



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA
DE MÉXICO

22
FEJ

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
"ACATLAN"

ESCUELA DE INGENIERIA



APLICACION DE GEOSINTETICOS EN LA
ESTABILIDAD DE TALUDES

TESIS PROFESIONAL
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A :
PABLO DAMIAN LARA NAVARRO



MEXICO, D. F.

1995

FALLA DE ORIGEN



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



UNIVERSIDAD NACIONAL
AVENIDA DE
MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES "ACATLÁN"
PROGRAMA DE INGENIERIA CIVIL

SR. PABLO DAMIAN LARA NAVARRO
ALUMNO DE LA CARRERA DE INGENIERIA CIVIL.
P R E S E N T E :

DE ACUERDO A SU SOLICITUD PRESENTADA CON FECHA 01 DE OCTUBRE DE 1993, ME COMPLACE NOTIFICARLE QUE ESTA JEFATURA DEL PROGRAMA TUVO A BIEN ASIGNARLE EL SIGUIENTE TEMA DE TESIS: "APLICACION DE GEOSINTETICOS EN LA ESTABILIDAD DE TALUDES". EL CUAL SE DESARROLLARA COMO SIGUE:

- I.- INTRODUCCION.
 - II.- ANTECEDENTES.
 - III.- MECANICA DE SUELOS.
 - IV.- BASES PARA EL ANALISIS DE LA ESTABILIDAD DE TALUDES POR MEDIO DE GEOSINTETICOS.
 - V.- DISEÑO DE UN TALUD POR MEDIO DE GEOSINTETICO.
 - VI.- COMPARACION DE UN TALUD CONSTRUIDO CON SISTEMA DE GEOSINTETICO Y ALGUN METODO CONVENCIONAL.
 - VII.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.
- BIBLIOGRAFIA.

ASI MISMO FUE DESIGNADO COMO ASESOR DE TESIS EL ING. JUAN VICTOR PADILLA CORREA.

PIDO A USTED TOMAR NOTA QUE EN CUMPLIMIENTO DE LO ESPECIFICADO EN LA LEY DE PROFESIONES, DEBERA PRESTAR SERVICIO SOCIAL DURANTE UN TIEMPO MINIMO DE SEIS MESES COMO REQUISITO BASICO PARA SUSTENTAR EXAMEN PROFESIONAL, ASI COMO DE LA DISPOSICION DE LA DIRECCION GENERAL DE SERVICIOS ESCOLARES EN EL SENTIDO DE QUE SE IMPRIMA EN LUGAR VISIBLE DE LOS EJEMPLARES DE LA TESIS, EL TITULO DE TRABAJO REALIZADO. ESTA COMUNICACION DEBERA IMPRIMIRSE EN EL INTERIOR DE LA TESIS.

SIN MAS POR EL MOMENTO, RECIBA UN CORDIAL SALUDO.

A T E N T A M E N T E .
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
ACATLAN, EDC. DE MEX., A 2 DE JUNIO DE



ENEP-ACATLAN
JEFATURA DEL
PROGRAMA DE INGENIERIA

ING. CARLOS ROSALES AGUILAR
JEFE DEL PROGRAMA DE INGENIERIA CIVIL

Gracias al ser que nos puso en este camino con todo mi amor y respeto...

Dios.

A mis padres Manolo y Lolita con todo mi cariño y agradecimiento , por haber sembrado en mí la semilla y por todo el amor y esfuerzo que me han brindado.

*A Marilo y Pepe, Mandó , Dulce y Angel , Ivette , Mini , gracias por
todo su apoyo y felicidad que siempre me han dado.*

*A toda mi familia , en especial a mi abuelo Ing. Manuel Lara por haber
compartido siempre su sabiduria y sus consejos.*

*A todos mis amigos los que siempre me han brindado su amistad y
confianza , con lo que nunca hubiera logrado mis metas.*

A ti Gilda con todo mi amor por tu paciencia y apoyo durante todo este tiempo.

INDICE

CAPITULO I	INTRODUCCION	3
CAPITULO II	ANTECEDENTES	
	II.1.- DEFINICIONES	5
	II.2.- HISTORIA DE LOS GEOSINTETICOS	8
	II.3.- FUNCIONES DE LOS GEOSINTETICOS Y CARACTERISTICAS	10
	• SEPARACION	12
	• REFUERZO	13
	• FILTRACION Y DRENAJE	17
	• IMPERMEABILIZACION	20
	• CARACTERISTICAS DE LOS GEOTEXILES (PRUEBAS MECANICAS)	21
	II.4.- LOS GEOTEXILES Y LA INGENIERIA	38
	II.5.- EJEMPLOS DE UTILIZACION DE GEOSINTETICOS EN LA INGENIERIA CIVIL.	41
CAPITULO III	MECANICA DE SUELOS	
	III.1.- IMPORTANCIA DEL CONOCIMIENTO DE LAS CARACTERISTICAS MECANICAS DE LOS SUELOS.	44
	III.2.- PRINCIPALES CARACTERISITCAS DE LOS SUELOS.	45
	III.3.- TIPOS DE SUELOS Y CLASIFICACION GENERAL.	57
CAPITULO IV	BASES PARA EL ANALISIS DE LA ESTABILIDAD DE TALUDES POR MEDIO DE GEOSINTETICOS.	
	IV.1.- TIPOS DE FALLAS COMUNES Y EJEMPLOS.	58
	IV.2.- TEORIAS Y METODOS PARA EL ANALISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES.	69
	IV.2.1.- CLASIFICACION DE LOS METODOS DE ANALISIS LIMITE.	72
	IV.2.2.- DESLIZAMIENTOS CON SUPERFICIE DE FALLA CIRCULAR.	73
	IV.2.3.-METODO SIMPLIFICADO DE BISHOP.	77
	IV.2.4.- METODO DEL CIRCULO DE FRICCION.	81
	IV.3.- CRITERIOS DE SELECCION DEL GEOTEXTIL.	88
CAPITULO V	DISEÑO DE UN TALUD POR MEDIO DE GEOSINTETICOS.	
	INTRODUCCION	90
	V.1.-PARAMETROS DE DISEÑO	90
	V.2.-CARACTERISTICAS DEL TALUD.	98
	V.3. DISEÑO	99
CAPITULO VI	COMPARACION DE UN TALUD CONSTRUIDO CON SISTEMA DE GEOSINTETICOS Y A LGUN METODO CONVENCIONAL.	
	VI.1.-CRITERIOS DE DISEÑO	104
	VI.2.-COMPARATIVA DE COSTOS.	106
	VI.3.-PROCESOS CONSTRUCTIVOS.	
CAPITULO VII	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.	110
	BIBLIOGRAFIA	113

CAPITULO I INTRODUCCION

El ser humano en su incansable lucha por superar sus limitaciones ha conseguido sobrepasar barreras de tecnología, en todos los aspectos y en todos los ámbitos, es así que como una parte de la formación de cada ser, la ciencia ha conformado distintas disciplinas, para el logro de sus anhelos, y como ingenieros nuestro deber es el de aplicar dichos conocimientos en pro de la sociedad.

En relación a los distintos problemas que se presentan en la Ingeniería Civil, destacan aquellos relacionados con las estructuras de tierra, ya que el suelo como tal es la superficie de desplante en toda obra de ingeniería, y el principal material de construcción, en éste caso los taludes no son la excepción, ya que toda estructura se basa en la estabilidad de su cimentación, ésta debe proporcionar un medio estable para la estructura que se desee desplantar, sea el caso de taludes en suelos blandos suelos con baja capacidad de carga, estructuras que se deseen diseñar que resulten inestables (terraplenes , taludes , muros de retención , etc.).

Es conocido que existen diversos métodos para dar solución a éstos problemas, pero además que resultan ser costosos, intervienen factores de tiempo, los cuales en el mundo en que vivimos resultan ser demasiado valiosos, además de la maquinaria y otros aspectos constructivos , por tal motivo y refiriéndonos a éstos problemas la tecnología ha

dado un gran paso al proponer nuevas técnicas y nuevos materiales , los cuales han tenido un gran desarrollo en las últimas décadas .

Tal es el caso de los llamados geosintéticos , los cuales llegan a presentar resistencias comparables con las del acero , teniendo en cuenta que resisten la corrosión , intemperismo , agentes físicos y químicos, ya que al estar formados por productos sintéticos sean polipropilenos o poliéster , nos generan una gran variedad de productos .

Al obtenerse productos con gran resistencia , se han implementado nuevas teorías para su incorporación a los métodos tradicionales en la ingeniería , obteniéndose en el caso refuerzos de muros de contención , terraplenes , y otras aplicaciones en estructuras.

El propósito del desarrollo de este tema , fue principalmente el de dar a conocer que no solo existen los materiales tradicionales de construcción , sino que debido al avance tecnológico se han desarrollado otra clase de productos que pueden dar un número mayor de opciones al ingeniero proyectista y al constructor , debido a que con la implementación de nuevas técnicas podremos ser más competitivos en todos los aspectos.

A continuación se pretende presentar los fundamentos tanto teóricos como prácticos que dan base a la estabilidad de taludes con refuerzo de geosintéticos.

CAPITULO I I ANTECEDENTES

II.1 DEFINICIONES

Los Geosintéticos son productos fabricados a partir de Polímeros (del griego Polys-Meros, que significa "muchas partes"), empleados en la Ingeniería Civil para cumplir funciones de anticontaminación , redistribución de esfuerzos, refuerzo de tierra , filtración, drenaje, control de la permeabilidad y otras funciones.

Los geosintéticos se componen de una familia de materiales construidos por el hombre para su uso en la ingeniería civil, esta familia se compone por los geotextiles, las geomembranas y los productos relacionados; los geotextiles se definen como materiales de construcción flexibles y permeables a los fluidos, capaces de retener partículas de suelo mayores que el tamaño de sus poros, así mismo las geomembranas son recubrimientos sintéticos impermeables a fluidos y partículas; se denominan productos relacionados aquellos similares a los geotextiles o a las geomembranas , que no se apegan a las definiciones anteriormente dadas.

En el tiempo de desarrollo han surgido palabras de nuevo cuño para nombrar estos productos como geocompuestos, geopanales, encapsulados, geobloques, geotubos, georredes ya sean mono o biorientadas, geoceldas, geomatrices, y biomatrices. Las diferentes metodologías de diversas áreas deben combinarse para estudiar el comportamiento conjunto de los geosintéticos y de los suelos, destaca en éstas

innovaciones tecnológicas, el esfuerzo realizado por los técnicos que en forma primordial han participado en este campo , los geotecnistas y los químicos en polímeros , que se han dedicado con especial atención a conocer y comprender el área de conocimientos del otro especialista . De ésta manera ha surgido una especie nueva de expertos , los especialistas en geosintéticos , conformada por ingenieros en mecánica de suelos que utilizan éstos materiales , y los químicos en polímeros , que desarrollan nuevos y mejores materiales

Los geotextiles , al ser telas permeables , que utilizadas en combinación con la cimentación , con el suelo, con la roca o con cualquier otro material geotécnico , forman parte de un proyecto , estructura o sistema realizado por el hombre, se componen de un grupo de polímeros denominados plásticos que son moléculas gigantes obtenidas sintéticamente a partir de derivados de la industria petroquímica.

Georredes orientadas:

Son estructuras en forma de red , fabricadas a partir de láminas de polietileno de alta densidad y polipropileno . El proceso se inicia mediante la perforación de hoyos en la lámina , para posteriormente someter el material a calentamiento y orientación mediante rodillos giratorios en serie que jalan el material , obligándolo a elongarse en el sentido de la tracción.

Georedes no orientadas.

Son fabricadas mediante procesos de extrusión , filamentos gruesos de plástico se disponen en arreglos geométricos regulares , formando redes cuyas aberturas típicas son del orden de 8 mm x 8mm, aunque existen otros tamaños . Al no ser orientadas no se pueden utilizar en el refuerzo , sin embargo poseen altos valores de permeabilidad en su plano.

Geodrenes.

Son combinaciones de georedes no orientadas , laminadas con geotextiles en uno o ambos lados de la red , formando un auténtico dren sintético , la red proporciona el medio de conducción de los fluidos y los geotextiles proporcionan el medio filtrante.

Geoceldas.

También conocidas como geomatrices , son estructuras tridimensionales fabricadas a partir de tiras de geotextiles unidas entre sí mediante diversos procedimientos , existiendo también el caso donde la materia prima son tiras de geomembrana.

Geomalla.

Son estructuras tridimensionales de muy diversos tipos , empleados en obras de revegetación y reforestación , se colocan sobre taludes , cortes erosionados , en el área de descarga de alcantarillas de terraplenes ,etc ; protegiendo capas de relleno de suelo

sembrado y teniendo la doble función de retener al suelo y la semilla de la erosión y detener los escurrimientos de agua.

Geocompuestos de geotextil-bentonita.

Mediante el procedimiento textil de entrelazado mecánico , se producen láminas flexibles de bentonita sódica encapsulada por sus dos lados con geotextiles . El propósito de lo anterior es proporcionar una membrana impermeabilizante prefabricada , que combine las bondades de la bentonita con la facilidad de instalación de la presentación laminada , que muestra ventajas en la aplicación de bentonita a granel . En primer lugar se aprovecha el control del espesor , donde las propiedades de separación de los geotextiles se aprovechan por completo, y en segundo lugar por efecto de la penetración de las fibras del geotextil en la bentonita , existe mayor entrelazamiento entre el par fibra-arcilla , produciendo un comportamiento casi monolítico de la lámina , la mayor ventaja de éste geocompuesto es principalmente su acción como barrera impermeable , así como la seguridad y facilidad de instalación.

II.2 HISTORIA DE LOS GEOSINTETICOS

Desde la antigüedad , se han colocado materiales naturales como pieles o fibras vegetales sobre los suelos muy blandos , para reforzarlos y evitar la incrustación de materiales de préstamo en la construcción de caminos , bordos , chinampas , etc. En el sur de Inglaterra 2500 años antes de Cristo , arqueólogos afirman que se utilizaron varas y ramas para hacer caminos en zonas pantanosas . Los romanos tejían entre sí las ramas

antes de colocar piedras, así en China y otros países orientales el uso de camas de bambú para reforzar el suelo y la utilización de tejidos para reforzar y estabilizar los terrenos tienen más de un siglo que se comenzó, cuando se empezó a introducir lona en los rellenos de tierra para reducir el movimiento lateral en la parte posterior de las paredes de contención. En Estados Unidos una especie de algodón tejido se estaba utilizando hace 50 años para estabilizar carreteras de tierra. Sin embargo, ha sido durante estos últimos 20 años cuando realmente se ha dado gran variedad de aplicaciones a los geotextiles.

El empleo de telas con estos fines se inicia en este siglo, en la década de los años 60's, y los primeros textiles fabricados específicamente para obras de ingeniería aparecen a principios de los años 70's, en Estados Unidos y Canadá, se adoptan entonces los términos geotextil y geomembrana como denominación de materiales elaborados con polímeros que se emplean en geotecnia.

