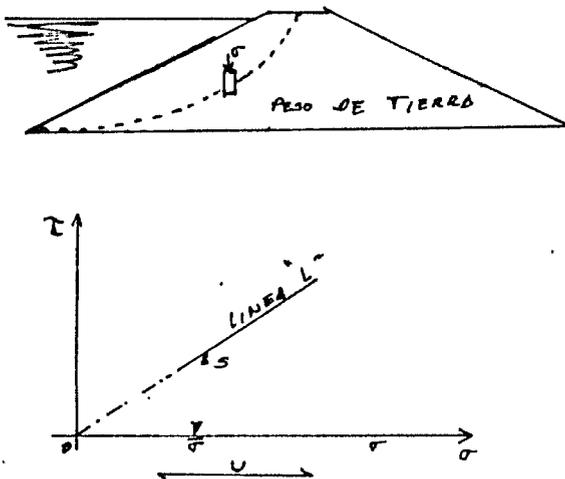


FIG. 5. Obtención de la resistencia al esfuerzo cortante del suelo, trabajando con esfuerzos efectivos.

En la presa de la figura se desea calcular la resistencia del suelo en el elemento mostrado para fines de estudio de la estabilidad del talud de aguas arriba. En la misma figura aparece la línea L que se supone ya obtenida. En lo que sigue se considera que el material que constituye la presa es saturado y normalmente consolidado, persiguiendo así fines didácticos. Si σ es la presión total sobre el elemento y u la presión neutra la estructura del suelo, será $\bar{\sigma} = \sigma - u$ y la resistencia del elemento será simplemente la ordenada de la línea L correspondiente a tal $\bar{\sigma}$.

El criterio anterior, aparentemente tan sencill-

llo, tiene serios inconvenientes prácticos aun en el momento presente. Entre éstos hay que mencionar los que emanan de la necesidad de obtener la línea L en el laboratorio, - para considerar posteriormente otros que surgen aún después de obtenida la línea, en etapas posteriores de la aplicación práctica del método.

Para obtener la línea L en el laboratorio podría hacerse pruebas lentas y aparentemente con ello se daría una solución simple y satisfactoria al problema. La realidad sin embargo no es tan halagüeña: las pruebas lentas -- son las más largas en duración y, por lo tanto, las más -- costosas, por lo que una solución basada exclusivamente en su realización no puede considerarse desprovista de dificultades prácticas. Independiente de esta razón económica y de tiempo de ejecución, las pruebas lentas presentan dificultades inherentes a su propia naturaleza, de las que -- se discutirán en lo que sigue únicamente dos. En primer lugar se tiene en el laboratorio un problema no del todo resuelto en lo relativo a la membrana impermeable que aísla los especímenes en las cámaras triaxiales; membranas muy -- delgadas, cuya rigidez no influye en el estado de esfuerzos del espécimen, dejan pasar al cabo del tiempo y cuando están en juego presiones relativamente elevadas, como sucede en las pruebas lentas, pequeñas cantidades de agua que bastan para introducir errores de consideración en los resultados; membranas suficientemente gruesas como para garantizar una completa impermeabilidad, influyen de un modo notable, por su mayor rigidez, en los resultados de las -- pruebas triaxiales. Este efecto es notable en las pruebas lentas, aunque es depreciable en otras pruebas triaxiales -- pues es las primeras el agua puede estar sujeta a presiones más grandes y los tiempos de exposición de la membrana a la propia agua son también mucho mayores. Una segunda dificultad práctica en la realización de las pruebas lentas de laboratorio, que pueden conducir a errores importantes -- en sus resultados emana del hecho de que, en la prueba lenta, el espécimen sufre deformaciones notablemente más grandes que en otras pruebas triaxiales, bajo presiones de más

tago también mayores; estas deformaciones tienden a hacer que el espécimen disminuya en longitud, y por así decirlo que aumente en diámetro, con la consecuencia de que se establece una restricción por fricción entre las bases del espécimen, en las que el suelo tiende a desplazarse lateralmente y las piedras porosas, que naturalmente permanecen fijas en relación a la tendencia anterior; esta restricción por fricción produce esfuerzos cortantes en las bases del espécimen que entonces dejan de ser planos principales, de manera que las presiona por el vástago tampoco son ya esfuerzos principales, con el consiguiente error en la interpretación de la prueba, por medio de la teoría de Mohr, que así los considera.

Se ve, pues, que la obtención de la línea L por medio de pruebas lentas, además de dilatada y costosa, -- pudiera no ofrecer en todos los casos particulares una garantía suficiente.

b) EL CRITERIO DE LOS ESFUERZOS TOTALES.

En este segundo modo de trabajar se utilizan directamente los esfuerzos totales usados en las pruebas triaxiales; es decir se hace uso de las envolventes B o R según el problema específico que se tenga. Puesto que cada una de estas pruebas de valores de resistencia muy diferentes para un mismo suelo, al variar las circunstancias a que estará sujeto éste durante las etapas que se consideran críticas en la vida de la obra, a fin de garantizar que la prueba que se hace refleje en forma suficientemente aproximada y conservadora a la realidad que se trata de representar en el laboratorio, será preciso que la prueba seleccionada para el caso refleje razonablemente las circunstancias de trabajo extremas a que el suelo estará sujeto en la realidad; en consecuencia es en este segundo método donde el ingeniero tiene que ser más cuidadoso y experimentado en la elección del tipo de prueba o pruebas a efectuar.

Si la estructura que se desea construir es un terraplén (fig. 6), por ejemplo para un camino o un bor--

do de protección y se quieren investigar las condiciones - del terreno que lo ha de soportar, debe tenerse en cuenta que el peso del terraplén inducirá un proceso de consolidación en el suelo, si éste es arcilloso y, por lo tanto, su resistencia al esfuerzo cortante tenderá a aumentar con el tiempo. Si el terraplén se construye rápidamente y el terreno arcilloso tiene drenaje difícil, el instante más crítico será el inicial de la vida de la obra, antes de que se produzca la consolidación del suelo; la prueba rápida-satisface ésta condición.

Si el suelo se consolida tan aprisa como avanza la construcción de la obra, la prueba lenta sería la correcta para la obtención de los datos de proyecto.

Por lo que respecta a la prueba rápida-consolidada ha de decirse que sus condiciones representan muy raramente a las del campo, de manera que una aplicación indiscriminada de ella puede ser causa de resultados erróneos y frecuentemente del lado de la inseguridad. Sin embargo, al estimar la resistencia en la superficie potencial de falla de una presa de tierra sujeta a vaciado rápido, se usa tal prueba.

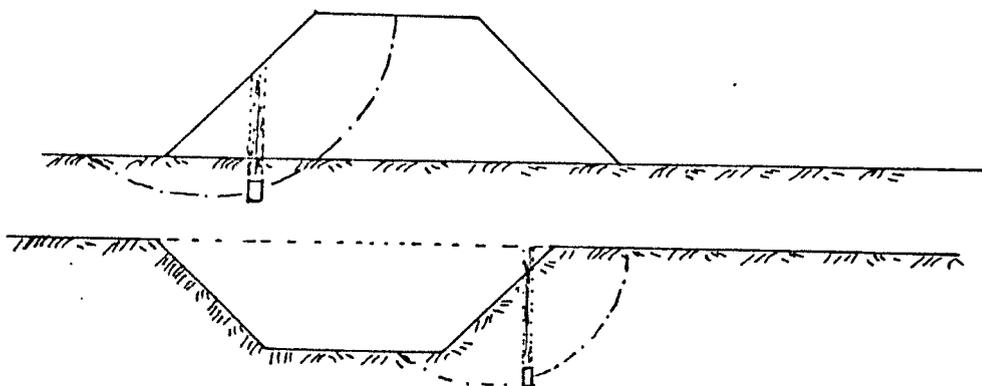


FIG. 6 Variación de la resistencia al esfuerzo cortante en un corte y un terraplén en el mismo suelo arcilloso.

PERMEABILIDAD

El flujo del agua a través de los suelos está --
regido por la ley de Darcy:

$$Q = kiA$$

donde

Q = Gasto que pasa a través de una muestra de sección transversal A

k = Coeficiente de permeabilidad

i = Gradiente hidráulico, o sea pérdida de carga hidráulica por unidad de longitud a lo largo de las líneas de flujo.

Esta expresión solo es válida si el flujo es laminar. El coeficiente de permeabilidad, k, no es una constante del material, sino que depende del tamaño y forma de las partículas que componen el suelo, de su relación de vacíos, forma y arreglos de los poros, del grado de saturación, contenido de materia orgánica, solubilidad de sus -- componentes y de las propiedades del agua, esencialmente -- de la viscosidad, la cual varía con la temperatura.

DETERMINACION DEL COEFICIENTE DE PERMEABILIDAD

La permeabilidad de un suelo se puede determinar directamente en el terreno, con pruebas de campo, ó bien -- en el laboratorio, utilizando muestras representativas alteradas ó inalteradas.

Los procedimientos empleados en el laboratorio -- para determinar el coeficiente de permeabilidad pueden dividirse en Directos e Indirectos.

PROCEDIMIENTOS DIRECTOS

Dos tipos de pruebas permiten determinar directamente el coeficiente de permeabilidad:

Prueba de permeabilidad de carga constante

Prueba de permeabilidad de carga variable

PROCEDIMIENTOS INDIRECTOS

Cálculo a partir de la granulometría solo se aplica a suelos gruesos, limpios de finos; los resultados son -- muy poco precisos.

El tipo de prueba que se utiliza es la de permeabilidad por capilaridad horizontal.

PRUEBAS DE CAMPO PARA LA DETERMINACION DE LAS PROPIEDADES DE LOS SUELOS IN SITU.