A partir de los años 80's, se desarrollan las georredes, las geomallas y los geodrenes, productos que representan la segunda generación de geosintéticos y que fueron diseñados para satisfacer necesidades particulares en obras realizadas en todo el mundo.

Durante estas dos décadas, la praxis se adelantó a la teoría, por la variedad y cantidad de obras en las que se usaron geoproductos, con base en métodos semiempíricos de cálculo, y como toda nueva tecnología, los geosintéticos solamente pueden lograr credibilidad y respetabilidad a través de un proceso largo y laborioso consistente en

numerosos estudios teóricos y de laboratorio , hasta que se defina progresivamente una metodología racional de diseño .

Hasta hace poco , la falta de normas específicas tendió a frenar la aceptación general de los geotextiles como materiales de ingeniería civil. Ahora, sin embargo, la situación ha cambiado y organizaciones como la Institution of Civil Engineers (Colegio de Ingenieros Civiles), la British Standards Institution (BSI) (Institución de Normas Británicas) y la United Kingdom Construction Industry (CIRIA) (Asociación de Investigación e Información de la Industria de la Construcción del Reino Unido) , reconocen la importancia de las nuevas técnicas y están actualmente preparando artículos de orientación y especificaciones al respecto. Por su parte CIRIA , ha preparado un documento para proyectistas y contratistas , que incluye la selección , utilización , producción y rendimiento , de los geosintéticos.

II.3 FUNCIONES DE LOS GEOSINTETICOS Y CARACTERISTICAS .

Las funciones de los geosintéticos son múltiples y en general , en una obra de ingeniería , estos materiales tienen una función principal y otras secundarias ¹.En la actualidad se reconocen cuatro funciones principales que son :

¹ Giroud 1980 "Introduction to geotextiles an their applications ".
Proceedings of the first Canadian Symposium on Geotextiles , Canada.

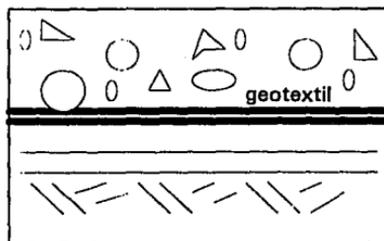
FUNCIONES DE LOS GEOSINTETICOS

♦ a)SEPARACION	• Al evitar o minimizar la mezcla de materiales de diferente granulometría .
♦ b)FILTRACION Y DRENAJE	• Al evitar la migración de partículas de suelo y permitir el libre flujo de agua y gases.
♦ c)REFUERZO	• Al soportar tensiones , estabilizar la masa de suelo y proteger geomembranas
♦d)IMPERMEABILIZACION	• al formar una barrera que impide el paso de fluidos y partículas de suelo. ²

²Murillo 1989 " Los geotextiles como material de construcción",

XV Congreso Nacional de Ingeniería Civil , CICM , México:

a) SEPARACION



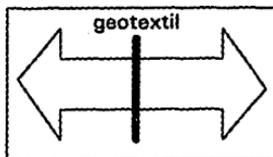
Los geotextiles , y en general los geosintéticos sirven para proporcionar una frontera entre dos capas de suelos con diferentes características físicas (granulometría , densidad , consistencia , etc.) .Así que la función de separación es muy importante para prevenir la contaminación de las capas de suelo en las se esté trabajando. De ésta manera se preserva la resistencia y permeabilidad de agregados y otro tipo de materiales selectos , previniendo la contaminación con suelos cohesivos. Aplicaciones muy frecuentes son en la construcción de caminos , terraplenes , etc . Así como en los procedimientos correctivos de vías férreas que presentan desniveles y asentamientos por contaminación del balastro.

Requerimientos del geotextil :

Para la separación requerimos de un geotextil que no sufra daños durante su colocación y relleno , después de que la construcción haya llegado a su término , además que no exista migración de partículas finas por fuerzas tanto dinámicas como estáticas, y de manera muy importante que no sufra daños de sustancias químicas. En las principales

obras que se utilizan los geotextiles como separación es en construcción de caminos , en presas de tierra y en diferentes terraplenes y obras que utilicen materiales térreos en su construcción.

b)REFUERZO



El geotextil imparte resistencia a la tensión a un sistema tierra - geotextil , incrementando la estabilidad estructural .Algunos ejemplos son el refuerzo de terraplenes contruidos sobre suelos inestables , la construcción de muros de contención mediante encapsulados de suelo , el desplante de taludes con mayores ángulos de inclinación , etc.

En 1990 el investigador Jewell , realiza una amplia compilación y revisión de los métodos de diseño de obras , como muros de tierra , taludes , terraplenes sobre suelos blandos y caminos no revestidos, analizando los principales usos de los geotextiles y georredes como refuerzo interno de la masa de suelo .Se valoran en su trabajo diversos métodos de diseño , se plantean los conceptos de equilibrio de fuerzas y de esfuerzos , se señala la importancia de evaluar la compatibilidad de deformaciones de los geosintéticos y de los suelos granulares (fig 1).



Fig 1 . Fuerza requerida y disponible para refuerzo (Jewell , 1990)

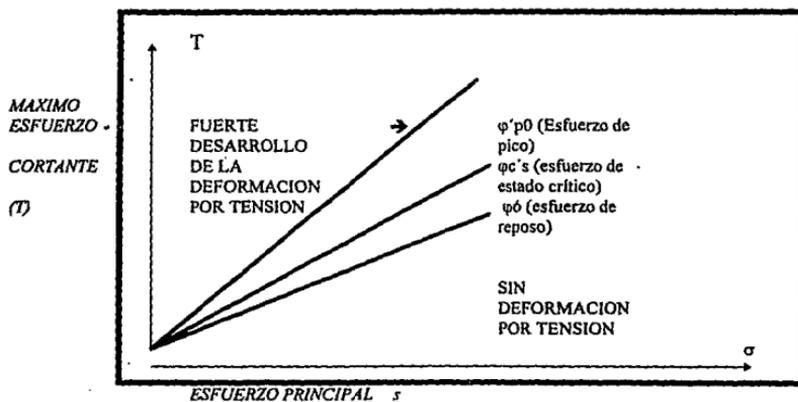


Fig 2. Resistencia al esfuerzo cortante movilizada y desarrollo de la deformación por tensión .(Jewell ,1990)

Se propone el empleo de los ángulos de fricción interna Φ'_{cs} , Φ'_c , y Φ_o , (de pico , del estado crítico y de reposo) , como parámetros del análisis de estabilidad (fig. 2). Es necesario comentar que solo se generan esfuerzos de tensión significativos en los geotextiles si el ángulo de fricción movilizado en el suelo Φ'_m , es mayor que Φ'_{cs} (Tabla 1).

SI Φ'_m MENOR QUE Φ'_c	NO EXISTE DEFORMACION POR TENSION
SI Φ'_m MAYOR QUE Φ'_{CS}	FUERTE DESARROLLO DE LA DEFORMACION POR TENSION
SI Φ'_{CS} MAYOR QUE Φ'_M Y MAYOR QUE Φ'_C	POBRE DESARROLLO DE LA DEFORMACION POR TENSION

Tabla 1.- Límites de deformaciones en el geotextil

Esta consideración es importante ya que marca el límite por debajo del cual el producto geosintético se incluye en el suelo sin efectos benéficos para la estabilidad.

El factor de seguridad (FS) en el suelo se define en forma tradicional en la ingeniería para rellenos con material granular como:

$$FS = \tan \Phi'_p / \tan \Phi'_m$$

al comparar la resistencia movilizada en el material , Φ'_m , con la resistencia máxima de pico , Φ'_p , o la disponible , según la compactación del suelo.

Para los geosintéticos se sugieren factores de seguridad que consideran el efecto de la temperatura , la resistencia de referencia (laboratorio) , el daño mecánico y la influencia del medio ambiente y del material .

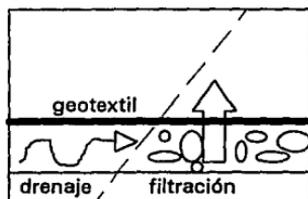
Como conclusiones de esta evaluación cabe mencionar :

Para el diseño se requiere de un conocimiento adecuado de las propiedades de resistencia y deformación de los suelos y del refuerzo . Es necesario realizar las mediciones y determinar las tolerancias en base a la fuerza requerida y la disponible , ya que permite aclarar el mecanismo de trabajo y simplifica el diseño para estabilidad y deformaciones.

Las deformaciones en taludes con ángulos cercanos a 90° respecto a la horizontal, observadas con refuerzo son relativamente pequeñas .Se conoce que el análisis y diseño de terraplenes en suelos blandos son usados , sin embargo el análisis por medio de círculos de falla resulta inseguro , también que el análisis por volteo tradicionalmente usado para muros de tierra reforzada es probablemente muy conservador , por lo que requiere mayor investigación.

En recientes congresos de geotextiles , se ha hecho de el conocimiento de los asistentes , que actualmente se llevan a cabo modelos o prototipos de casos de refuerzo de taludes , muros y terraplenes sobre suelos blandos , y los datos experimentales así obtenidos permiten verificar las estimaciones realizadas con los modelos matemáticos (generalmente del tipo de elemento finito) en los que se busca representar el comportamiento del suelo , de los geosintéticos y de la interfase entre ambos.

c) FILTRACION Y DRENAJE



La filtración se define como la retención de partículas finas de suelo cuando el agua cruza por el geotextil de una capa de suelo fino a una de suelo no muy fino o granular, así mismo el drenaje se conoce como la conducción de un fluido sea líquido o gas a través del suelo , del resultado de drenar una capa de suelo , de ésta manera al formarse un sistema suelo -geotextil , permitiendo el libre flujo de agua , sin pérdida de partículas de suelo , a través del plano del geotextil , durante un lapso de tiempo relativamente amplio , como ejemplo se utiliza en la construcción de subdrenes de carreteras y autopistas , en combinación con estructuras pesadas como gaviones y enrocamientos para evitar la erosión de taludes y cortes , la contención de rellenos hidráulicos , etc.

Los geotextiles se usan progresivamente con más confianza en obras hidráulicas para asegurar la doble función de filtración y de drenaje . Las recientes investigaciones sobre el tema han hecho que se logre avanzar en forma significativa el entendimiento de los fenómenos involucrados , a tal punto que Gource y Faure (1990) dieron una ponencia con el título siguiente : "*La partícula de suelo , el agua ... y la fibra : una interacción*

fructífera que se encuentra ahora bajo control." Existen de hecho todavía dificultades para caracterizar la estructura de un geotextil tejido y no tejido a pesar de que se recurre a técnicas complicadas para ello . No existe por ejemplo consenso en cuanto a la técnica experimental (cribado en seco , húmedo o hidrodinámico con suelo o esferas de diámetro preestablecido) más adecuada para determinar la llamada abertura de filtración .

Las estimaciones teóricas de la permeabilidad de un geotextil a partir de sus características estructurales se basan todavía en fórmulas de Kozeny-Carman, a pesar de que se han puesto de evidencia sus limitaciones intrínsecas³ . Lo anterior hace que dependa esencialmente de pruebas de laboratorio para estimar la permeabilidad (transversal) y la transmisibilidad (en el plano del geotextil) de estos materiales. Equipos cada vez mas adelantados permiten medir y controlar estos parámetros y evaluar el material.

Para poder describir la interacción suelo-geotextil , se han desarrollado modelos teóricos en los que el paso de partículas a través del filtro se considera como un proceso matemático , y es sumamente necesario recurrir a pruebas de laboratorio para establecer la posibilidad de un taponamiento del geotextil⁴ y la influencia de la formación

³Auvinet 1986 " Estructura de los medios granulares".
Tesis Doctoral , DEPTI , UNAM, México.

⁴Rollin , 1989 "Long term behavior of geotextiles in drainage systems",
XII International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering , Vol.3
Brasil.

progresiva de un *cake* o enjarre de partículas finas en la cercanía de la tela⁵ sobre la permeabilidad del conjunto tela-suelo.

Por analogía con los filtros granulares se recomienda usualmente que la permeabilidad del filtro (K_f) sea grande con respecto a la del suelo (K_s) , Sin embargo , Giroud (1982) , considera suficiente que $K_f > 0.1 K_s$.

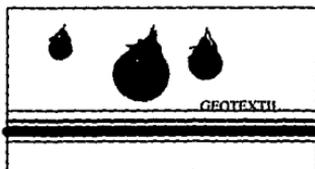
Los requerimientos del geotextil son :

MECANICOS	ADECUADO ESPESOR MANTENIDO DURANTE UN INCREMENTO DE PRESION , Y MANTENER EL CRITERIO DE FILTRO CON UN DIAMETRO D_w EFECTIVO.
HIDRAULICOS	PREVENCION DEL LAVADO DE LAS PARTICULAS FINAS PUESTAS EN EL FILTRO DE GEOTEXTIL,CAUSANDO UNA REDUCCION DE LA PERMEABILIDAD HORIZONTAL, DAR UN ALIVIO DE PRESION PARA EL FLUJO DEL AGUA PARA UN CRITERIO DE PERMEABILIDAD DE K_v .
FILTRO	DANDO UN FLUJO CONSTANTE AL AGUA EN EL PLANO DEL GEOTEXTIL CON UN MÍNIMO DE PERDIDA DE PRESION
DURACION	PREVENIR UN ATAQUE QUIMICO AL GEOTEXTIL O DESGARRE DEL MISMO.

Tabla 3 .- Requerimientos del geotextil.

⁵ Williams, Anwar 1989 "Evaluation of geotextile/soil filtration characteristics using the hydraulic conductivity ratio analysis" Geotextiles and Geomembranes Vol. 8 . Great Britain.

d) IMPERMEABILIZACION



La definición de impermeabilización con geotextiles , es la de crear una barrera que impida el paso del agua , por medio de la impregnación de un bitumen , en la que su principal función es la de dar soporte al material impermeabilizante .

De las principales funciones del geotextil , podemos mencionar la de ser capaz de almacenar gran cantidad de material de bitumen , con un mínimo de encogimiento causado por variaciones de temperatura , y que exista una homogeneidad , adecuarse a las fluctuaciones de temperatura, para compensar la tensión y elongación. Algunas de sus aplicaciones son el aislamiento o encapsulamiento de suelos expansivos , la impermeabilización de pavimentos antes de colocar sobrecarpets asfálticas , la elaboración de formas flexibles impermeables , etc.

CARACTERISITICAS DE LOS GEOTEXTILES (PRUEBAS MECÁNICAS)

En la mayoría de los casos , las pruebas de laboratorio proveen las bases de selección del tipo de geotextil , la diferencia en la terminología técnica usada en la rama textil , y la industria de la construcción respectivamente , hacen que el intercambio de información sobre especificaciones y resultados , sean difíciles de interpretar.

La evaluación de los geotextiles fue originalmente llevada a cabo con estricto apego a lo dictado en la industria textil. Actualmente , los métodos específicos de laboratorio para conocer las diferentes características de éstos materiales han ido gradualmente ganando aceptación.

Los ingenieros constructores , deben de juzgar a que tipo de esfuerzos se someterán los geotextiles en diferentes proyectos y que funciones desarrollarán. Esa aplicación frecuentemente no puede ser determinada por un solo parámetro , por ejemplo un geotextil con muy buena capacidad de filtración , puede ser inaceptable si su resistencia a la penetración es muy baja , ya que durante la construcción y su colocación podría dañarse y destruirse .

A continuación se describirán algunas de las pruebas típicas realizadas a los geotextiles , y sus resultados.

Interpretación de los resultados.

Los diferentes fabricantes publican normalmente los resultados típicos de pruebas o el mínimo promedio de estas. Es importante entender la diferencia entre estos tipos de valores. Algunos de ellos se basan en una típica curva de distribución normal ⁶.

El promedio típico de valores se define como el valor que puede esperarse el 50% del tiempo cuando la prueba se está realizando de acuerdo a las normas establecidas.

El mínimo valor promedio, se define como el valor que se puede esperar el 95% del tiempo durante la prueba, de acuerdo al mismo procedimiento.

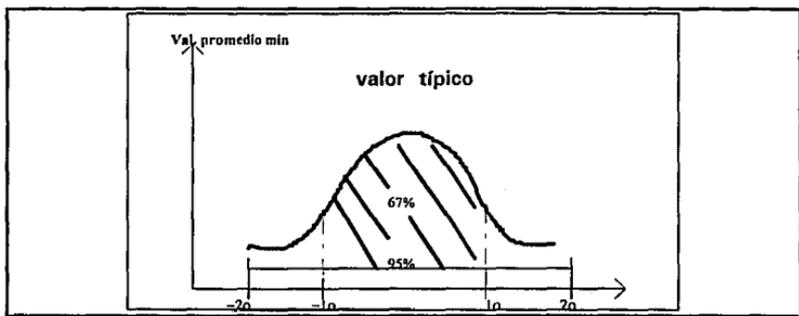


Fig. 4 Determinación del mínimo y típico promedio de valores.

⁶ Curva llamada de densidad de probabilidad normal.

Probabilidad y estadística para ingenieros.

Miller Irwin, Prentice Hall 1987

Para determinar la conformación de las especificaciones de un material geosintético , el usuario debe referirse a los procedimientos de la prueba ASTM D 4759 (Práctica estandarizada de la determinación de las especificaciones de los Geosintéticos) , éstas pruebas pueden proveer el significado de las propiedades , las cuales servirán para rechazar o aceptar un geotextil dependiendo de sus características.

PRUEBAS MECÁNICAS

1.1.-PRUEBA DE MASA POR UNIDAD DE AREA (ASTM D-3776)

Esta es muy utilizada para comparar a los geotextiles entre sí ,se considera una prueba general de los geotextiles , puesto que el costo es proporcional a la masa /unidad de área , al igual que el costo de instalación .Su homogeneidad indica la homogeneidad de las propiedades mecánicas.

1.2.- RESISTENCIA A LA PENETRACIÓN (ASTM D 4833)

Este método es usado para medir el grado de resistencia a la penetración de los geotextiles ,geomembranas y los productos relacionados.

Las pruebas muestran la fuerza de absorción cuando los geotextiles absorben una carga concentrada , en la construcción de caminos y de taludes , durante la compactación del material de relleno . Un espécimen es arreglado sin tensión en un anillo circular , asegurado en una máquina de prueba , una fuerza es concentrada en contra del centro de la muestra

con una sólida varilla de acero de 5/16 de pulg. La fuerza con la que la varilla penetra la muestra es el máximo valor de penetración del material. Esta prueba es completada sin la consideración del suelo , así que los resultados obtenidos solo pueden ser usados indirectamente.

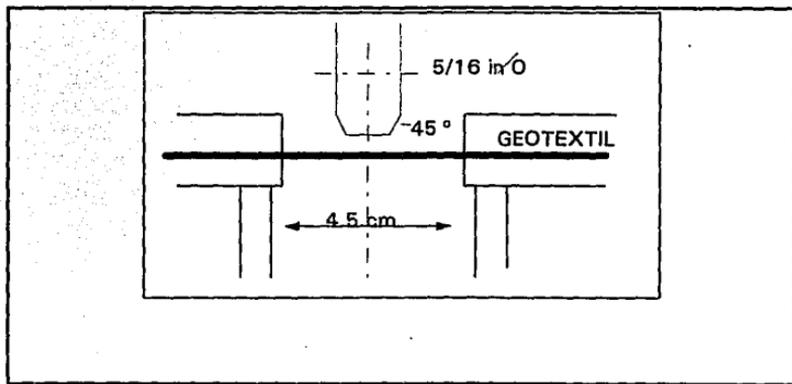


Fig. 5 . Determinación de la resistencia a la penetración del geotextil.

1.3 .-RESISTENCIA A LA TENSION (ASTM D 4632)

Este método de prueba ,es para determinar la fuerza de tensión y la elongación de la muestra de geotextil. Solo será usada como prueba de referencia.

La prueba se hace sin consideración de la influencia del suelo , así que si el espesor de la muestra se incrementa, el valor de tensión incrementa, la prueba consiste en obtener una muestra del material, de forma rectangular y hacer unas perforaciones , las cuales se unen a unos tensores y estos producen una fuerza de tensión, al producirse un valor límite ,uno de los extremos se rompe, y esto no quiere decir que ha llegado a su esfuerzo de ruptura, pero demuestra que cuando las perforaciones son considerables con respecto al tamaño de la muestra estos esfuerzos no se distribuyen equitativamente en todo el geotextil, el geotextil sufre una deformación parecida a un anillo alrededor de las perforaciones, las cuales pueden resistir valores de tensión mayores, aunque la muestra este parcialmente destruida. La elongación es medida con respecto a la longitud inicial de las perforaciones y la longitud final de las mismas en el geotextil, estas propiedades son una excelente referencia para medir la fuerza de elongación en el espécimen .

1.4.- ELONGACIÓN APARENTE.

Mediante el uso de extensómetros , se determina paralelamente la carga que ocasiona la ruptura ,correspondiendo al incremento en longitud en el punto de ruptura , expresado en porcentaje de la longitud original de la muestra ,existe cierto paralelismo entre la forma de ensayar el geotextil y lo que físicamente le sucede a dicho material cuando se extiende agregado sobre él, como se muestra en la siguiente figura :

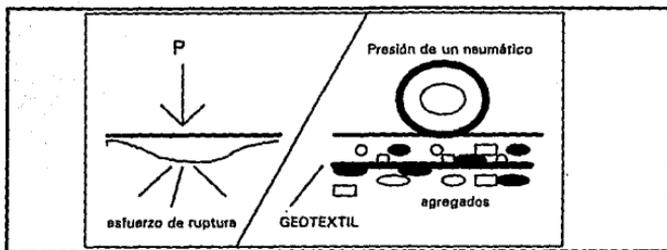


Fig. 6 . Esfuerzos debidos a presiones en el geotextil.

Se emplea para comparar daños por instalación, pues la elongación es otro componente de la respuesta del material a la aplicación de un esfuerzo de tracción. Esta propiedad en combinación a la de la Resistencia a la Tracción del material, dan la resistencia total combinada en los casos que las sollicitaciones mecánicas impuestas al geotextil se manifiestan mediante tensiones .

1.5.- RESISTENCIA A LA TRACCION EN TIRAS ANCHAS (ASTM D4595)

Con una muestra de 20 cm de ancho, sujeta con mordazas y con una separación entre una y otra de 10cm, esto se hace con el propósito de obtener rupturas más adecuadas sin adelgazamiento de la tira que se prueba. Este método es más adecuado para geotextiles no tejidos y para geotextiles tejidos con resistencia de aproximadamente 100 kN por metro de ancho, la prueba determina la resistencia real del material para diseño

del refuerzo en muros de contención, terraplenes, taludes y otros casos donde se desea refuerzo a la tensión. Esta propiedad se reporta en N/m {Newtons por metro}de ancho. Se recomienda como precaución el comparar resultados de diferentes laboratorios , pues aún no existen correlaciones de precisión entre los laboratorios de forma simultánea.

1.6 .- MODULO DE TENSION (ASTM-D-4595)

Se define como el cociente entre el cambio en fuerza por unidad de ancho y el correspondiente cambio en deformación . Su determinación se efectúa en la gráfica de Resistencia a la Tracción contra el % de elongación. Existen variantes : el módulo secante , el módulo tangente , y el modulo "offset".(Fig. 7)

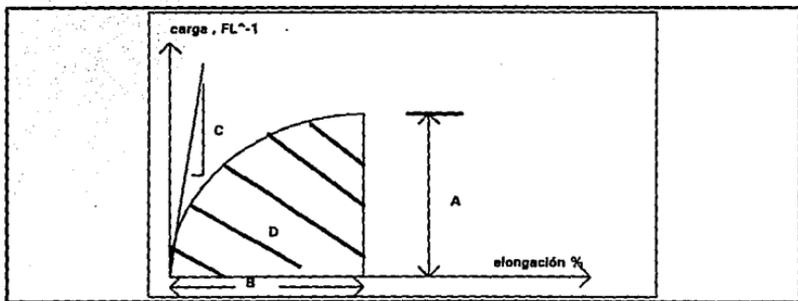


Fig.7 Información obtenida de la curva Carga- Elongación.

DONDE :

1. A- Resistencia a la tracción.
2. B -Elongación

3. C - Módulo (Grado de rigidez , Potencial de soporte , Resistencia a la deformación)
4. D= Tenacidad (Energía necesaria para romper el material , Capacidad de soportar tensiones y alargamientos)

Esta es una de las propiedades más significativas para la aplicación de refuerzo , ya que indica la capacidad de soporte que pueda proporcionar el geotextil , así como , inversamente , su capacidad de adaptarse a irregularidades del terreno donde se aplican diversos métodos de diseño de caminos revestidos en terraplenes y sobre carpetas reforzadas con geotextiles tomando en cuenta esta propiedad.

1.7.- RESISTENCIA AL REVENTAMIENTO MULLEN (ASTM-D-3786)

En forma muy sencilla ; consiste en someter una muestra del geotextil a presión axial de un émbolo de hule en forma de burbuja , que es accionado por un sistema hidráulico . Prueba índice ampliamente utilizada en la industria del cartón . Se puede utilizar para comparar el daño ocasionado a un geotextil durante su instalación ,de conformidad con la figura siguiente (fig. 8):

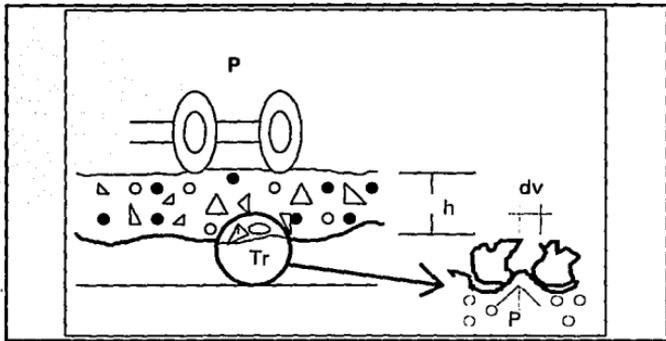


fig.8 Conceptualización esquemática del efecto de presiones del suelo sobre un geotextil , que se modelan en laboratorio con la prueba de Resistencia al Reventamiento(Koerner,1990).

La figura anterior muestra un ejemplo de como una prueba índice , como la Resistencia al Reventamiento Mullen puede relacionarse con una situación de campo real, así que :

T_r = resistencia requerida de la tela.

P' = esfuerzo en la superficie del geotextil menor o igual a P , la presión de inflado de las llantas.

d_v = diámetro máximo de vacos = 0.4 da

d_a = es el diámetro promedio del agregado .

Entonces tenemos que : $T_r = P' \cdot d_v$, ésta ecuación se relaciona con las condiciones de la prueba Mullen , pues para dicha prueba se cumple que $T_u = P_e \cdot d_e$, donde T_u es la resistencia última del geotextil , P_e es

la presión aplicada durante el ensaye y (d_e) es el diámetro del ensaye (3cm) , relacionando las dos ecuaciones se obtiene el factor de seguridad , de la siguiente manera:

$$FS = T_r/T_u = 3 P_e / 0.4 da P = 7.5 P_e / P' \cdot da.$$

1.8.-COEFICIENTE FRICCIÓN SUELO - GEOTEXTIL

Existen diferentes métodos , que son adaptaciones de la prueba de esfuerzo cortante empleada en geotecnia , modificada para fijar el geotextil al arreglo . En la fig. 9 se muestra el aparato empleado por Haliburton , mismo que también se puede modificar , para colocar dos suelos representativos de la situación real que se desea modelar y determinar la resistencia al deslizamiento por medio de aplicación de una fuerza al textil para tratar de sacarlo de su lugar., esta prueba es de importancia para el cálculo de muros de contención , reforzados con cápsulas de geotextil , donde el material trabaja por fricción , en general se aplica en refuerzo. *Frecuentemente , con el resultado de esta prueba , comparado con las propiedades del suelo , se obtienen Eficiencias en cohesión y ángulo de fricción , siendo los parámetros del suelo los limites máximos para el sistema suelo - geotextil.*

1.9.- ELONGACION A LARGO PLAZO , CON CARGA ESTÁTICA (FLUJO PLÁSTICO)

Los métodos disponibles consisten en fijar cargas estáticas en muestras anchas del geotextil (ASTM D-4595) , correspondientes a las

cargas que causan elongaciones diversas en ensayos de tensión normales , computándose la elongación obtenida a diferentes lapsos de observación. Los resultados son únicamente índices.

1.10.- PERMISIBILIDAD

Se define como la cantidad de flujo volumétrico de agua por unidad de área , por unidad de carga hidráulica bajo condiciones de flujo laminar , en una dirección normal a través del geotextil . Se determina por el método de ASTM D4491-85 , pudiendo optar por el ensayo de Carga Constante o el de Carga Variable . En la primera opción , se verifica que exista flujo laminar. Los aparatos para esta determinación difieren de los permeámetros utilizados en las determinaciones geotécnicas , el método de carga constante se emplea en caso de tener flujos muy altos.

Las determinaciones se efectúan midiendo el flujo a través del geotextil , calculando la permisibilidad , en la que se encuentra implícito el espesor del material.

1.11.- TAMAÑO DE ABERTURA APARENTE ASTM D-4751-87

La determinación se efectúa en laboratorio , con un equipo consistente en un vibrador del tipo empleado para determinar la

granulometría del agregado . El geotextil se fija entre dos cernidores que no tienen malla fina en su fondo y sobre él se coloca un peso conocido de esferas de vidrio calibradas a determinado tamaño U.S. standard , sometiendo el arreglo a 10 min. de vibración , al cabo de lo cual se determina el % de esferas que se retuvo , en relación con el peso inicial. Se ensayan tamaños cada vez mayores , el AOS es el tamaño de malla U.S Standard correspondiente a la fracción de esferas que fueron retenidas en un 95% o más. También se expresa como O95 , en cuyo caso el valor corresponde a la equivalencia en mm del tamaño o número de malla . La Prueba Índice se realiza con los siguientes problemas:

*Para geotextiles entrelazados mecánicamente , las esferas de vidrio se quedan atrapadas , además de no modelar adecuadamente el cambio de la estructura filtrante con la presión.