Las pruebas de permeabilidad de laboratorio son útiles cuando la estructura que se estudia está formada por un material que puede considerarse homogéneo, isótropo o anisótropo, como en el caso del corazón impermeable de una cortina construido con la tierra de un banco de préstamo homogéneo. En cambio, en las formaciones naturales, generalmente compuestas por mantos distintos, con variaciones importantes tanto en la disposición de los mismos como en las características de los materiales, es difícil estudiar el escurrimiento a partir de un número limitado de ensayos sobre muestras inalteradas. En mantos de arena y grava es casi imposible obtener especímenes inalterados. En estos casos es necesario recurrir a las pruebas de campo.

El tipo de prueba de permeabilidad útil en cada caso particular depende de numerosos factores, tales como tipo de material, localización del nivel freático y homogeneidad o heterogeneidad de los distintos estratos de suelo en cuanto a permeabilidad se refiere. La selección del tipo de prueba por realizar es, por tanto, un problema delicado.

PRUEBA LUGEON.

La prueba consiste en inyectar agua a presión en tramos de perforación, lo cual tiene por objeto tener una idea aproximada de permeabilidad en grande, o sea la debida a las fisuras de la roca o del material granular-cementado estudiado. Se varía la longitud de los tramos probados, así como la presión a la que se inyecta el agua. La llamada unidad Lugeon corresponde a una absorción del litro de agua por minuto, por metro de sondeo, con una presión de inyección de 10 kg/cm^2 .

PRUEBAS LEFRANC/MANDEL

Esta prueba tiene por objeto medir con cierta precisión el coeficiente de permeabilidad en algún punto

de un terreno aluvial, o de una roca muy fisurada cuando existe un manto frático que satura el material.

La prueba consiste en inyectar agua en una cavidad del terreno, de forma geométrica definida, situada debajo del nivel frático, con una carga pequeña constante de agua. La medida del gasto y de la carga que lo origina permite calcular el coeficiente de permeabilidad, K , en la viscosidad de la cavidad con una buena aproximación.

PRUEBAS DE BOMBEO

Para estimar la permeabilidad un manto potente de material permeable, del que es difícil obtener muestras inalteradas, es recomendable recurrir a una prueba de bombeo, la cual se lleva a cabo perforando un pozo central de bombeo con ademe ranurado y, en forma concéntrica, una serie de pozos de observación, donde se colocan ademes ranurados para observar directamente la superficie libre del cono de abatimiento creado por el bombeo (manto homogéneo) o piezómetros, con el objeto de conocer las presiones de agua en toda la zona afectada (manto heterogéneo).

La interpretación de la prueba y, en particular, el cálculo del coeficiente de permeabilidad del medio supuesto homogéneo pueden hacerse por medio de las fórmulas de Dupuit-Thiem o de Theis-Lubin, que se aplican a escurrimientos en régimen permanente y transitorio, respectivamente. Ambos métodos suponen que el pozo de bombeo abarca la totalidad del manto permeable, sin embargo, la prueba puede realizarse, sin incurrir en grave error, con un pozo que cubra solo parcialmente el manto.

POZOS DE ABSORCION

Esta prueba se realiza en materiales no saturados. Con base en el estudio de Nasberg sobre escurrimiento en suelo seco, a partir de una fuente situada en la masa, Terlertskata ha obtenido una fórmula semiempírica que relaciona el gasto de absorción, en un pozo, bajo tirante de agua constante con el coeficiente de permeabilidad del terreno.

POZOS DE FILTRACION

Esta prueba se realiza, al igual que la anterior

en materiales no saturados.

Se excavan dos pozos de planta rectangular, dispuestos paralelamente de modo que entre ellos quede un prisma del material, cuyo coeficiente de permeabilidad se desea conocer. La distancia entre las caras correspondientes de los pozos puede elegirse de acuerdo con el suelo, puede tomarse, por ejemplo, igual a 1 m.

Se trata de determinar el coeficiente de permeabilidad con la ayuda de la red de flujo y de la medida, en un tiempo, t , de las cantidades de agua que es necesario agregar a los pozos para mantener una diferencia constante de nivel entre ellos, previa saturación de los materiales.

PRUEBAS MATSUO-AKAI

Matsuo y Akai han propuesto un método para medir la permeabilidad de un suelo seco.

En una zanja de longitud infinita y de ancho B , en la cual se mantuviera un tirante de agua, H , se obtendrían las siguientes fórmulas para el escurrimiento plano-provocado, con gasto q por unidad de longitud:

$$B = \frac{q}{K} - 2H \text{ cuando el estrato impermeable fuera muy profundo, y}$$

$$B = \frac{q}{K} + 2H \text{ cuando quedara cerca del fondo de la zanja.}$$

La prueba consiste en excavar una zanja rectangular y medir el gasto de agua necesario para mantener el nivel constante. Posteriormente, la zanja se alarga, y nuevamente se alarga dicho gasto. La diferencia entre ambos es el gasto de absorción del terreno para la longitud complementaria de zanja. De esta forma se elimina el efecto de los extremos. Las fórmulas anteriores permiten determinar el valor del coeficiente de permeabilidad, K .

TRAZADORES RADIATIVOS Y MICROMOLINETES

Con objeto de poder determinar en los materiales finamente interestratificados la presencia de capas permeables, se han ideado pruebas de inyección y bombeo de agua-marcada por trazadores radioactivos. En este caso, después de haber inyectado el agua marcada, se inicia el bombeo, y mediante un contador Geiger, se mide durante el bombeo el-

número de golpes registrados a distintas profundidades. Evidentemente, al nivel de una capa muy permeable, el número de golpes registrados es elevado, mientras que es reducido al nivel de una capa poco permeable. Se puede, en esta forma, diferenciar cualitativamente la permeabilidad de los diversos estratos existentes.

En forma semejante, midiendo las velocidades de flujo vertical con un micromolineté en una perforación, durante un proceso de bombeo, se obtiene cualitativamente el espectro de permeabilidad de los diversos estratos de la masa.

CAPITULO. VI

*DESCRIPCION DEL
METODO GRAFICO.*

D I S E Ñ O

En cuanto a la estabilidad de los taludes de una cortina, esta depende tanto de la altura y de la pendiente que se den a los mismos, como de la naturaleza del material del terraplén y de la presión del agua en los poros.

PEQUEÑOS ALMACENAMIENTOS

Son los que se consideran que tienen alturas que varían entre 5 y 15 m. y capacidades inferiores a 3 000 000 m³

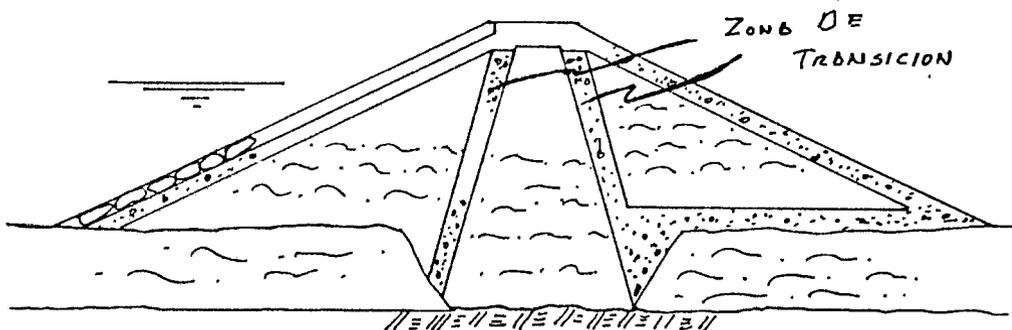
Para llevar a cabo el diseño de las cortinas en este tipo de aprovechamiento, lo subdiviremos en los siguientes grupos.

a) Cuando se trate de una sección homogénea de arcilla se podrá utilizar el método de Taylor anexo, en el cual solo es aplicable la cohesión y siempre y cuando se trate de cimentaciones de suelo rígido, de acarreo grueso o bien suelo flexible ó semi rígido en donde se tenga conocimiento que las propiedades mecánicas son iguales o superiores a las de la cortina.- En caso contrario, se procederá hacer un análisis de estabilidad partiendo de taludes 2:1 a base de círculos (según el criterio de Fellenius) que pasen por esa cimentación flexible hasta encontrar los factores de seguridad y cuyas propiedades mecánicas serán las determinadas mediante muestras inalteradas como se indicó anteriormente.

En el diseño propio de la cortina no se considerará la presión hidrostática ni la fuerza de filtración y el factor de seguridad mínimo aceptable, será de 1.30 el cual incrementado en un 15% cuando se trate de zonas sísmicas.- Además se recuerda la conveniencia de colocar un filtro bajo el talud de aguas abajo, de 1.5 m de espesor, e iniciándolo-

en la traza que marca una línea a 45° que parte del eje y la corona, si bien conservando un gradiente 1 1.5

Si esta sección se apoyara en una cimentación flexible, aceptable en cuanto a sus propiedades mecánicas y de deformación, el elemento impermeable consistirá en prolongar -- dentro de esta cimentación un núcleo de la misma arcilla de la cortina con taludes $0.25:1$ hasta alcanzar la formación impermeable, a cuyos lados de estos taludes se ubicará una zona de transición formada de grava y arena de 1.5 m de espesor mínimo, la cual funcionará como junta deslizante que absorba -- las deformaciones propias de la cimentación sobre la cual se apoyarán los respaldos de la cortina. -- De este material de -- transición hacia los taludes exteriores se continuará con la sección homogénea.