*En condiciones de la prueba , para algunas telas tejidas de hilos planos , las fibras se mueven , creando mayor abertura a la real.

*No modela adecuadamente el comportamiento real en una situación de uso.

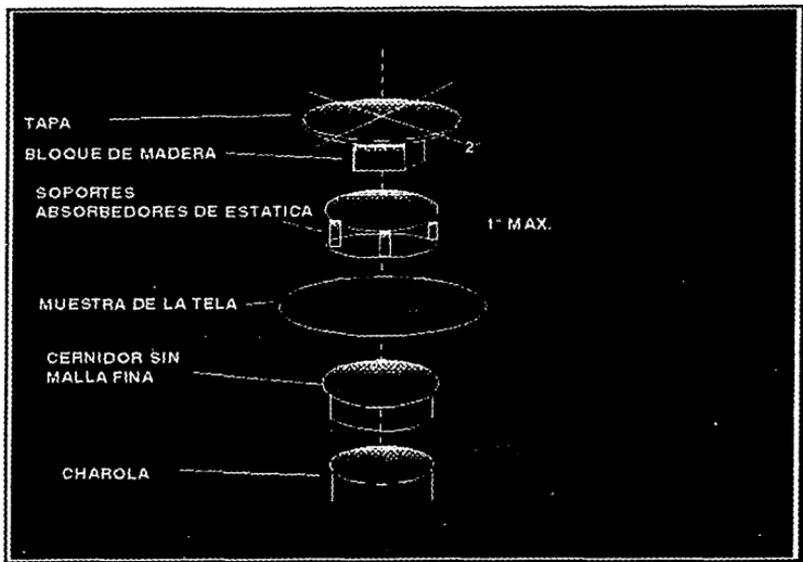


Fig. 9.- Equipo para determinación del Tamaño de Abertura Aparente de los Geotextiles (AOS) Haliburton.

Otro tipo de pruebas hidráulicas que se realizan a los geotextiles como puede ser la determinación del Coeficiente de Permeabilidad en el Plano o Transmisibilidad, la cual también se aplica a los productos geosintéticos conocidos como los geodrenes, los cuales han desplazado a los geotextiles fabricados por entrelazamiento mecánico como drenes.

Una prueba que también resulta muy valiosa es la desarrollada por Koerner (1982) , para determinar el potencial de taponamiento de geotextiles . Dicha prueba consiste en hacer fluir agua en condiciones de carga constante a través de un arreglo geotextil-suelo colocado en un cilindro de prueba se efectúan mediciones de flujo con respecto al tiempo transcurrido , obteniéndose curvas del tipo mostrado en la fig.(10) cuyo desarrollo se puede considerar representativo del flujo de agua a través de suelos protegidos con filtro de geotextil , la gráfica indica con un valor , el cual gradualmente se va reduciendo al transcurrir el tiempo , hasta que la curva se vuelve asintótica con respecto al eje del tiempo, a partir de este punto , siempre y cuando la situación no cambie y la pendiente se mantenga constante, se puede concluir que el sistema suelo -geotextil ha llegado al equilibrio y que alguno de los mecanismos mostrados en la fig. (11) o una combinación de ellos prevalece . La tendencia de la curva también indica que en un inicio el flujo es controlado por el grado de densificación del suelo y al final por la interacción suelo -geotextil. La situación de equilibrio mencionada se alcanza en lapsos que dependen esencialmente de la granulometría del suelo, pudiendo requerirse lapsos de observación hasta de 1 000 hrs. La limitación de ésta prueba además de su costo y duración , es que existen factores difíciles de aislar que pueden afectar los resultados , llevando a la errónea conclusión de que la muestra se ha tapado. Estos factores pueden ser la salida del aire que se encuentra en suspensión o la generación de bacterias en el equipo.

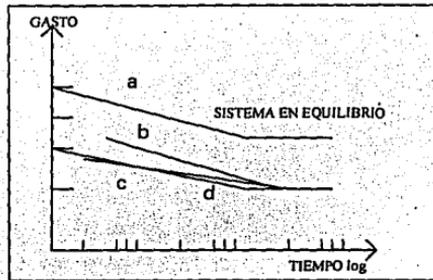


Fig. 10 Curva de flujo a largo plazo en un sistema de suelo con filtro textil.

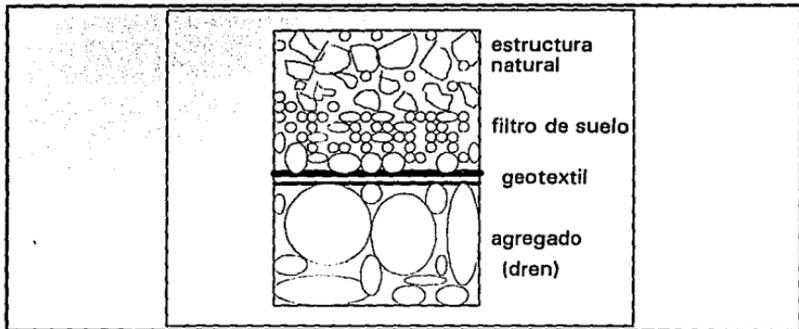


Fig. 11 Mecanismo de filtración del geotextil promoviendo la formación de un filtro natural de suelo.

PROPIEDADES DE DURABILIDAD DE LOS GEOTEXTILES.

Estas propiedades incluyen la resistencia al ataque químico , biológico , térmico y a la luz ultravioleta. El método ASTM D-543 , cuyo título es "*Resistencia de los plásticos*

a los reactivos químicos " proporciona una lista de 50 reactivos estándar , los cuales se emplean para el ensaye químico , sometiendo muestras del geotextil a ataque acelerado a altas temperaturas .Como resultado , se reportan cambios en peso , dimensiones , apariencia y propiedades mecánicas . El método EPA 9090 , desarrollado inicialmente para el ensaye de geomembranas , será modificado en breve para incluir la prueba de geotextiles que serán empleados en sistemas de impermeabilización de presas de almacenamiento de desechos químicos peligrosos. Este método está diseñado para evaluar la compatibilidad química de los geosintéticos con los productos depositados en las presas. El procedimiento consiste en sumergir el textil en el producto químico o fluido que se trate , durante 120 días , tanto a temperatura ambiente como a 50° C. Previo a la inmersión y después de cada 30 días , se efectúa la determinación del espesor , masa por unidad de área , resistencia a la tracción por el método Grab, resistencia al rasgado , resistencia a la perforación, permisibilidad y transmisibilidad , de acuerdo a los métodos ASTM aplicables.

Existen otros métodos no normalizados que en esencia consisten en someter al geotextil a ataque químico con diferentes reactivos a diferentes concentraciones y a diferentes temperaturas durante lapsos de observación variables , comparando los cambios existentes al cabo de un lapso de observación por medio de alguna prueba mecánica .

En todos estos casos es importante tener en mente que , si bien efectivamente el ataque químico puede acelerarse mediante el incremento en la concentración del agente químico o mediante el ensaye a temperaturas elevadas , definitivamente no se conoce ninguna correlación de ningún tipo , que permita extrapolar los resultados de una prueba

acelerada al comportamiento en condiciones empleadas para acelerar los resultados no alteren el mecanismo de la reacción química entre el reactivo y el polímero. Lo anterior responde a las rutas de reacción química de acuerdo con agentes externos como la temperatura , presión , concentración , agitación mecánica , sustancias catalizadoras , etc.

De acuerdo a las pruebas realizadas a los geotextiles, se podrán conocer una serie de resultados que se utilizarán en el proceso de diseño y que a continuación se mostrará una tabla con los principales resultados de las pruebas mecánicas aplicadas a geotextiles convencionales:

TIPO DE GEOSINTETICO	PESO (G/M2)	MODULO TANGENTE INCIAL KG/CM	DEFORMACION UNITARIA ULTIMA. %	RESISTENCIA ULTIMA A LA TENSION KG/CM
Georred Biaxial Tensar SS-1	200	367	13.5	21
Georred Biaxial Tensar SS-2	298	544	12.0	32
Geotextil tejido Mirafi 500	135	128	35.0	19
Geotextil tejido Mirafi 600	203	80	35.0	32
Geotextil no tejido Typar termosoldado	135	94	50.0	8
Geotextil no tejido Fibertex punzonado	407	8	50.0	7

II.4 LOS GEOTEXTILES Y LA INGENIERIA

El término geotextiles ha sido internacionalmente establecido en el campo de la ingeniería de construcción por décadas, especialmente en lo que respecta a la Ingeniería Civil , por lo que se ha convertido en "la solución " al diseño y construcción, independientemente de las diferencias geográficas climáticas y tecnológicas.

Así mismo los diferentes investigadores consideran propio enumerar las posibilidades y limitaciones de los geotextiles, uno de los más significantes materiales en la ingeniería civil, con su amplio campo de aplicación.

Hasta la fecha no existe ningún otro material disponible en la industria de la construcción - llámese concreto acero o madera, o alguna combinación - que ofrezca tal variedad de soluciones a los problemas como lo hacen los geotextiles en la ingeniería civil. En general, estas soluciones se refieren a la estabilidad de cimentaciones , protección contra erosiones, drenaje, estabilización de deslizamientos, refuerzo de pavimentos, etc.

El revolucionario desarrollo de geotextiles empezó en los años setentas en construcción de caminos, cuando los caminos eran construidos en suelos de baja capacidad de soporte y un alto contenido de humedad. Con el éxito obtenido en los caminos, los geotextiles fueron subsecuentemente empleados y usados en gran escala como sustitutos de filtros minerales en la construcción hidráulica y de drenaje. En México, ante la necesidad de aplicar geotextil tejido en obras costeras , y conocer su comportamiento ante los rayos del sol para predecir su vida útil, desde 1970 se han

llevado a cabo estudios sistemáticos y periódicos. En la década de los ochentas se ha estudiado el efecto del tiempo ante carga constante (creep) así como la fricción ante diferentes tipos y condiciones de suelo; se desarrolló un programa matemático para diseñar suelo reforzado con Geosintéticos de alta tenacidad (20/ton/ml). Se han realizado pruebas en los laboratorios del Instituto de Ingeniería de la UNAM , Instituto Mexicano del Petróleo, Laboratorios de la Cámara de la Industria Textil , etc.

La variedad de información recopilada de los proyectos, estudios e investigaciones, procesos y evaluaciones del comportamiento fueron presentados por primera vez en la "1er Conferencia Internacional de Geotextiles" en París en 1977, gracias a esto fabricantes comenzaron a desarrollar diversos tipos y clases de nuevos geotextiles que fueron ofrecidos con diferentes características mecánicas, hidráulicas y físicas.

En suma, el gran potencial económico de este nuevo producto surtió el efecto de incrementar las actividades de investigación en todo el mundo, cuyos resultados fueron presentados en la "2a. Conferencia Internacional de Geotextiles " llevada a cabo en Las Vegas en 1982, ésta conferencia fué distinta a la primera puesto que no solo se incrementaron los conocimientos sobre los principios teóricos de la acción de los geotextiles, sino porque se dieron a conocer las experiencias a través de su uso en diferentes áreas.

Durante y después de 1982, el desarrollo del mercado de geotextiles continuó parcialmente con usos innovadores y la diversificación de los productos relacionados para aplicaciones especiales (georedes , compuestos y drenes especiales). Sin embargo entre

1982 y 1986 se hicieron esfuerzos también para estandarizar nacional e internacionalmente las pruebas a los geotextiles, para crear comités y normas, y así preparar principios tecnológicos para los geotextiles.

Los comités más importantes creados son:

- ASTM-Estados Unidos de Norteamérica.
- SVG/VSS - SUIZA
- FVS-AUSTRIA
- SABS-SUD.AFRICA
- SAA-AUSTRALIA
- CFG/AFNOR-FRANCIA

A pesar de la variedad de actividades científicas inspiradas por fuerzas económicas hay muy poca información técnica disponible que instruya a ingenieros y geotecnistas en la aplicación de los geotextiles en relación a la mecánica de suelos convencional.

En la mayoría de los casos el usuario está forzado a aceptar la mayoría de los resultados de los geotextiles como dogma, sin la oportunidad de calcular los resultados involucrados, como es común en la práctica de la ingeniería, y para probar el factor de seguridad (F.S.).

II.5.- EJEMPLOS DE UTILIZACION DE GEOSINTETICOS EN LA INGENIERIA CIVIL.

En la ingeniería el uso de los geotextiles se ha incrementado considerablemente en diferentes ramas de la misma, así que los podemos encontrar desde la repavimentación de caminos, hasta en la construcción de rompeolas con bolsacreto a base de geotextil tejido; de la misma manera se puede dar solución a la construcción de terraplenes en suelos blandos, empleando como parámetro básico del refuerzo su resistencia a la tracción, su módulo y fricción .

Los geoproductos se aplican a una amplia variedad de obras, como taludes y muros de tierra , control de erosión , almacenamientos, cortinas de presas, canales , vías de comunicación , sistemas de filtración y drenaje, y en la disposición de residuos líquidos y sólidos, así como también en el tendido de vías férreas , impermeabilización de túneles, etc.

Una de las aplicaciones más extraordinarias de los geotextiles ha tenido lugar en la zona denominada Peak District, en Derbyshire, Inglaterra. Se utilizó allí una combinación de lana de oveja y una membrana de geomalla para reparar tramos muy erosionados de los senderos de los montes Peninos, zona muy popular entre los excursionistas .

La lana de oveja colocada en una zanja de 150 mm de profundidad proporcionó una base amortiguadora para las láminas que se pusieron directamente sobre ésta. Luego se colocó una membrana de geomalla Netlon® para extender la carga viva sobre un ancho de 2 m , para que todo el sendero flotara sobre la turba. Esto a su vez

se recubrió con una capa de 75 mm de espesor de arenisca basáltica de grano grueso y turba suelta.⁷

Entre otras aplicaciones se incluyen las siguientes : refuerzos de subsuelos inestables para construir carreteras en terrenos pantanosos sin necesidad de excavar a profundidad para eliminar el material inservible, prevención de la erosión de los declives de tierra de los rebosaderos de los embalses , estabilización de paredes erosionadas de los acantilados y desmontes, para el paso de carreteras o ferrocarriles.

El revolucionario uso de los geosintéticos ha influido en la creación y desarrollo de empresas que actualmente se dedican a la fabricación y distribución de éstos materiales los cuales ofrecen una variedad de productos relacionados , y además se pueden aplicar en diferentes modos y formas.

En México actualmente existen pocas industrias desarrolladoras de éstos productos por lo que se tienen que importar , pero de acuerdo a los requerimientos y volúmenes se puede encargar su fabricación a industrias textiles , de acuerdo a estándares internacionales.

La siguiente figura (fig. 12) muestra los diferentes usos de los geosintéticos.

⁷ Fuente :Brian Dumbleton
Revista *New Civil Engineer*. Londres,
Inglaterra.

CAPITULO III MECANICA DE SUELOS

III.1.- IMPORTANCIA DEL CONOCIMIENTO DE LAS CARACTERÍSTICAS MECANICAS DE LOS SUELOS.

Un preciso conocimiento de las características del suelo es de crucial importancia para el uso y dimensionamiento de estructuras de tierra utilizando geotextiles. Es así como en el presente capítulo describiremos algunas de las características más importantes de los suelos, y presentaremos algunos rangos de variación de las propiedades en la mayoría de los tipos de suelos.

Así como lo expresan los diferentes autores e investigadores en el campo de la Mecánica de Suelos, el desarrollo de la técnica de los principios de la Mecánica hizo posible predecir el comportamiento de una estructura, basándose en las propiedades de los materiales constitutivos de ella, por lo que es inútil discutir el papel fundamental del suelo en la tecnología ingenieril, ya que el suelo como material de construcción se ha vuelto una necesidad, en todos los aspectos, tanto económicos como prácticos, que en interacción con los geotextiles se vuelve un material sumamente eficiente y competitivo.

A medida en que el desarrollo de la Mecánica de Suelos fué aumentando el conocimiento empírico sobre los suelos, se fué haciendo evidente que los resultados de las pruebas de laboratorio podían dar conclusiones erróneas a no ser que las

muestras obtenidas del terreno fueran prácticamente inalteradas, es decir, que las propiedades del suelo, en toda su extensión, se mantuviesen en el espécimen extraído.

También, es de suma importancia, que al estudiar las características de los suelos conozcamos las de los geotextiles, para llevar a cabo su interacción.

III.2.-PRINCIPALES CARACTERISTICAS DE LOS SUELOS

A continuación se describirán de manera general las principales características de los suelos.

a)FORMA .

La forma individual de las partículas de suelo es una característica de suma importancia , ya que con el conocimiento de ésta , podemos predecir el comportamiento mecánico del suelo , así mismo , la forma en que se distribuyen y acomodan las partículas de suelo nos pueden dar a conocer con gran acercamiento el posible origen de los suelos y conocer su composición de acuerdo a su procedencia.

Las principales formas de los suelos se pueden resumir en :

Forma equidimensional (Angulosa , Subangulosa , Redonda)

Forma laminar (arcillas)

Es así que la forma equidimensional , en la cual las tres dimensiones de la partícula son de magnitud comparable . Las formas redondas (provenientes frecuentemente de un proceso de abrasión y rodamiento) por ejemplo arena de mar y boleas, la forma angulosa (proviene generalmente de una trituración) , forma laminar (como las arcillas) debido a que las partículas tienden a ser aplastadas , y otras formas derivadas de las combinaciones de éstas.

b) GRANULOMETRIA

El principal criterio para clasificar a los suelos es por el tamaño individual de sus partículas , por lo que en la siguiente gráfica (fig.13) se presenta una distribución de los principales tipos de suelos.

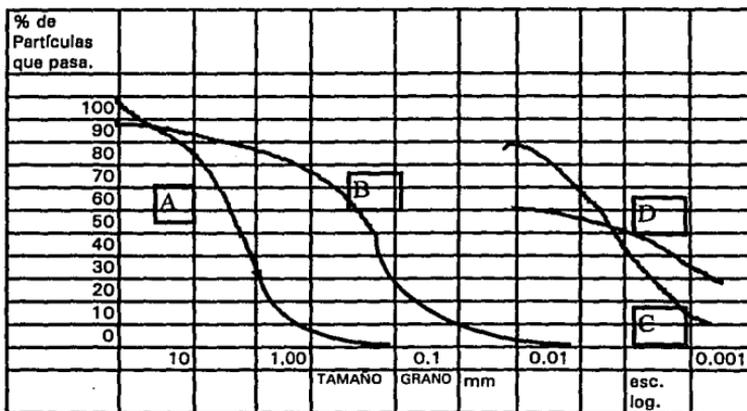


Fig.13 Curva típica de granulometría.

Donde :

- A.- Arena muy uniforme .
- B.- Suelo bien graduado
- C.- Arcilla del Valle de México
- D.- Arcilla del Valle de México

La curva granulométrica se dibuja con porcentajes como ordenadas y tamaños de partículas como abscisas . Las ordenadas se refieren a porcentaje en peso , de las partículas menores que el tamaño correspondiente. La representación en escala semilogarítmica (eje de las abscisas en escala logarítmica) resulta preferiblemente a la simple representación natural , pues en la primera se dispone de mayor amplitud en los tamaños finos y muy finos , que en escala natural resultan muy comprimidos , usando un módulo práctico de escala. La forma de la curva da inmediata idea de la distribución granulométrica de las partículas de suelo. En un suelo constituido por partículas de un solo tamaño , estará representado por una línea vertical (pues el 100% de sus partículas , en peso , es de menor tamaño que cualquiera mayor que el que el suelo posea una curva muy tendida indica gran variedad en tamaños (suelo bien graduado).

Hay que tener la consideración que en los suelos gruesos cuya granulometría puede determinarse por mallas , la distribución por tamaños puede revelar algo de lo referente a las propiedades físicas del material en efecto , la experiencia indica que los suelos gruesos bien graduados , o sea con amplia gama de tamaños , tienen un comportamiento en términos de la ingeniería más favorables , ha de señalarse que el

comportamiento mecánico e hidráulico está principalmente definido por la compacidad de sus granos y su orientación, características que, se destruyen por la misma manera de realizarse la prueba de granulometría. También en suelos de partículas finas, en estado inalterado, las propiedades mecánicas e hidráulicas dependen en tal grado de su estructuración e historia geológica, que el conocimiento de su granulometría resulta totalmente inútil.

Como una medida simple de la uniformidad de un suelo, Allen Hazen propuso el coeficiente de uniformidad definido como:

$$Cu = [D_{60}/D_{10}]$$

En donde :

D_{60} : Tamaño tal, que el 60% en peso del suelo, sea igual o menor.

D_{10} : Llamado por Hazen diámetro efectivo; es el tamaño tal que sea igual o mayor que 10%, en peso, del suelo.

Lo que nos revela que su valor numérico decrece cuando la uniformidad aumenta, es decir, los suelos con $Cu < 3$ se consideran muy uniformes; aun las arenas naturales muy uniformes rara vez presentan $Cu < 2$.

Algunos de los valores estándar de el coeficiente son:

<i>Cu</i>	<i>< 3</i>	<i>uniforme</i>
<i>Cu</i>	<i>entre 4 y 7</i>	<i>no uniforme</i>
<i>Cu</i>	<i>> 8</i>	<i>mal graduado</i>

c)POROSIDAD Y RELACION DE VACIOS

Se le llama porosidad de un suelo a la relación entre su volumen de vacíos (V_v) y el volumen de su masa (V_m). Se expresa como porcentaje:

$$n(\%) = [V_v/V_m] \times 100$$

Esta relación puede variar de 0 (en un suelo ideal con sólo fase sólida) a 100 (espacio vacío). Los valores reales suelen oscilar entre 20% y 95%.

Se denomina Relación de Vacíos , Oquedad o Índice de poros a la relación entre el volumen de los vacíos (V_v) y el de los sólidos de un suelo(V_s):

$$e = V_v / V_s$$

No es de importancia el que los vacíos en el suelo estén ocupados por aire o agua , aunque en la Mecánica de Suelos , es más conveniente el usar la relación de vacíos simplemente , puesto que el denominador de la expresión permanece constante. La siguiente figura (fig. 14) nos muestra la relación básica entre la porosidad , la relación de vacíos y el volumen total.

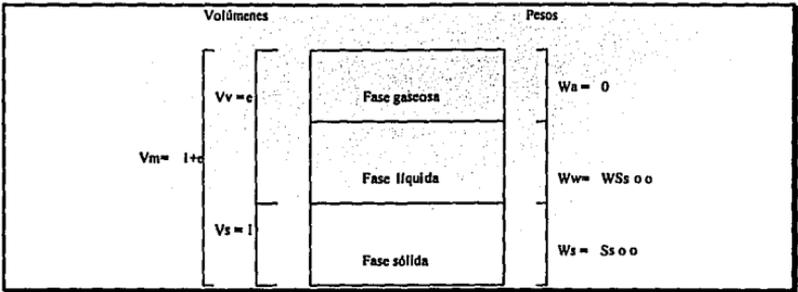


Fig. 14 esquema de las fases del suelo.

El rango de variación se encuentra entre 0.25 en arenas muy compactas con finos, ni mayor de 15, en el caso de arcillas altamente compresibles.

d) DENSIDAD IN SITU.

Existen dos valores límites que describen la relación de vacíos para todos los suelos no cohesivos: el e_{max} para los muy sueltos y el e_{min} para los más densos.

Ambos valores pueden ser determinados en laboratorio con las pruebas de consolidación vibratoria. La densidad "in situ" se llama también Densidad Relativa (DR), y caracteriza la densidad de un suelo inalterado, y se calcula con la siguiente expresión:

$$DR = (e_{max} - e_{nat}) / (e_{max} - e_{min})$$

Donde:

e = relación de vacíos

e_{max} = relación de vacíos máxima obtenida.

e_{min} = relación de vacíos mínima obtenida.

e_{nat} = relación de vacíos en estado natural .

Algunos valores de la densidad relativa son:

- DR < 0.15 muy suelto
- DR = 0.15 - 0.30 suelto
- DR = 0.30-0.50 medio denso
- DR = 0.50 denso

e) CONTENIDO DE AGUA O HUMEDAD

Es la relación entre el peso de agua contenida en el mismo (W_w) y el peso de su fase sólida (W_s), y suele expresarse en porcentaje :

$$\omega(\%) = (W_w / W_s) \times 100$$

El contenido de humedad de un suelo nos puede decir mucho acerca del mismo , ya que por ejemplo las arcillas tienen gran capacidad de retención de humedad en sus vacíos , y podemos determinar su futuro comportamiento. De la misma manera tiene una gran influencia en la obtención de una buena compactación de un suelo.

Los rangos dentro de los que se encuentran los valores en la Ciudad de México son de 500 -600 % (Arcillas).

f) CONSISTENCIA DE LOS SUELOS COHESIVOS (LÍMITES DE PLASTICIDAD)

Al incrementar el contenido de humedad en los suelos cohesivos , pueden llegar a cambiar de estados , es así que Atterberg estableció los llamados límites de consistencia de acuerdo a su contenido de agua en forma decreciente:

1. Estado líquido , con las propiedades y apariencia de una suspensión.
2. Estado semilíquido , con las propiedades de un fluido viscoso .
3. Estado plástico , en que el suelo se comporta plásticamente.
4. Estado semisólido , en el que el suelo tiene la apariencia de un sólido , pero aún disminuye de volumen al estar sujeto a secado.
5. Estado sólido , en el que el volumen del suelo no varía con el secado.

De esta forma Atterberg estableció los límites de plasticidad , que son : el límite líquido , que es la frontera convencional entre los estados semilíquido y plástico , determinado por una técnica desarrollada por Atterberg , más tarde estandarizada por Casagrande , y se define como el contenido de agua (w) del suelo que al colocarse en la copa de Casagrande cierre una ranura 1/2 " con 25 golpes , y el límite plástico , que es la frontera convencional entre los estados plástico y semisólido , determinada también por técnica de Atterberg.

También con ayuda de éstos límites estableció el índice de plasticidad que se expresa de la siguiente manera : $I_p = LL(\text{límite líquido}) - LP(\text{límite plástico})$, y de esta expresión y con ayuda del contenido de humedad estableció el índice de consistencia (I_c) expresado por:

$$I_c = (LL - \omega) / I_p.$$

G) COEFICIENTE DE PERMEABILIDAD

En referencia con la ley de Darcy , el cual investigó las características del flujo de agua a través de filtros (formados por materiales térreos), encontró que existe una proporcionalidad entre el gradiente hidráulico [$i=h/l$] y la velocidad de flujo de agua en el suelo por lo que se puede obtener la siguiente expresión :

$$v = k * i = k * (h/l) ;$$

Donde : v = velocidad de filtración ,
 k = coeficiente de permeabilidad
 i = gradiente hidráulico ,
 h =carga de elevación ,
 l = es la distancia que recorre el flujo.

Por lo que el gasto queda expresado por $Q = k i A$, donde A = área de la sección transversal del suelo , i = gradiente hidráulico del flujo .

Como el valor de k depende de la porosidad y consecuentemente de una efectiva distribución de granos en el suelo , éste valor puede ser determinado con aproximación con la curva de granulometría del material, usando la fórmula de Hazen, $k = 1.16 (D10)^2$ en donde : k =[cm/s] y $D10$ en [mm].de igual manera se obtiene aproximadamente utilizando permeámetros , ya sean de carga constante o carga variable :

H) CAPILARIDAD Y PROBLEMAS DE HELADAS

Sobre el nivel de aguas freáticas , el agua tiende a subir en el suelo por el efecto de capilaridad , por lo que el valor de esta fuerza será mayor cuando los poros o canales sean más angostos , es así que en suelos de granos finos , la capilaridad será mayor . En lugares climáticos en los que la capa superior de suelo esta en peligro de congelamiento , los efectos de capilaridad son de importancia .En la construcción de caminos , este fenómeno se vuelve muy crítico , ya que si se comienza a congelar la superficie , tenderá a congelarse también hacia abajo , y al llegar a las zonas donde existe capilaridad y esta agua se congela, aumenta de volumen , por lo que destruye la estructura del suelo y disminuye su capacidad de soporte. En los caminos es recomendable construir una capa anticapilaridad debajo de la estructura de soporte , para evitar los congelamientos .De acuerdo con A.Casagrande los materiales menos susceptibles al congelamiento son aquellos en los que sus granos sean mas pequeños que $16 \times 10^{-4} \text{cm}$, el 3 % de su peso total.

Y) COMPACTACION Y DEFORMACION DE LOS SUELOS.

Los suelos no cohesivos se compactan por medio de vibración , y los cohesivos preferentemente por cargas estáticas. La compactabilidad de un suelo depende ampliamente en su contenido de humedad .La prueba Proctor de Compactación , es utilizada para determinar "in situ" el contenido de humedad óptimo para una adecuada compactación.

En la prueba de Compactación Proctor , el contenido de humedad óptimo(ω opt) es determinado por la energía de compactación específica a la que el máximo peso seco de material se obtiene. En la siguiente figura se muestran los diferentes tipos de curvas que se obtienen del contenido de humedad contra el valor del peso seco de las muestras.