Cuando se apoye la cortina sobre material de acarreo (grava y arena), el elemento impermeable que interceptará la formación filtrante consistirá de una trinchera sencilla con ancho mínimo de 4m en su apoyo al alcanzar el suelo o roca impermeable, y las propiedades físicas y mecánicas de este material de acarreo serán las que se citan en el siguiente punto:

b) Si por condiciones de economía y de disponibilidad de materiales se cuenta con suficiente material de acarreo (grava y arena) o bien espuma volcánica (tezontle), como se dijo al principio se diseñará de preferencia una sección con un corazón esbelto de arcilla y respaldos estabilizadores de aquel material, cuyo diseño será en base a un análisis de estabilidad por medio de círculos de falla y tomando en cuenta para el material impermeable las propiedades mecánicas obtenidas en el laboratorio, y para los respaldos estabilizadores se tomarán las propiedades convencionales consistentes en lo siguiente:

MATERIAL	P.V. SECO (Kg/m ³)	P.V. SAT. (Kg/m ³)	ϕ	C (Ton/m ²)
Grava y arena	1860	2200	35°	0
Tezontle	1200	1600	35°	0

En el caso del material de transición o filtro, las arenas puras de propiedades físicas normales y conforme a su Módulo de Finura tienen ángulos de fricción interna que varían de 20° a 35°, por lo que es conveniente se tome la debida precaución en el análisis de estabilidad, y cuando se utiliza -- grava y arena es recomendable que ésta última esté comprendida entre el 30% y el 70% del total, de este modo se puede asegurar un ángulo de fricción interna de 35° ó mayor.

Obviamente estos números que se han citado corresponden a aquellos materiales que tienen valores normales en cuanto a su densidad y absorción o sea no menores de 2.0 ni mayores de 10% respectivamente, o bien cuando no se tenga duda de su fácil alteración.- Ante cualquier valor fuera de estos fijados deberá procederse a un análisis de laboratorio para verificar las propiedades mecánicas.

Si la cimentación sobre la que se apoyará la cortina consiste en un material suave (limo y/o arcilla), o semi-rígido y es aceptado en cuanto a sus propiedades mecánicas y de deformación, el mismo núcleo impermeable esbelto diseñado se prolongará íntegramente hasta alcanzar la formación impermeable, en la forma que se describe en el tercer párrafo del punto a).- Solamente que la cimentación sea a base de grava y arena, se tomará para ésta los mismos valores convencionales-

citados anteriormente, para después corroborarlos con el procedimiento que se definió en la parte de Estudios de la Cimentación. En esta caso el elemento impermeable que interceptará la formación filtrante se formará del mismo modo descrito en el último párrafo del caso a).

En términos generales puede afirmarse que siguiendo los lineamientos de construcción que más adelante se citan, este tipo de cortinas es confiablemente estable con la casi seguridad de que será la sección definitiva que se construya siempre y cuando el núcleo lo formen arcillas con valores normales de cohesión (mayores de 2 Ton/m²) y la cimentación sea tanto desde el punto de vista de resistencia como de deformación.

c) Cuando se trate de respaldos estabilizadores a base de roca, por razones de economía casi siempre al núcleo impermeable se le darán los taludes más amplios posibles que soporten, de acuerdo a las propiedades mecánicas obtenidas en el laboratorio, y mediante un análisis de estabilidad por medio de círculos de falla semejante al efectuado para una sección de materiales graduados.

Las propiedades mecánicas de la roca para este análisis son las convencionales que a continuación se anotan:

MATERIAL	P.V.SECO (Kg/m ³)	P.V.SAT. (Kg/m ³)	Ø	C (Ton/m ²)
Roca	1560	1970	45°	0

Para la impermeabilidad de la propia cimentación se tratará según lo descrito para el caso b).

M E D I A N O S A L M A C E N A M I E N T O S

En general puede adoptarse en el diseño de sus estructuras el mismo criterio que el descrito para los pequeños almacenamientos, sin embargo como se dijo al principio, una sección homogénea de arcilla difícilmente es estable para alturas superiores a 15m, máximo que en estas condiciones la fuerza de filtración sería de tal magnitud que implica el que la sección quede sujeta al análisis de estabilidad convencional que se sigue para grandes presas.

El método que se emplea es el de Fellenius siguien-

do los criterios y factores de seguridad adoptados en la S.R.H. que a continuación se describen, dentro de los cuales se estudian comunmente los siguientes:

- Talud aguas arriba: 1º) Condiciones finales (caso e)
Vaciado rápido (fuerza de filtración) con coeficiente sísmico si es zona telúrica.
- 2º) Condiciones iniciales (caso a)
- Talud aguas abajo 1º) Condiciones finales (caso K)
Presa llena (red de flujo) coef. Sísmico si es zona telúrica.
- 2º) Condiciones iniciales (caso h)

La condición final del talud aguas arriba (caso e) - aparentemente parece rígida por considerar sismo. No obstante por la magnitud de este tipo de almacenamientos, así como del diseño de la obra de toma que últimamente se han adoptado de gran capacidad para casos de emergencia, resultan más frecuentes vaciados rápidos de vaso y consecuentemente más probable la acción simultánea con el sismo.- Por otro lado puede adoptarse esta especificación ya que la altura de estas cortinas rara vez son superiores a los 40 m lo que las hace más estables aún a pesar de esta condición.

VALORES QUE DEBEN DARSE A LOS PESOS VOLUMETRICOS DE LOS MATERIALES EN EL ANALISIS DE ESTABILIDAD PARA CADA CASO DE LA TABLA DE FACTORES DE SEGURIDAD DE LA S.R.H.

Para efectuar las diferentes condiciones de análisis de estabilidad empleando el método Sueco de Círculos de Deslizamiento en los distintos casos que aparecen enmarcados en la tabla adjunta, habrá que tener en cuenta las propiedades mecánicas del material impermeable en condiciones iniciales y finales; las primeras son el promedio de los resultados obtenidos con la prueba triaxial rápida indrenada saturada y las segundas de la prueba triaxial consolidada rápida saturada.

T A L U D A G U A S A R R I B A

Condiciones iniciales:

a).- Agua al nivel de la toma. El peso volumétrico del material impermeable se toma húmedo promedio de la rápida indrenada; el material permeable se considera con peso volumétrico seco del nivel de la toma hacia arriba y sumergido abajo de éste. Además debe tomarse en cuenta la componente tangencial de la presión hidrostática que actúa en el paramentemojado del corazón impermeable.

b).- Llenado rápido. En cuanto a consideraciones del peso volumétrico de los materiales son los mismos que en la anterior. El nivel del agua se considera en la cresta vertedora; tomándose en cuenta la presión hidrostática en la misma forma del caso anterior.

c).- Llenado lento. (sólo para $K < 10^{-7}$) Se considerará establecida la red de filtración hasta el nivel de la cresta vertedora libre o el NAME, cuando hay compuertas. El material impermeable quedará saturado y sumergido, abajo de la línea de saturación. Actuarán las fuerzas de filtración en vez del empuje hidrostático. El peso volumétrico del impermeable será el de 100% de saturación abajo de dicha línea y húmedo arriba de esta como en (a). Los permeables quedarán sumergidos hasta el nivel del agua en el vaso que se haya considerado y secos arriba de este.

d).- Temblor con agua al nivel de la toma. Las consideraciones en cuanto a pesos volumétricos de los materiales y la presión hidrostática son las mismas que en la condición (a).

Condiciones finales:

e).- Vaciado rápido. El nivel del agua se considera en la obra de toma y hay que tener en cuenta la red de flujo a vaciado rápido; los pesos volumétricos tanto del material permeable como del impermeable se consideran sumergidos del nivel de la obra y de toma y de la línea de saturación hacia-abajo respectivamente, y arriba de estos el material permeable se considera con peso volumétrico húmedo como en (a). Con la red de flujo a vaciado rápido se calculan las fuerzas de filtración.

f).- Llenado lento. Se considera el agua al nivel de la cresta vertedora como en el (c) y hay que tener en cuenta la red de flujo. Los materiales tanto permeables como impermeables se consideran con pesos volumétricos sumergidos abajo del nivel del agua en el vaso y de la línea de saturación respectivamente; arriba de éstos el material permeable se considera con peso volumétrico seco y en el impermeable con peso volumétrico húmedo como en (a). Hay que tomar en cuenta las fuerzas de filtración.

g).- Temblor con agua al nivel de la obra de toma.- Cuando se tenga la duda de que una cortina después de muchos años de construída en los que el material impermeable adquiere las condiciones finales y que por alguna razón el agua en el vaso no sobrepase el nivel de la obra de toma, pero que esté localizada en una zona sísmica, debe efectuarse este análisis considerando para el material impermeable peso volumétrico, húmedo como en (a) arriba de una línea horizontal al nivel de la obra de toma y con los resultados de la prueba triaxial consolidada rápida con la humedad de compactación. Abajo de este nivel debe considerarse el material sumergido y los resultados de la prueba triaxial consolidada rápida saturada; en cuanto a los materiales permeables se consideran pesos volumétricos secos arriba de la obra de toma y sumergidos abajo de esta.

T A L U D A G U A S A B A J O

Condiciones iniciales:

h).- Agua al nivel de la obra de toma. Las consideraciones para el material impermeable son las mismas que para el caso (a).

i).- Temblor y llenado rápido. Se consideran pesos y propiedades de materiales igual que en (b).

Condiciones finales:

j).- Llenado lento. Deben hacerse las mismas consideraciones que para el caso (f).

k).- Temblor con llenado lento y Fuerza de filtración. El peso volumétrico del material impermeable se considera sumergido abajo de la línea de saturación y húmedo como en

(a) arriba de ésta; el material permeable se considera sumergido abajo del nivel del agua en el vaso como en (c) y seco arriba de éste. Hay que tomar en cuenta las fuerzas de filtración que se valorizan con la red de flujo.

Nota: Debe considerarse una sumergencia de los permeables aguas abajo de acuerdo con la curva de gastos del río y el régimen de descargas de toma u obras de control.