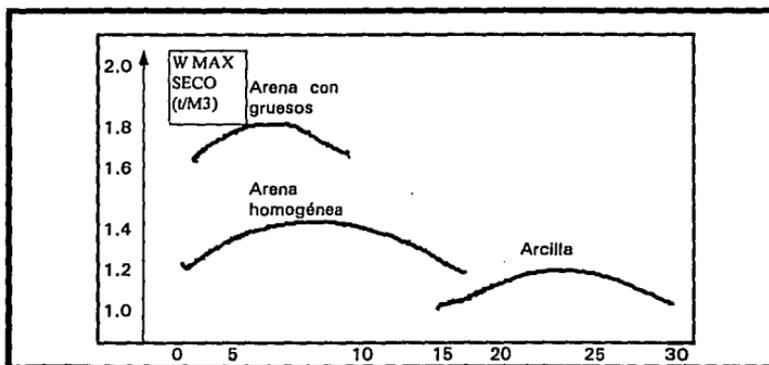


Fig. 15 Contenido de Humedad (%)

CONSOLIDACION

Al observar depósitos de material muy suave situados en el fondo de una masa de agua , por ejemplo un lago , se nota que el suelo reduce su volumen conforme pasa el tiempo y aumentan las cargas por sedimentación sucesiva. A un proceso de disminución de volumen , que tenga lugar en un lapso determinado , provocado por el aumento de las cargas sobre el suelo , se le llama proceso de consolidación. Esta prueba se realiza en el laboratorio con un aparato llamado consolidómetro , la prueba a grandes rasgos consiste en aplicar a una muestra de suelo una carga aplicada en incrementos y se toma lectura de la deformación sufrida por la muestra gracias a unos

extensómetros colocados en el sistema, y en rigor se hace disminuir el volumen de la muestra por acortamiento de la altura, pero sin cambio en la sección transversal ;por lo tanto , tomando en cuenta las definiciones de deformación volumétrica y desviadora , se ve que en ambas ocurren , a todo volumen de la muestra corresponde una nueva forma.

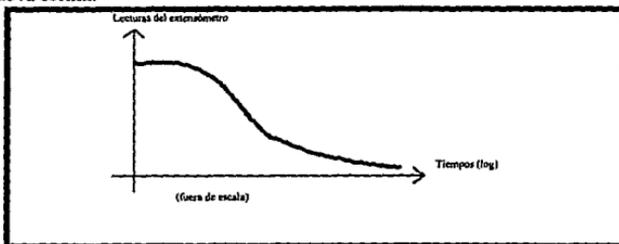
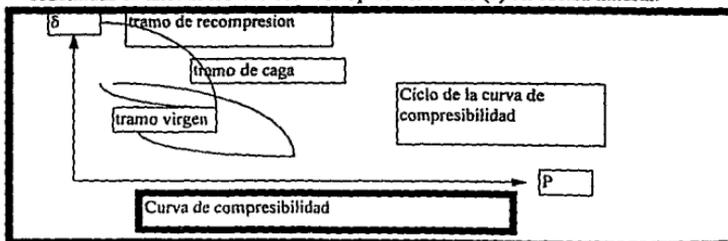


Fig. 16 Curva típica de Consolidación.

Así mismo se obtiene en laboratorio la curva llamada de compresibilidad que se genera debido a que una vez que el suelo alcanza su máxima deformación bajo un incremento de carga aplicada, su relación de vacíos alcanza un valor menor que el inicial, y puede determinarse a partir de los datos iniciales de la muestra y las lecturas del extensómetro. Así , que para cada incremento de carga aplicado se tiene finalmente un valor de la relación de vacíos y otro de la presión correspondiente actuante sobre el espécimen, una vez aplicados todos los incrementos de carga , se tienen valores para construir una gráfica en cuyos valores de abscisas corresponden los valores de las presiones actuantes, en escala natural o logarítmica y en cuyas ordenadas se anotan los valores correspondientes de (e) en escala natural.



III.3.-TIPOS DE SUELOS Y CLASIFICACION GENERAL.

Debido a la alta complejidad y la infinita variedad con que los suelos se presentan en la naturaleza , cualquier intento de sistematización científica , debe ir precedido por otro de clasificación completa .Es evidente que un sistema de clasificación que pretenda cubrir las necesidades de hoy en día debe estar basado en las propiedades mecánicas de los suelos , por ser éstas lo fundamental para las aplicaciones ingenieriles .Dentro de los diversos estudios de suelos existe un sistema de clasificación que satisface los distintos campos de aplicación en la Mecánica de Suelos , y es el efectuado por el doctor A. Casagrande en la Universidad de Harvard, el cual se conoce como Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (S.U.C.S)⁸ Ver Anexo I.

⁸ JUAREZ Y RICO , Mecánica de Suelos Tomo I, Limusa Noriega ,Pg. 152

CAPITULO IV BASES PARA EL ANALISIS DE LA ESTABILIDAD DE TALUDES POR MEDIO DE GEOSINTETICOS.

I.V.1.- TIPOS DE FALLAS COMUNES Y EJEMPLOS

Para el caso de taludes se deben considerar cuatro posibles tipos de fallas , que a continuación se describen:

1. Inestabilidad interna.
2. Inestabilidad externa.
3. Inestabilidad de la cimentación.
4. Falla por capacidad de soporte.

1.- INESTABILIDAD INTERNA

Al suponer que la resistencia al esfuerzo cortante en la capa superior del subsuelo (Cu) no es suficiente para resistir la presión activa del suelo de relleno , se presenta una falla del terraplén que tiende a deformarse horizontalmente.

2.- INESTABILIDAD EXTERNA

Este tipo de inestabilidad se presenta a lo largo de un plano circular , basado en el método de análisis de Bishop , el cual se modifica debido a la participación de un momento opositor , al introducir el geosintético en la base .

Por lo que el factor de seguridad para éste caso se determinará de la siguiente manera (fig 17a):

$$F = [M_{\text{opositor}} + M_{\text{geotextil}}] / M_{\text{actuante}}$$

Donde: $M_{\text{geotextil}} = \text{Resistencia a la tracción del geotextil} * \cos \alpha$

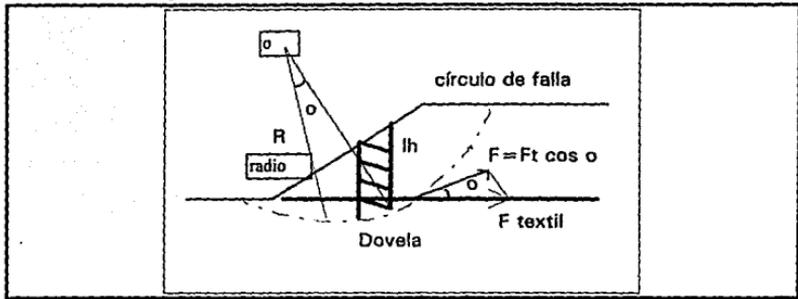


Fig. 17 a . Inestabilidad externa.

3.-FALLA DE LA CIMENTACION.

En general se presenta cuando al comparar la resistencia al cortante (C_u) del estrato inferior del terraplén (base), es relativamente menor que los estratos superiores se le conoce también como falla de traslación .

El factor de seguridad de las superficies de falla potenciales , deberá ser calculado a diferentes profundidades , identificando el valor crítico.(Fig. 17 b)

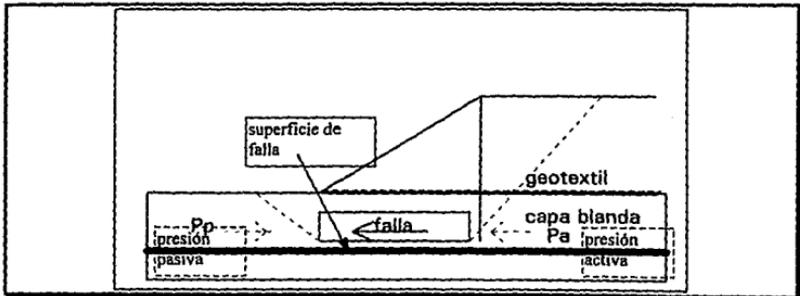


Fig. 17 b . Falla de la cimentación.

4.- FALLA POR CAPACIDAD DE CARGA

Es muy importante que la capacidad de soporte del suelo sea lo suficientemente resistente para recibir al talud, una vez analizado las posibles combinaciones de fuerzas que se pueden presentar , en los diferentes puntos en los que actuarían , se debe determinar el requerimiento del geotextil de refuerzo , tomando en cuenta factores de seguridad adecuados. Si la resistencia del geotextil es superior a éstos , obtendremos un comportamiento adecuado , pero si de lo contrario las fuerzas que actúan sobre el talud son mayores que la aportación del geosintético , se producirá una falla.

Si la estructura a la que se le coloque el refuerzo a base de geotextil de alta tenacidad , presente un comportamiento similar al de un muro de contención , deberá analizarse su estabilidad externa (se refiere a la interrelación con el suelo) , y su estabilidad interna (interrelación del material de relleno con el geosintético).En cuanto a la estabilidad externa , deberán considerarse los posibles modos de falla relativas al deslizamiento , la denominada falla por volteo , falla por capacidad de carga , de los cuales se deberá determinar el factor de seguridad y revisar si la resistencia del refuerzo es suficiente.

El factor de seguridad contra el deslizamiento se define como la fuerza resistente entre la fuerza deslizante , y para el caso de determinar el factor de seguridad aplicado en el volteo se tiene que definir como el momento resistente entre el momento de volteo , para los dos casos se recomienda que $F.S. \geq 2$.

CAUSAS DE LOS DESLIZAMIENTOS

La fuerza activa más común que tiende a provocar un deslizamiento es la gravedad, que actúa sobre el material de la pendiente y el de las cargas superpuestas.

La fuerza resistente más usual (resistencia del material al esfuerzo cortante) tenderá a contrarrestar la tendencia de la masa del material del talud de ponerse en movimiento bajo la influencia de su peso. Si esta tendencia está equilibrada por la fuerza resistente, el talud permanecerá estable. En caso contrario, se producirá el deslizamiento.

El aumento de las fuerzas activas y la disminución de la resistencia actuando los dos o individualmente, constituyen la causa del deslizamiento.

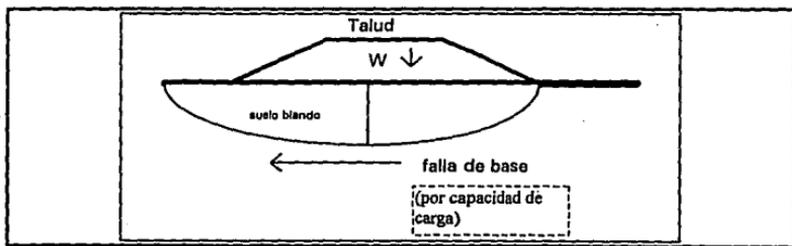


Fig. 17 c Falla de Base

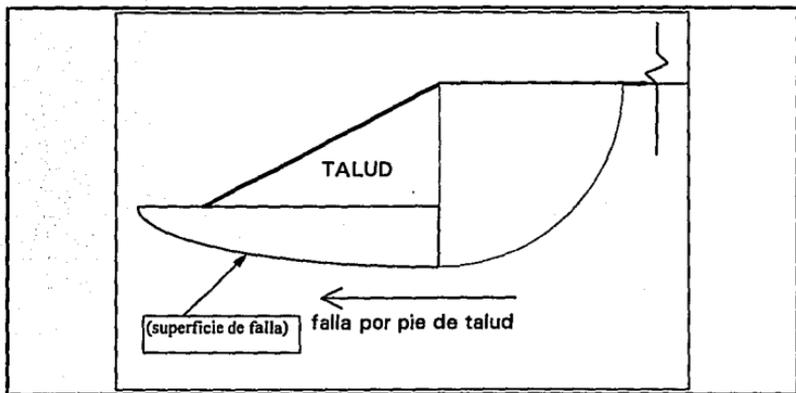


Fig. 17 e Falla de Pie.

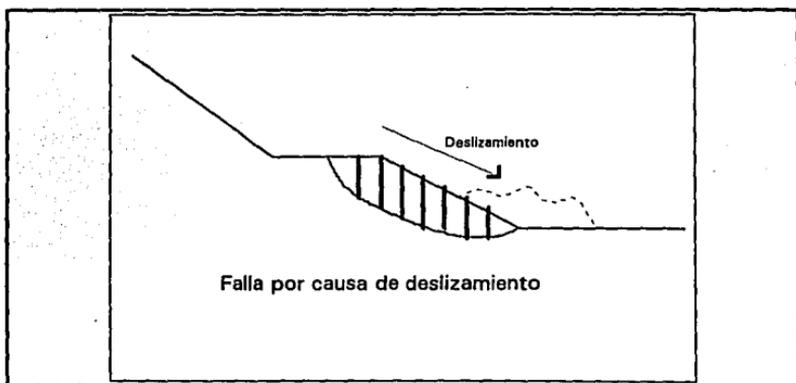


Fig. 17 f Falla por deslizamiento.

CAUSAS GEOLÓGICAS

Suelos estratificados.

En suelos estratificados que contienen delgadas capas arenosas entre mantos arcillosos, se pueden llegar a formar en las primeras presiones hidráulicas considerables si la oferta de agua desde arriba es mayor que el desalojamiento de agua por debajo, dando origen a presiones hidráulicas considerables que constituye una de las principales causas de deslizamientos. En estratos muy gruesos raras veces se saturan por completo de agua, y por eso hasta pueden servir como desagües naturales.

Esfuerzos tectónicos

Ciertas veces los movimientos tectónicos han provocado circunstancialmente que en los estratos aparezcan "planos de escudo" que si se inclinan desfavorablemente se puede llegar a deslizamientos repentinos aun sin la presencia de agua, sobre todo cuando llegan a cruzar viejos planos de deslizamiento y/o cuando ocasionan un aumento en el ángulo del talud.

Causas morfológicas

Para la estabilidad de un terreno de deslizamiento influyen de manera importante la conformación del terreno y su pendiente. Comúnmente, según la experiencia, un talud con pendiente 2:3 (x,y) se considera estable. Esta inclinación del talud, se acepta desde hace más de 100 años en la mayoría de los casos de proyección básica en la construcción de ferrocarriles, carreteras, etc.

Por lo general es el mismo hombre quien perturba el equilibrio de los taludes , quizá con edificación de obras de construcción como cortes , diques y puentes para ferrocarriles y autopistas .Pero también pueden aparecer deslizamientos sin la influencia del hombre , por erosión (corte del pie del talud) a causa de los cauces de ríos no regulados o por amontonamiento debido a conos de deyección (de carga sobre la corona).

Taludes de pendiente pronunciada o impuestos a una sobrecarga sobre su corona están más expuestos a sufrir deslizamientos ; así mismo estos pueden presentarse por el debilitamiento del pie de una ladera , ya sea por la acción de aguas subterráneas que la arrastren hacia abajo.

CAUSAS FÍSICAS

Disminución de la cohesión con el transcurso del tiempo.

En este inciso se hablará principalmente de la cohesión C' del suelo drenado , que aparece en suelos consolidados.

Capas de suelo sedimentario arcilloso sujetas a sobrecargas se consolidan , pero al eliminar las sobrecargas , la arcilla tiende a un aumento de volumen , que conduce a concentraciones de tensión que conduce a grietas que significarán la primera alteración de la cohesión. Por estas grietas recién formadas puede penetrar agua pluvial que significará un aumento del contenido de agua y un ablandamiento del suelo alrededor de las grietas , proceso que puede activarse al practicarse un desmonte, por lo que lleva en seguida a una disminución del esfuerzo de corte y a la formación de nuevas concentraciones de tensión a causa de procesos de dilatación que provocarán la aparición de nuevas grietas , hasta crearse una superficie de falla generalizada.