NORMAS DE DISEÑO DE PRESAS DE TIERRA
Gradientes máximos permisibles.

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

TABLA DE FACTORES DE SEGURIDAD

Análisis de Estabilidad con círculos de Deslizamiento.

Talud Aguas Arriba.

Condiciones:			
Iniciales	$k > 10^{-6}$	agua al nivel toma	1.10
	$k < 10^{-6}$	" " " " "	1.20
		llenado rápido	1.50
		llenado lento (sólo para $k < 10^{-7}$)	1.40*
		Temblor con agua al nivel de la toma $k > 10^{-6}$	1.00
		agua al nivel de la toma -- $k < 10^{-6}$	1.10
Finales		Vaciado rápido (sólo para almacenamiento prolongados)	1.25*
		Llenado lento	1.45*
		Temblor con agua al nivel de la toma	1.25

Talud Aguas Abajo.

Condiciones:			
Iniciales	$k > 10^{-6}$	agua al nivel toma	1.25
	$k < 10^{-6}$	" " " " "	1.35
		Temblor y llenado rápido - (sólo para $k < 10^{-6}$)	1.15

Finales	Llenado lento	1.45*
	Temblor con llenado lento	1.30*

NOTA: Cuando el corazón impermeable puede entre taludes menores de 0.5:1 se considerará dentro de la condición $k > 10^{-6}$.

Factor de seguridad para cualquier otro Método de análisis..... 1.50

* Deben considerarse las fuerzas de filtración.

DESCRIPCION DEL METODO GRAFICO.

1.- Para comenzar el análisis de estabilidad de taludes se debe tener, el resultado del estudio geológico, de mecánica de suelos e hidrológico.

Con los pesos volumétricos de los materiales, la cohesión de la arcilla, el ángulo de fricción interna, elevaciones de la corona, N.A.N., N.O.T., N.A.M.E.

Se propone taludes por el material impermeable, marcando la línea de saturación en la cual se dibuja la red de flujo.

2.- Se localizan los círculos de falla en la sección transversal máxima, por lo general los círculos abarcan lo mas que se pueda del material impermeable aguas arriba y aguas abajo.

3.- Después empieza a analizar cada uno de los círculos, aguas arriba y aguas abajo ya sea en condiciones iniciales o finales. La diferencia de las dos condiciones se explica en los criterios para medianos almacenamientos.

4.- Se trazan líneas verticales a lo largo del círculo de falla llamadas dovelas, por los puntos donde es conveniente pasar las dovelas es por donde cambia el material de la cortina o se intercepta a la línea de saturación.

Estas dovelas se prolongan hasta interceptar y prolongarse más arriba de la horizontal A-B.

5.- A escala determínese la altura h de material comprendido entre el talud y el círculo de falla; para cada punto multiplíquese por el peso volumétrico para obtener-

el valor; pudiendo ser formado de varias partes cuando se interceptan diferentes materiales con distintos pesos volumétricos.

El valor final será la suma de los valores individuales de cada uno de los materiales interceptados en la línea vertical que pasa por el punto en cuestión.

Llévese en cada punto del círculo; a una escala arbitrariamente elegida el valor correspondiente y descomóngase cada uno de estos valores en una componente normal y otra tangencial al círculo, utilizando como guía el radio del círculo.

6.- Cuando en la zona donde se piensa construir la presa es zona sísmica (se ilustra en la figura adjunta un mapa con los diferentes coeficientes sísmicos).

El efecto sísmico en el análisis de estabilidad se ilustra en la otra fig. adjunta en la que se indica como se disminuyen los esfuerzos normales y se incrementan los tangenciales.

7.- Teniendo a escala los valores representése gráficamente y a la misma escala sobre la línea horizontal A-B en la proyección del punto correspondiente uniendo todos los puntos así obtenidos con una curva, de normales y otra de tangenciales en la de las normales incluye las normales del corazón impermeable.

8.- Mídanse con un planímetro, todas las áreas bajo cada una de las curvas y así se obtienen los valores de normales y tangenciales. Los valores de las normales se multiplica, cada valor por la tangente del ángulo de fricción interna de cada material.

El término CL es el producto de la cohesión por la longitud total del arco del círculo, de medida gráficamente sobre el dibujo.

$$P_s = \frac{CL + \sum NT_2 \theta}{\sum T - P_f}$$

Sustituyendo estos valores en (Ps) se tiene el -

valor de factor de seguridad para el círculo analizado.

9.- La fuerza de filtración se obtiene haciendo la red de flujo dibujando en la red c/u de sus fuerzas de filtración después mediante un polígono de fuerzas se obtiene prolongando las líneas auxiliares del polígono, dichas líneas auxiliares son las que se unen a partir del punto auxiliar en el polígono a c/u de las fuerzas.

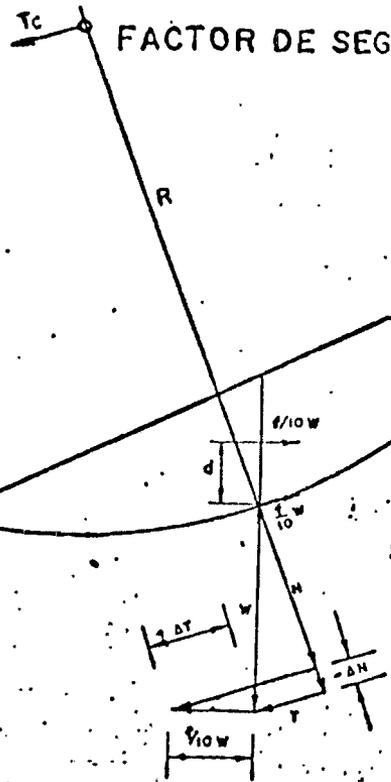
Después de transportar la resultante que corte el círculo de falla y a partir del círculo de falla la resultante debe de medir lo mismo que la primera resultante que se obtuvo y así con el centro del círculo como guía se descompone en una componente normal y tangencial como se hizo al principio al descomponer los valores de los distintos materiales que atraviesa c/u de las dovelas.

De componentes obtenidas la tangencial se mide con escalímetro a la escala que se esté trazando y el valor obtenido se multiplica por el Δh la red de flujo y se obtiene la fuerza de filtración total.

10.- En caso de que el círculo analizado aguas arriba sea en condiciones iniciales se saca la presión hidrostática la cual se resta a la suma de tangenciales.

En este caso cuando sea aguas abajo no se saca fuerza de filtración ni presión hidrostática y el nivel del agua se toma en la obra de toma para obtener la presión hidrostática en aguas arriba.

FACTOR DE SEGURIDAD CON EFECTO SISMICO

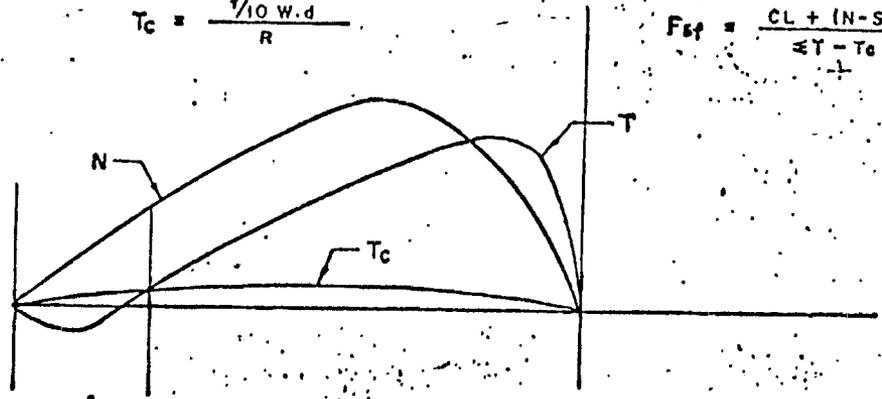


$$T_c R = \frac{f}{10} W \cdot d$$

$$T_c = \frac{f/10 W \cdot d}{R}$$

$$Fst = \frac{CL + Ntq\psi}{\leq T - T_c}$$

$$Fst = \frac{CL + (N-S)tq\psi}{\leq T - T_c}$$



SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS

DIRECCION GENERAL DE OBRAS HIDRAULICAS PARA EL DESARROLLO RURAL

DIRECCION REGIONAL REGION CENTRO

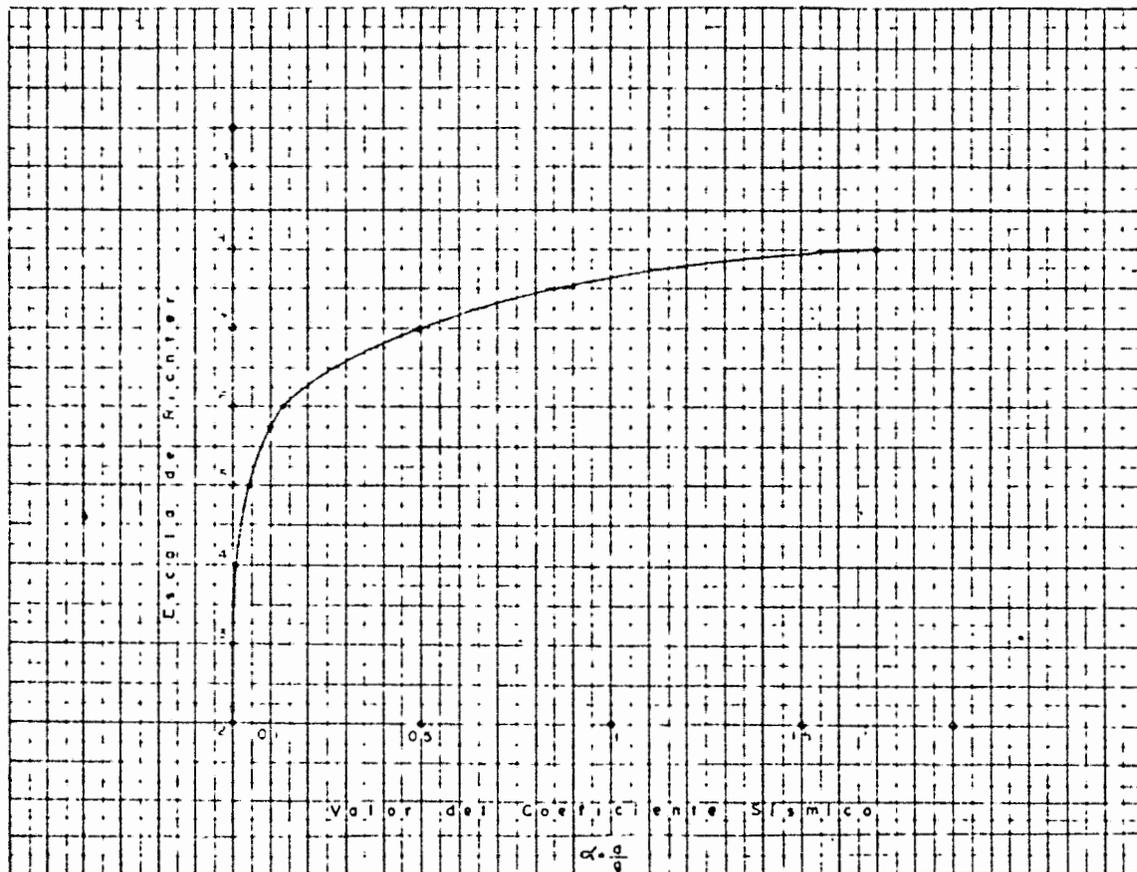


ZONIFICACION SISMICA DE LA REPUBLICA MEXICANA

COEFICIENTES SISMICOS

ZONA 0	0.000
ZONA 1	0.050
ZONA 2	0.100
ZONA 3	0.150

COEFICIENTE SISMICO



Determinación del coeficiente sísmico a partir de la Escala de Richter según relación que se deduce en la página 67 de la carta sísmica de la República Mexicana publicada por el Instituto de Geofísica

CAPITULO: VII

EJEMPLO: PRACTICO.

EJEMPLO PRACTICO

En seguida el ejemplo que se describe se hizo el análisis de estabilidad en condiciones finales.

Después presento otro ejemplo que consiste en una sección homogénea en condiciones iniciales en la cual se toma en cuenta la Presión Hidrostática.

ESTUDIOS PRELIMINARES

Con el fin de disponer de los datos necesarios para la formulación del proyecto respectivo se emprendieron los trabajos de algunos estudios básicos requeridos de los que a continuación se anotan los resultados principales de algunos de ellos.

TOPOGRAFICOS

Se efectuaron estudios topográficos y de detalle para el acceso a la obra, caminos y áreas afectadas, así como el vaso y los sitios probables de la boquilla, vertedor y zona de riego.

HIDROLOGICOS

Area de la Cuenca	22.68	Km ² .
Escorrentamiento Medio Anual	2'853,240	m ³ .
Aprovechamiento Medio Anual	1'719,510	
Superficie Neta Beneficiada	250	Ha.
Gasto Normal de la Toma	291	Lts/seg
Avenida Máxima Probable	136.08	m ³ /seg
Elevación de el N.A.N.	536.80	m.
Elevación de el N.A.M.E.	537.23	
Elevación de la Corona	539	
Elevación Obra de Toma	523.80	
Ancho de la Corona	6.00	m.
Altura de la Cortina	21	m.

GEOLOGICOS

El corte geológico de la boquilla en la parte del cauce con una longitud aproximada de 150m, presenta en forma predominante areniscas, y formación grupo Balsas.

CIMENTACION.- Tratamiento.

MATERIALES

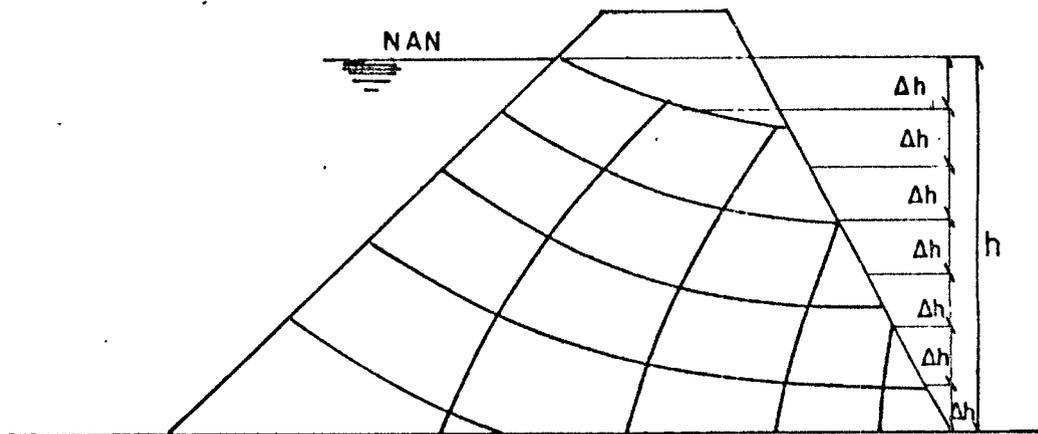
BANCOS DE PRESTAMO.- La arcilla se empleará para construir el núcleo impermeable de la cortina, que es el material que abunda, los respaldos estabilizadores compuestos de arena, grava y boleos se piensan tomar del cauce del río, y la roca para la protección de los respaldos se localizan a 1 Km.

PROYECTO DE LA CORTINA

La cortina se diseñó de materiales graduados con núcleo de arcilla, y el diseño de los respaldos estabilizados llevan banquetas a ambos lados.

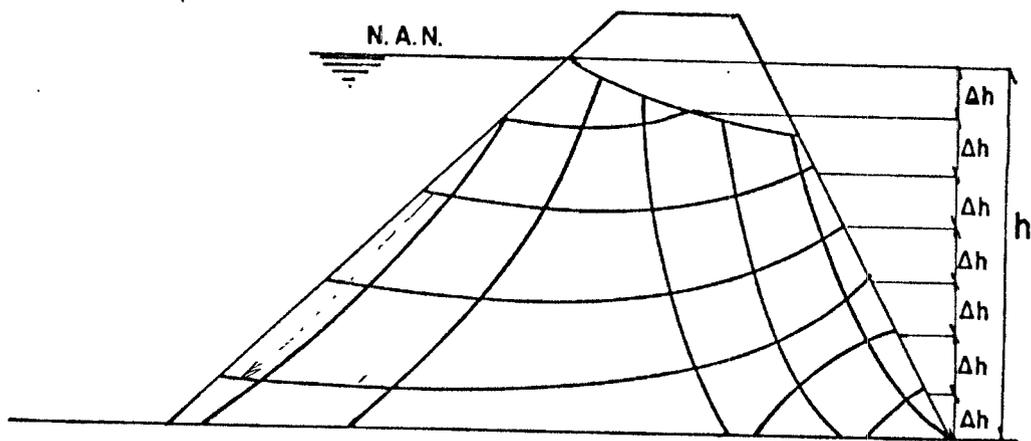
El diseño se hizo en condiciones finales, con red de flujo aguas arriba y aguas abajo.

Los datos de las pruebas triaxiales consolidadas saturadas aparecen en el resumen de círculos de falla.



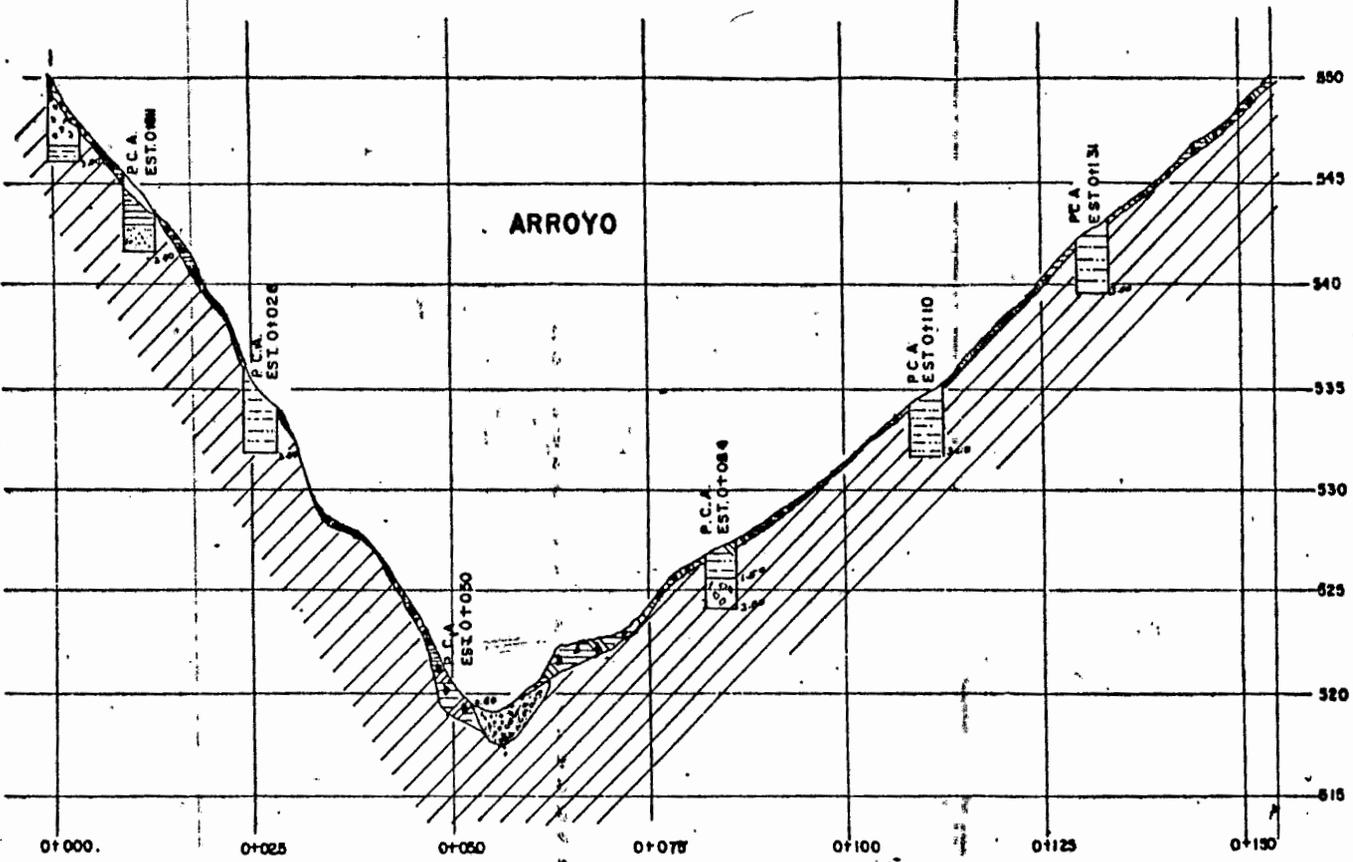
RED DE FLUJO AGUAS
ABAJO.