Erosión Superficial

La capa superior del suelo está particularmente expuesta a la erosión .Aquí el suelo se remueve tanto por la acción de congelación y deshielo , como por los cambios de temperatura y por los cambios de contenido de humedad que tarde o temprano hacen disminuir su cohesión.

Estas influencias pueden conjuntamente con la fuerza de gravedad y con las tendencias de relajamiento paralelas a la superficie , provocar movimientos de la ladera que disminuyan el esfuerzo de corte o sea , la cohesión C' y el ángulo de fricción ϕ' , los suelos estratificados están especialmente expuestos a la erosión , cuando afloran sobre la superficie . En estos casos el agua se infiltra entre los estratos por las grietas y abre éstas por la acción de congelamiento , ablanda el suelo y así , perturba la estructura de la masa total . Esto es válido también para suelos derivados de roca como arenisca , marga , pizarra , etc.

Falla progresiva

En muchos casos se presentan deslizamientos a pesar de que el esfuerzo cortante necesario para la estabilidad de la ladera es menor que la resistencia al corte máximo. Esto se puede explicar por una zona de debilitamiento local en la ladera o talud y que a causa de desplazamientos , la resistencia al corte máximo puede ir disminuyendo hasta quedar en un valor igual a la resistencia al corte residual . De una zona debilitada así , puede extenderse una falla progresiva poco a poco en dirección opuesta a la del deslizamiento.

Hay varias posibilidades en el origen de una zona de debilitamiento. Puede tratarse de un corte artificial o simplemente de un corte en el pie de la ladera a causa de la erosión provocada por una corriente de agua , que provoquen deformaciones suficientemente grandes hasta que la resistencia sea residual . La disminución de la resistencia es muy grande en las arcillas preconsolidadas , por lo que suelos de este tipo son más susceptibles a las fallas progresivas .Otros factores de debilitamiento como la influencia de la intemperie y el ablandamiento relacionado con esta o , igualmente por la intemperie las fuerzas de cohesión diagenéticas (se entiende como drenaje y endurecimiento del suelo más allá de una consolidación normal que corresponde a una cierta altura de estratificación , el endurecimiento puede se causado por fenómenos de cementación y reacciones químicas ligeras) pueden intervenir en la disminución de la resistencia.

Sismos , cargas dinámicas y vibraciones

Los temblores , explosiones a gran escala y vibraciones de máquinas producen oscilaciones de diferente frecuencia en el suelo y en las rocas de tal modo que un incremento temporal de esfuerzos puede perturbar el estado de equilibrio de la pendiente. En casos de arenas finas sueltas saturadas pueden comprimirse a causa de los efectos sísmicos tanto , que la presión de poro hace desaparecer prácticamente el esfuerzo efectivo y el suelo se licúa. Los suelos de Loess , en los cuales los poros están llenos de aire en vez de agua , también se pueden licuar a causa de efectos sísmicos , solamente que se formará una sobre presión de aire , en vez de una sobre presión de agua.

Cambio estructural de los suelos

La disminución al esfuerzo de corte que llegan a tener los suelos arcillosos pueden deberse también a un intercambio de iones en el cual los iones débilmente ligados de los minerales arcillosos serán restituidos por otros , lo cual es posible si en el agua que penetra al suelo se encuentran disueltas sales que puedan actuar modificando la estructura del suelo. Así , se puede considerar en un sentido empírico a todo lo que facilita o acelera la penetración en general por medio del agua de ciertas soluciones minerales en suelos arcillosos como causa determinante de la pérdida de la firmeza y en su caso de deslizamientos. En este sentido hay un gran número de causas que en parte se dan en forma natural pero en muchos casos también se originan por la intervención del hombre.

Efecto del agua en el suelo

El agua en el suelo desempeña , sin duda , un papel preponderante en el desarrollo de los deslizamientos. El efecto puede ser múltiple y la influencia que tiene dentro de la masa del suelo un flujo de agua o las presiones desarrolladas por ésta , resulta evidente a partir del conocido hecho experimental de que la mayoría de los deslizamientos han ocurrido después de precipitaciones pluviales intensas.

Después de analizar los diferentes factores que intervienen en el desarrollo de los deslizamiento , se llega a la conclusión de que en casi todos se necesita de la intervención del agua para poder actuar , por lo que es casi imposible despreciar el efecto del agua frente a la consideración de otros factores que participan en cualquier

deslizamiento , y los párrafos que siguen sólo tienen la intención de describir algunas circunstancias por las cuales puede incrementar su nociva participación ante el equilibrio de un talud.

Aumento de la presión del agua en el suelo .

Los suelos consolidados pueden incrementar de volumen (absorber agua) y perder firmeza bajo un aumento de la presión de poro .Como el aumento de la presión de poro en el suelo siempre resulta dañoso , cualquier medida de construcción o cualquier acontecimiento natural que produce un aumento de presión puede tener como consecuencia un deslizamiento , y pueden ser causados por los siguientes aspectos:

1. Aumento de afluencia de agua hacia las capas que conducen agua hacia un posible plano de deslizamiento en suelos homogéneos.
2. Obstrucción de drenajes naturales.
3. Formación de nuevas grietas y fisuras o apertura de vías acuáticas a través de materiales impermeables .
4. Condición de vaciado rápido .
5. Congelación de las capas superficiales y deshielo combinado (Solifluxión).

TIPOS DE DESLIZAMIENTOS EN TALUDES

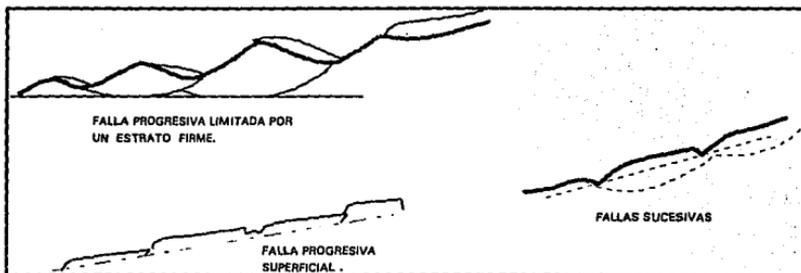


Fig. 17g Tipos de deslizamientos en taludes.

IV.2.-TEORIAS Y MÉTODOS PARA EL ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES.

Los métodos de análisis de estabilidad de taludes en suelos pueden considerarse bajo dos puntos de vista:

- a) La aplicabilidad de los métodos que investigan la determinación del estado de esfuerzos internos del medio natural que constituye un talud.
- b) La aplicabilidad de los métodos basados en el análisis de equilibrio límite.

En el primer caso se busca determinar los esfuerzos internos producidos por las cargas exteriores que serán comparados con la resistencia del material, dentro del marco de una teoría de falla previamente aceptada.

Sin embargo , no existe ningún procedimiento satisfactorio de manejo práctico para determinar el estado de esfuerzos internos en los puntos de la masa del suelo, a partir de la acción de las cargas exteriores , ni aún bajo la simplificación de considerar un material idealmente elástico o plástico , por lo que los métodos usuales de análisis de estabilidad estructural no pueden aplicarse.

Los métodos de análisis límite , que serán tratados en este capítulo , son los de mayor uso en la ingeniería práctica , los cuales consisten en imaginar un mecanismo cinemático de falla en el cual se analizan las fuerzas tendientes a producirlo (fuerzas motoras) , y según la ley de resistencia adoptada se comparan con las fuerzas que se pueden desarrollar para evitar que el mecanismo de falla se presente , y luego mediante un procedimiento matemático de confrontación de dos tipos de fuerzas , definir si el mecanismo de falla propuesto se presenta.

Si se llega a producir la falla , la masa del suelo deslizará como un cuerpo rígido a lo largo de la superficie de falla supuesta. En el campo del estudio de los taludes merecen mencionarse algunos precursores de gran labor.

Ch. A. Coulomb (1776) estableció la superficie de falla plana de los taludes y sus ideas se vieron impuestas durante mucho tiempo. Collin (1845) habló por primera vez de superficies curvas en la falla de taludes e imaginó superficies de falla que no difieren mucho de las consideradas actualmente , pero ésta opinión no fue aceptada y las superficies de deslizamiento curvas se volvieron a reconsiderar hasta el surgimiento de la Escuela Sueca.

Probablemente el primer estudio analítico de la falla de un talud lo realizó K. Culmann en 1866, al establecer la superficie plana de falla en un suelo cohesivo que parte del pie del talud. La solución de Culmann sólo tiene un valor histórico en la actualidad.

En 1916 K.E. Petterson y S. Hultin introdujeron el método sueco a la solución de la estabilidad de taludes basado en superficies de deslizamiento curvas a partir de las observaciones hechas de los movimientos lentos e imprevistos que ocurrieron en los muelles del Puerto de Gottemburg, Suecia.

W. Fellenius (1927) fue uno de sus principales seguidores. La escuela sueca propuso assimilar la superficie de falla real a una cilíndrica cuya traza con el plano del papel sea un arco de circunferencia; con esto se busca sobre todo facilidad en los cálculos, pues desde el principio se que reconoció la falla circular no representa exactamente el mecanismo real.

Actualmente reciben el nombre genérico de Método Sueco los procedimientos de cálculo de estabilidad de taludes en que se utiliza la hipótesis de falla circular. En 1935 Rendulio propuso la espiral logarítmica como traza de una superficie de deslizamiento más real, pero Taylor en 1937 puso de manifiesto esta curva, que complica bastante los cálculos, proporciona resultados tan similares a la circunferencia, que su uso práctico probablemente no se justifica.

Es preciso hacer una distinción de importancia. Mientras los problemas teóricos de la estabilidad de los taludes están lejos de ser resueltos y constituyen un reto para los investigadores de la Mecánica de Suelos, los aspectos prácticos del problema

están mejor definidos; en estos tiempos se construyen taludes muy importantes con factores de seguridad poco satisfactorios teóricamente , que funcionan bastante bien en la práctica , de hecho cuando estos diseños se estudian correctamente junto con las propiedades de los suelos , la posibilidad de una falla de consecuencias ha demostrado ser realmente muy pequeña.

Cabe señalar que aunque no se pretende de ninguna manera exponer las diferentes teorías de los diferentes métodos , se desea presentar de manera objetiva las teorías más significativas de análisis de taludes.

I.V.2.1.-Clasificación de los métodos de análisis límite.

Dentro de las teorías mas populares para el análisis de estabilidad de taludes son las de "Equilibrio Limite " las cuales consisten en imaginar un mecanismo de falla y las fuerzas que se encargan de producirlo (Fuerzas Motoras) , se asume una ley de resistencia (Fuerzas Resistentes) del suelo y se comparan estas dos fuerzas , después mediante un análisis matemático se resuelve esta confrontación de fuerzas. Cuando se produzca la falla de la Masa de suelo ésta se deslizará como un cuerpo rígido a lo largo de la superficie de falla propuesta.

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

1) Los que dividen a la masa deslizante del suelo en un conjunto de dovelas o franjas verticales considerando el equilibrio de cada una de ellas ; los más representativos son el de Fellenius y el de Bishop.

2) Los que toman al cuerpo deslizante como una unidad en conjunto , haciendo ciertas suposiciones respecto a la distribución de esfuerzos a través de la superficie de falla. En este grupo quedan comprendidos el de círculo de fricción , el de estabilidad de los bloques y el de la cuña.

I.V.2.2.-Deslizamientos con superficie de falla circular.

i.-Método sueco o de las dovelas.

Con base en el estudio clásico de Petterson , Fellenius⁹ propuso la superficie circular como forma apropiada de la superficie de falla par muchos casos de deslizamiento en taludes.

Las hipótesis empleadas para aplicar este método son las siguientes :

- a)La superficie de deslizamiento es cilíndrica y su traza con el plano en el que se realiza el análisis es un arco de circunferencia.
- b)El análisis es bidimensional , asumiendo un estado de deformación plana , al no tomar en cuenta esfuerzos normales a la sección considerada.
- c)Se considera la ley de resistencia de Mohr-Coulomb.
- d)La resistencia al esfuerzo cortante se moviliza en su totalidad y al mismo tiempo a lo largo de la superficie de deslizamiento supuesta.
- e)La masa de tierra deslizante se divide en un conjunto de franjas verticales (dovelas) , las cuales se analizan aisladamente y se introducen ciertas suposiciones simplificadoras que los permitan tratar estáticamente (generalmente $b \leq 0.10r$).

⁹ FELLENIUS, W. Cálculos estáticos de estabilidad en suelos cohesivo-friccionantes bajo suposición de superficie de falla circular. Edit. Ernst e Hijo, Berlin, 1927.

- El factor de seguridad del talud se define como la relación entre la resistencia promedio a lo largo de la superficie de falla supuesta y los esfuerzos cortantes medios que actúan en dicha superficie.
- g) La posición del círculo crítico se determina por tanteos.

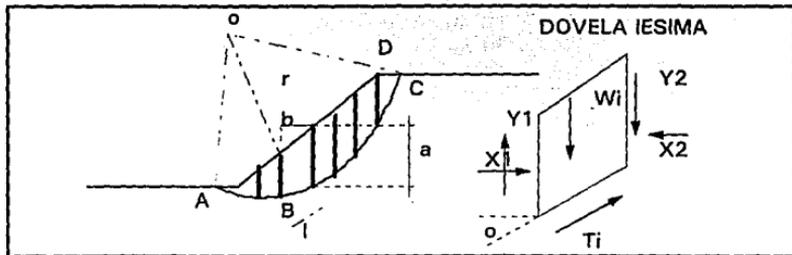


Fig. 18. Análisis de estabilidad por el método de Fellenius.

En la figura anterior la masa de suelo A B C D sobre una superficie de rotura (ABC) está dividida por planos verticales en una serie de dovelas. Consideramos la dovela de ancho b , altura media a , una profundidad de la dovela de magnitud unitaria y una longitud de base L , considerada como línea recta.

Las fuerzas actuantes, que trabajan en cada dovela son:

1. El peso total de la dovela $W_i = \gamma b a$. Si hay una sobrecarga ésta habrá de considerarse también.
2. La fuerza normal en la base $N_i = N_i' + u L_i$, u que es la presión de poro en la base de la dovela, que depende del proceso de consolidación al que se halla sometido el talud, de la presión de carga hidrostática del agua o de una distribución de flujo calculada mediante una red adecuada o basada en mediciones de campo.

3. La fuerza cortante en la base
4. Las fuerzas normales totales en los lados de la dovela X1 y X2 .
5. Las fuerzas cortantes totales en los lados Y1 y Y2.