$$\Delta h = 1.85$$



RED DE FLUJO AGUAS
ARRIBA.

$$\Delta h = 1.85$$



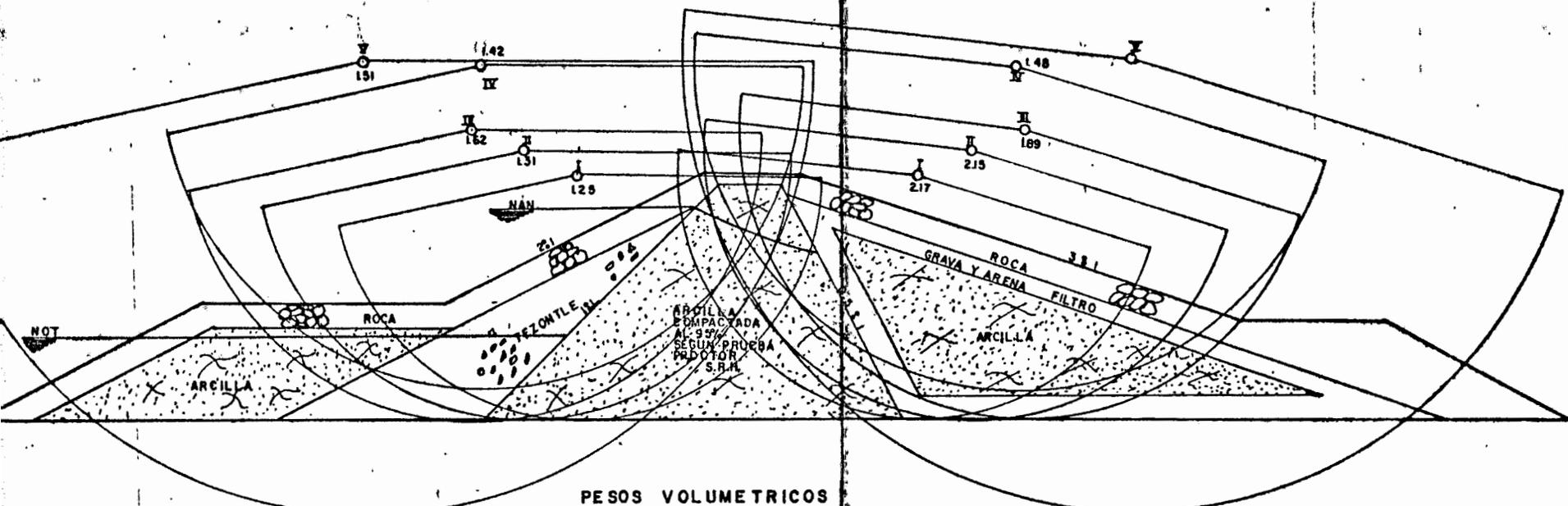
SIMBOLOS CONVENCIONALES

-  DEPOSITO DE TALUD Y TIERRA VEGETAL
 -  DEPOSITO DE TALUD CALCAREO
 -  MATERIAL ALUVIAL
 -  FORMACION GRUPO BALSAS
 -  ARENISCAS
 -  LIMOLLITAS
 -  CONGLOMERADO
 -  CONTACTO GEOLOGICO PROBABLE
 -  CONTACTO GEOLOGICO
- } FORMACION GRUPO BALSAS

PERFIL GEOLOGICO

ESCALAS HOR. 1:500
VER. 1:200

RESUMEN DE CIRCULOS DE FALLA



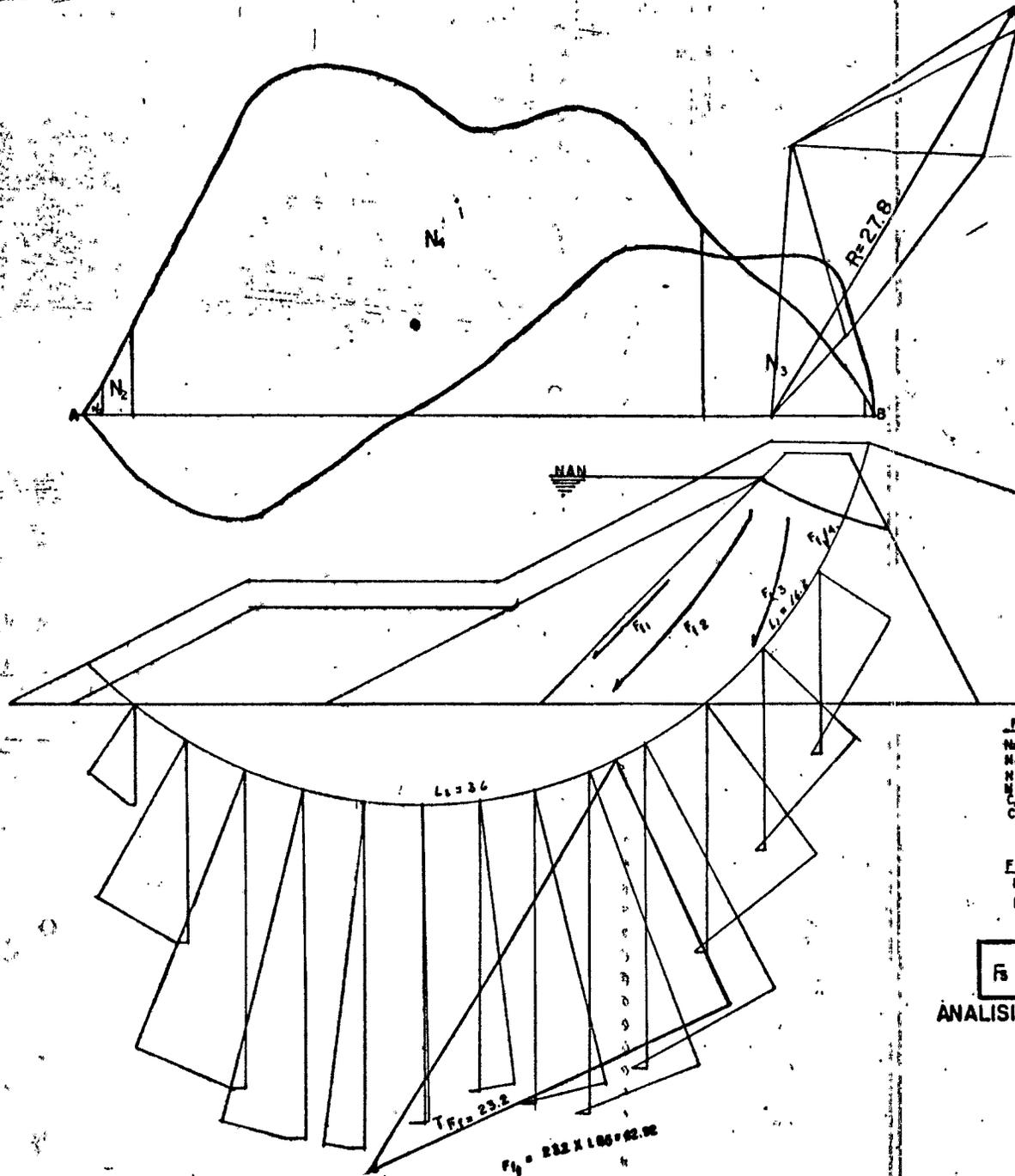
PESOS VOLUMETRICOS

Esc: 1:200

ROCA	}	$\gamma_{sum} = 2.0$
		$\gamma_{sat} = 1.1$
		$T_0 \alpha_0 = 1.0$
g. y a.	}	$\gamma_{sec} = 1.6$
		$\gamma_{sum} = 0.6$
		$T_0 \alpha_0 = 0.446$
Imp.	}	$\gamma_b = 1.747$
		$\gamma_{sat} = 1.771$
		$T_0 \alpha_0 = 0.0628$
		$C_1 = 3.0$

Cimentación $\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1.665 \\ \gamma_{sat} = 1.669 \\ T_0 \alpha_0 = 0.1010 \end{array} \right.$
 Coesión $C_1 = 3.7$

CS = 0.05



$N_1 = 0.4 \times 4 = 1.6$
 $N_5 = 0$
 $N_4 = 18.4 \times 4 = 72.4$
 $N_7 = 14.41 \times 4 = 57.64$

FUERZAS NORMALES:

$N_1 \times W = 1.6 \times 1.6 = 2.56$
 $N_4 \times W = 72.4 \times 0.466 = 33.76$
 $N_7 \times W = 57.64 \times 0.1016 = 5.85$
 $C.L. = 3 \times 18.8 = 56.4$
 $C.L. = 3.7 \times 36 = 133.20$
 $\Sigma, 254.31$

FUERZAS TANGENCIALES

$F_T = 31.2 \times 4 = 124.8$
 $F_T = \frac{124.8}{\Sigma, 167.72}$

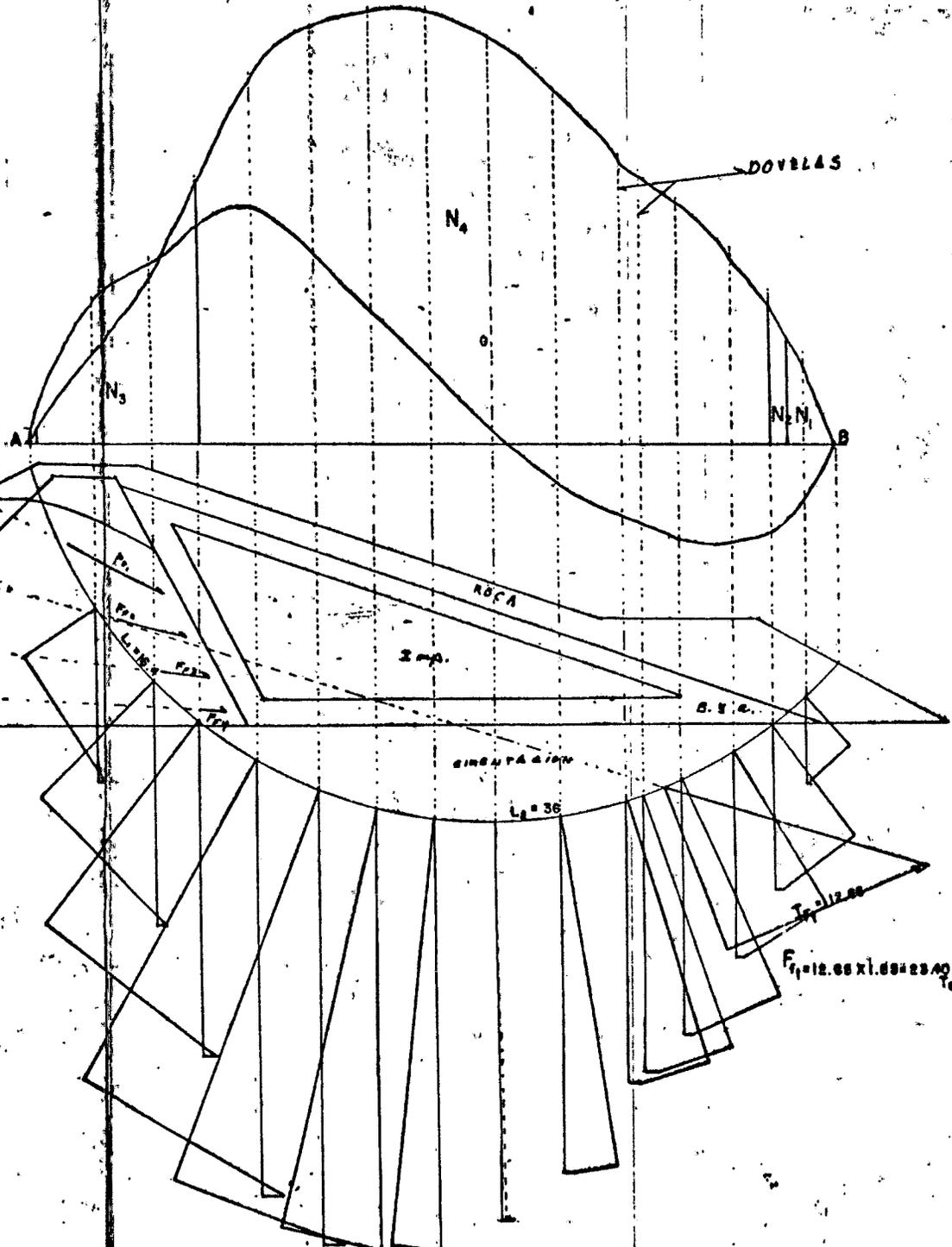
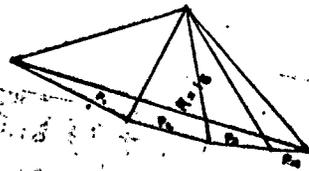
$$F_s = \frac{\Sigma F_n + cL}{\Sigma F_T}$$

$$F_s = \frac{254.31}{167.72} = 1.51$$

ANALISIS DE: CIRCULO DE FALLA

AGUAS ARRIBA EN
 CONDICIONES FINALES,
 PRESA LLENA, CON SISMO,
 RED DE FLUJO.

$F_s = 232 \times 1.00 = 232.00$



Cs=0.05g.

FUERZAS NORMALES

$N_1 \text{ to } U_1 = 0.8 \times 4 \times 1 = 3.2$
 $N_2 \text{ to } U_2 = 2.0 \times 4 \times 0.466 = 3.72$
 $N_3 \text{ to } U_3 = 17 \times 4 \times 0.0629 = 4.28$
 $N_4 \text{ to } U_4 = 167 \times 4 \times 0.1016 = 67.97$
 $C.I.L. = 3 \times 18.4 = 55.20$
 $C_2 L_2 = 3.7 \times 36 = 133.20$

FUERZAS TANGENCIALES;

$F_T = 40 \times 4 = 160.0$
 $F_{T1} = 23.40$
 $\Sigma F_T = 183.40$

$$F_s = \frac{262.60}{183.40} = 1.43$$

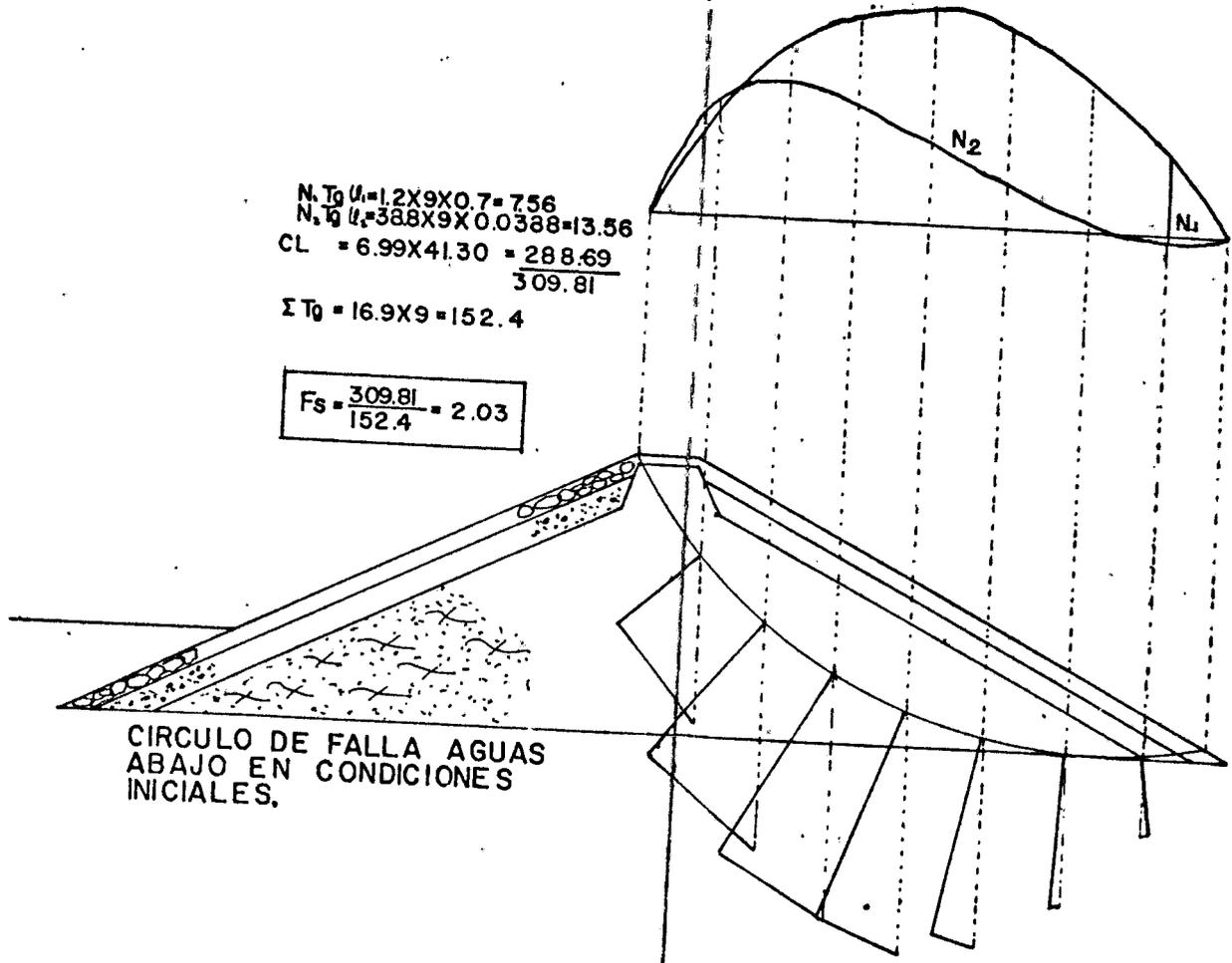
ANALISIS DE CIRCULO
DE FALLA AGUAS ABAJO,
EN CONDICIONES FINALES,
PRESA LLENA, CON SISMO,
RED DE FLUJO.

$F_{T1} = 12.65 \times 1.68 = 21.25 \text{ Ton}$

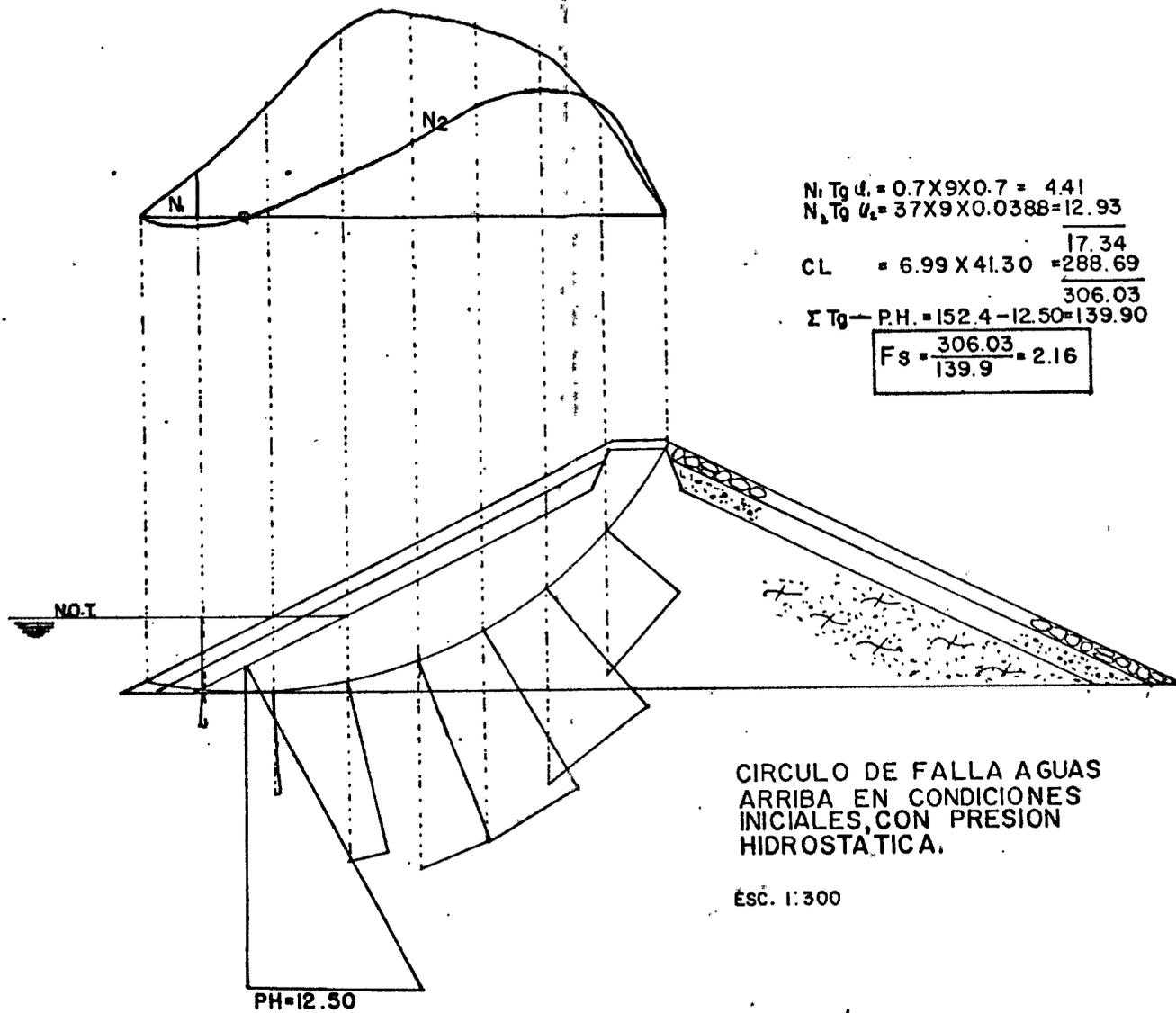
$$\begin{aligned}
 N_1 T_1 U_1 &= 1.2 \times 9 \times 0.7 = 7.56 \\
 N_2 T_2 U_2 &= 388 \times 9 \times 0.0388 = 13.56 \\
 CL &= 6.99 \times 41.30 = 288.69 \\
 &\quad \underline{309.81}
 \end{aligned}$$

$$\Sigma T_0 = 16.9 \times 9 = 152.4$$

$$F_s = \frac{309.81}{152.4} = 2.03$$



CIRCULO DE FALLA AGUAS ABAJO EN CONDICIONES INICIALES.



$$\begin{aligned}
 N_1 T_g u &= 0.7 \times 9 \times 0.7 = 4.41 \\
 N_2 T_g u_t &= 37 \times 9 \times 0.0388 = 12.93 \\
 & \quad \quad \quad \underline{17.34} \\
 CL &= 6.99 \times 41.30 = 288.69 \\
 & \quad \quad \quad \underline{306.03} \\
 \Sigma T_g - P.H. &= 152.4 - 12.50 = 139.90 \\
 F_s &= \frac{306.03}{139.9} = 2.16
 \end{aligned}$$

CIRCULO DE FALLA AGUAS
ARRIBA EN CONDICIONES
INICIALES, CON PRESION
HIDROSTATICA.

ESC. 1:300

CAPITULO. VIII

CONCLUSIONES.

CONCLUSIONES .

Al diseñar una cortina de tierra y enrocamiento el ingeniero debe evaluar su factor de seguridad en relación con la posibilidad de una falla catastrófica de la obra en conjunto y la probabilidad de ocurrencia de ciertos desperfectos que reducen su utilidad.

El agrietamiento del corazón impermeable, falla estructural de un dentellón de concreto construido para limitar los gastos de filtración en la cimentación, efectos de la concentración de esfuerzos en la frontera entre el núcleo y el filtro, para ésto es necesario analizar el estado de esfuerzos y de deformaciones en la estructura esto puede hacerse por medio de análisis de estabilidad convencionales (Sueco y Bishop modificado) que subestiman el factor de seguridad entre 15 y 30 % puesto que la deformación del talud es relativamente sensitiva a pequeños cambios en el factor de seguridad. O por medio de análisis por el método de elementos finitos.

Los factores de seguridad convencionales son siempre menos exactos que los obtenidos por el método de elementos finitos, pues se sabe que los métodos convencionales de análisis de estabilidad yerran ligeramente del lado de la seguridad.

Conviene notar, sin embargo, que el grado de subestimación del factor de seguridad de métodos convencionales resulta fuertemente dependiente del ángulo de inclinación del talud, en particular para taludes muy tendidos y para valores intermedios del factor de seguridad.

Haciendo comparaciones de resultados de análisis de estabilidad obtenidos por el método Sueco y Bishop se nota que el factor de seguridad varía muy poco de un método a otro por lo cual conviene usar el método Sueco. Sin embargo, con sus limitaciones el método Sueco tiene conocidas ventajas; entre ellas, la facilidad de su aplicación es probablemente la más importante y la que determina su extenso uso.

La determinación actual de los parámetros de resistencia del suelo es todavía incompleto, aunado a los factores propios del proceso constructivo, se considera que el factor de seguridad generalmente considerado 1.5, no indica de ninguna manera una absoluta seguridad contra la probabilidad de que ocurra falla en el talud.

Dado que el análisis de estabilidad es un problema de tanteos y aproximaciones sucesivas, es conveniente utilizar computadores, lo que permite un gran ahorro de tiempo y esfuerzo, además que puede aumentarse el número de círculos de falla por analizar.

CAPITULO. IX

BIBLIOGRAFIA.

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

MECANICA DE SUELOS: TOMO I, II, III.

JUAREZ BADILLO EULALIO.
RICO RODRIGUEZ ALFONSO.
EDITORIAL Mc. GRAW. HILL Co. .
-1962-

FUNDAMENTOS DE MECANICA DE SUELOS.

TAYLOR DONALD W.
EDITORIAL CONTINENTAL, S. A.
-1969-

ANALISIS DEL FLUJO EN AGUA EN PRESAS.

MARSAL R. J.
RESENDIZ D.
INSTITUTO DE INGENIERIA, UNAM.
agosto -1968-

PRINCIPIOS GENERALES DE DISEÑO Y CONSTRUCCION
DE PRESAS DE TIERRA.

ING. TAMEZ GONZALEZ ENRIQUE.
INGENIERIA HIDRAULICA EN MEXICO.

PRESAS DE TIERRA Y ENROCAMIENTO.

MARSAL RAUL J.
RESENDIZ NUÑEZ DANIEL.
EDITORIAL LIMUSA.
-1975-

MECANICA DE SUELOS.

LALBE WILLIAM T.
WHITMAN ROBERT. V.
EDITORIAL LIMUSA.
-1974-

PEQUEÑOS ALMACENAMIENTOS.

S. R. H.

MARZO -1969-

PEQUEÑOS ALMACENAMIENTOS.

S. R. H.

AGOSTO -1975-

APUNTES DE MECANICA DE SUELOS.

ING. ENRIQUE MACIAS DE LA TORRE.

COEFICIENTES DE ESTABILIDAD PARA TALUDES
DE TIERRA.

A. W. Bishop

Norbert Morgenstern.

TRADUCCION: ING. J. ANSBERTO MONOBE G.

ING. MIGUEL ANGEL SALGADO N.

JUNIO -1968-

TESIS DE REDES DE FLUJO

JUAN CALDERON

TESIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES EN SUELOS

MANUEL JESUS MENDOZA 1972