De acuerdo a la suposición simplificatoria que se introduce en este método , a las fuerzas laterales de interacción entre las dovelas se les atribuye igual magnitud y dirección , por lo que se anulan recíprocamente . De esta forma , la solución de Fellenius involucra un equilibrio en dirección normal a la base de la dovela .Al aceptar la ley de resistencia de Mohr-Coulomb ésta quedará representada en términos de esfuerzos efectivos por:

$$S = c' + (\sigma - u) \tan \phi'$$

en donde una vez conocido el valor de la presión normal efectiva:

$$(\sigma = \sigma - u = (N_i/L_i) - u) .$$

podrá encontrarse el valor de S , resistencia al esfuerzo cortante media disponible expresada en términos de cohesión y de fricción que se haya encontrado para el material.

El factor de seguridad está definido en términos de momentos respecto al centro de giro O.El momento resistente correspondiente a la superficie de deslizamiento es :

$$M_r = r \sum S_i L_i = r \sum [c' + ((N_i/L_i) - u) \tan \phi'] L_i$$

$$= r \sum [c' + ((W_i \cos \alpha / L_i) - u) \tan \phi'] L_i$$

y el momento motor vale:

$$M_m = r \sum T_i = r \sum W_i \sin \alpha ; F.S. = [M_r/M_m] = \sum [c' + [(W_i \cos \alpha / L_i) - u] \tan \phi'] L_i / (\sum W_i \sin \alpha)$$

Para cada dovela habrá que determinar las componentes $W_i \cos \alpha_i$ y $W_i \sin \alpha_i$ con mediciones alternativas del valor de α_i . Posteriormente, se eligen nuevas superficies de rotura hasta encontrar el factor de seguridad mínimo.

Para analizar cada superficie de deslizamiento posible, los cálculos se dispondrán según la siguiente tabla:

Dovela no.	W_i	$T_i = W_i \sin \alpha_i$	$N_i = W_i \cos \alpha_i$	L_i	$(N_i/L_i) = \sigma_i$	u	$\sigma_i - u = \sigma_i'$	$c' + \sigma_i' \tan \phi' = S_i$	S_i

$$F.S. = \left[\frac{\sum S_i L_i}{\sum T_i} \right]$$

La suma de las fuerzas motoras tendientes a producir el desplazamiento será algebraica, pues el valor del signo dependerá del sentido del giro que el peso de cada dovela tienda a dar respecto a 0.

Si existe un tirante de agua fuera del talud, debe hacerse la consideración de que por debajo del nivel de agua, ésta debe de estar en equilibrio dentro y fuera del talud y no ejerce efecto motor; por lo tanto la expresión de F.S. quedará:

$$F.S. = \left[\frac{\sum S_i L_i}{\sum (W_i - Z_i \gamma_w) \sin \alpha_i} \right]$$

Donde Z es el desnivel entre el agua fuera del talud y la base de cada dovela.

Al tratar con un suelo estratificado, se hace una superposición de los diferentes casos a los que se somete el talud, cuidando que ninguna base de dovela atraviese dos estratos a fin de lograr mayor facilidad en los cálculos. En el cálculo del peso de cada dovela se toman sumandos parciales en los cuales se multiplique la parte del área de

la dovela que quede comprendida en cada estrato por el peso específico correspondiente.

En la aplicación de este método , es común aceptar factores de seguridad de 1.2 o 1.3 , en casos normales y de 1.5 cuando se desee tener mayor seguridad .Este último es el comúnmente recomendado en la literatura para taludes en general. La principal ventaja de este método es su sencillez y su facilidad de cálculo , por lo que se ha usado con éxito en la mayoría de presas de tierra de los últimos años, por lo que un talud calculado con un valor razonable del factor de seguridad, es probablemente seguro , de acuerdo con la experiencia.

IV.2.3.- Método simplificado de Bishop.

El método analítico de A.W. Bishop ¹⁰ formula una ecuación de equilibrio que permite el cálculo del factor de seguridad para determinar , mediante tanteos el crítico de un conjunto de círculos analizados.

La expresión del factor de seguridad dada por Bishop se basa en la consideración del equilibrio de fuerzas de cada dovela en la dirección vertical , a diferencia de la de Fellenius ,que examina las fuerzas en la dirección normal a la base de la dovela.

Para el equilibrio , la fuerza cortante en la base de cualquier dovela de ancho unitario es (esfuerzos efectivos):

$$SiL = (1/F.S) (C'Li + Ni 'tan \phi') \quad \dots(4.1)$$

y a lo largo de toda la superficie de rotura:

¹⁰ BISHOP A:W: The use of the Slip Circle in the Stability of Slopes. Geotechnique , Vol. 5 No.1 1955

$$\sum SiL = \sum (c'Li + Ni' \tan \phi') / F.S \quad \dots(4.2)$$

para estimar el valor del esfuerzo normal, se investiga el equilibrio de una dovela, como es mostrado en la figura 19.

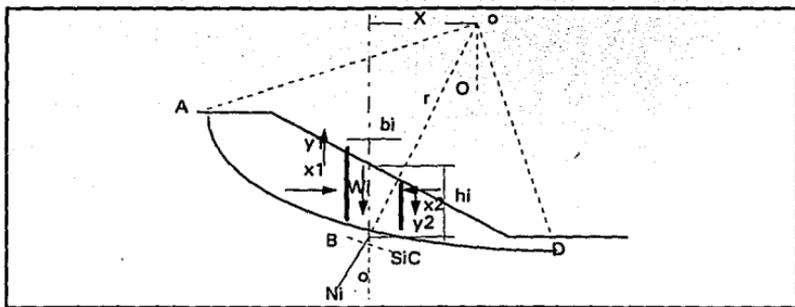


Fig.19 Método de Bishop .

Separando fuerzas en la dirección vertical, se tiene que :

$$W_i + Y_1 - Y_2 = Ni' \cos \alpha + u Li \cos \alpha + (c' Li \sin \alpha / FS) + (Ni' \tan \phi' \sin \alpha / FS)$$

$$\text{por lo tanto : } Ni' = [(W_i + Y_1 - Y_2 - u Li \cos \alpha - (c' Li \sin \alpha / FS)) / \cos \alpha + (\tan \phi' \sin \alpha / FS)] \quad \dots(4.3)$$

En la base de la dovela en estudio, si se iguala el momento respecto a O del peso de la masa, ABCD con el momento de las fuerzas requeridas que actúan sobre la superficie deslizando, se obtiene : $\sum W_i x = \sum SiLir$ por lo tanto $\sum SiL = [\sum W_i x / r] = \sum W_i \sin \alpha$ que sustituyendo en la ecuación (4.2), y reemplazando $bi = Li \cos \alpha$ se obtiene la expresión del FS:

$$FS = (1 / (\sum W_i \sin \alpha)) \sum [(c' bi / \cos \alpha) + \tan \phi' [(W_i + Y_1 - Y_2 - ubi - (c' bi \tan \alpha / FS)) / (\cos \alpha + (\tan \phi' \sin \alpha / FS))]]$$

Por lo que simplificando la ecuación queda de la siguiente forma :

$$FS = [1/(\sum W_i \text{sen } \alpha_i)] * \sum \{ [c' \text{bi} + (W_i \text{ubi}) \tan \phi'] \} * [1/m(\alpha)] \quad \dots(4.4)$$

usando la notación: $m(\alpha) = [1 + ((\tan \alpha \tan \phi') / FS)] * (1/\text{seca } i)$ si se considera que el talud está parcialmente sumergido ,se debe sustituir en el segundo término $(1/ \sum(W_i \cdot Z_i \text{bi} \gamma_w) \text{sen } \alpha_i)$ en lugar de $1/(\sum W_i \text{sen } \alpha_i)$, debe notarse que el término $m(\alpha)$ está en función de FS , por lo que se debe resolver por aproximaciones sucesivas.

La siguiente gráfica (fig 20) facilita el cálculo de $m(\alpha)$ para diferentes valores de FS, que se tratará de hacer coincidir en los 2 términos de la ecuación. El procedimiento para valuar el factor de seguridad consiste en suponer un FS' y se calcula como $(\tan \phi' / FS')$. En la gráfica se localiza en valor de α de cada dovela y se refiere a la curva cuyo valor sea dado por la relación anterior , obteniendo $m(\alpha)$ para cada una. Conociendo el valor de $m(\alpha)$ de cada dovela se aplica la ecuación (4.4). En el caso de que FS sea diferente que FS' se repite el procedimiento suponiendo otro valor de FS'. La convergencia es rápida .El arreglo tabular para los cálculos se indica , en la tabla mostrada , y la cual se refiere únicamente a un círculo tentativo , por lo que éstos deben repetirse para otros círculos hasta obtener el mínimo valor de FS.

Dovela	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X
no.	α	$\text{sen } \alpha$	W_i	$W_i \text{sen } \alpha$	ubi	$(W_i \text{ubi}) \tan \phi'$	$c' \text{bi}$	$VI + VII$	$m(\alpha) FS$	$VIII/IX$
I....										
...n										
				EIV						EX

$$FS = [EX/EIV]$$

Disposición tabular para el cálculo por el método de Bishop

ESTA TESIS NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA

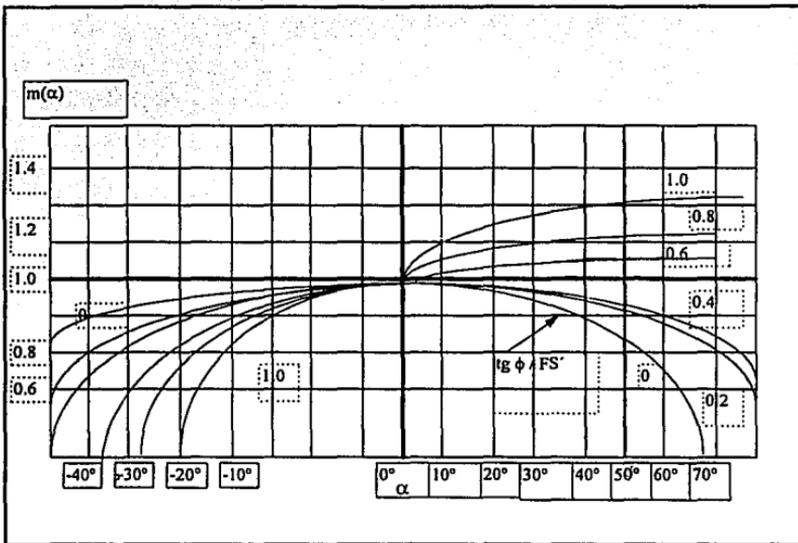


Fig.20 Gráfica para evaluar el coeficiente $m(\alpha)$ según Janbu y otros , 1956.(Terzagui y Peck, 1973)

El método simplificado de Bishop asegura condiciones de equilibrio más correctas en la base de las dovelas que el método de Fellenius , con un error resultante generalmente menor que el 7%¹¹ por lo que se puede concluir que es el más exacto de los métodos simples para superficies de falla circular.

¹¹ WHITMAN ;R;V; BAILEY :W:A: Use of Computers for Slope Stability Analysis. Journal of the Soil Mec. Found. Div. ASCE .

IV.2.4.-Método del círculo de fricción.

A. Casagrande , G.Gilboy y W.Taylor utilizaron para el estudio de fallas rotacionales en taludes el método del "círculo de fricción " proporcionado por H.Krey (1936) para análisis de capacidad de carga:

En la aplicación de este procedimiento se asume un arco circular como superficie de rotura cuya resistencia al deslizamiento a todo lo largo de ella esa dada por la fórmula de Mohr-Coulomb (en términos de esfuerzos totales):

$$S = (1/FS) (c + \sigma \tan \phi)$$

donde FS es el factor de seguridad que indica que cantidad de la resistencia total tiene que ser movilizada para que exista el equilibrio estático.

Para un círculo de falla escogido , con centro en O el método de Krey establece el trazo de una circunferencia de fricción de radio $r \sin \phi$ alrededor de O como lo muestra la figura :

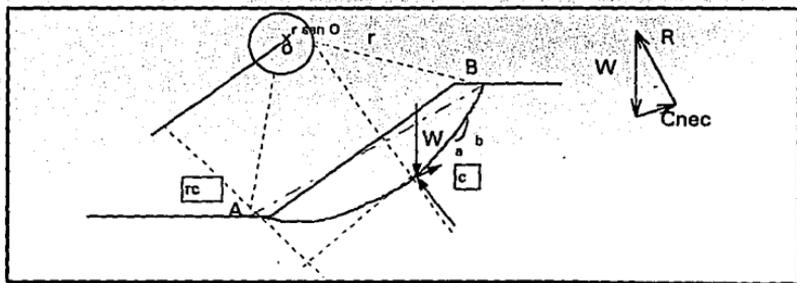


Fig. 21 Método del círculo de fricción.

Las fuerzas que actúan al analizar un elemento de suelo deslizante de longitud L suficientemente pequeño para ser aproximado a una línea recta son:

- 1) La fuerza normal σL
- 2) La componente de resistencia al corte debida a la cohesión cL
- 3) La componente de resistencia al corte debida a la fricción $\sigma L \tan \phi$.

Al descomponer cada fuerza cL de todos los segmentos considerados de suelo deslizante a lo largo de la superficie de rotura supuesta en componentes perpendiculares y paralelos a la cuerda AB , la suma algebraica de las componentes paralelas es igual a: $C = cAB$, para determinar la línea de acción de la resultante de las fuerzas debidas a la cohesión c que actúa paralelamente a la cuerda AB se toman momentos con respecto a O . Por lo que $cABrc = rc\Sigma L$, donde $\Sigma L = La =$ longitud del arco AB , así que:

$$rc = (La / AB) r$$

Las resultantes de las fuerzas σL y $\sigma L \tan \phi$ del segmento ab actúa en un ángulo ϕ con la dirección de la normal y su línea de acción es, supuestamente, tangente al círculo de fricción. La masa de suelo deslizante estará en equilibrio bajo la acción de su peso total W y las resultantes de corte C y R .

Conocidas las líneas de acción de R y C puede constituirse el polígono de fuerzas, ya que se conoce W en magnitud y dirección, con éste, se puede encontrar la magnitud de C necesaria para el equilibrio; por lo que el factor de seguridad expresado en términos de la cohesión es: $FS_c = (c / c_{nec})$

Si el polígono de fuerzas se construyó utilizando el ángulo de fricción interna real del material, se tiene un factor de seguridad en términos de la fricción igual a la unidad, por lo que inicialmente se elige un valor de prueba FS_ϕ al involucrar en el análisis un ángulo de fricción interna del material escogido $\phi_e < \phi$ tal que: $FS_\phi = \phi / \phi_e$

, ya que es recomendable que el talud trabaje con seguridad no sólo respecto a la cohesión sino también respecto a la fricción.

La solución idónea es que $FSc = FS\phi = FS$ donde FS el factor de seguridad ligado a la resistencia al esfuerzo cortante del suelo único para un círculo de falla dado y para lograrla se procede de la siguiente manera : Se toman valores diferentes de $FS\phi$ (pro lo menos tres distintos) y se calculan sus respectivos FSc , se grafican esos valores de $FS\phi$ y FSc . En el punto en que la curva obtenida sea intersectada por una recta a 45° que parta del origen , se tiene $FS\phi = FSc$. (ver figura 22)

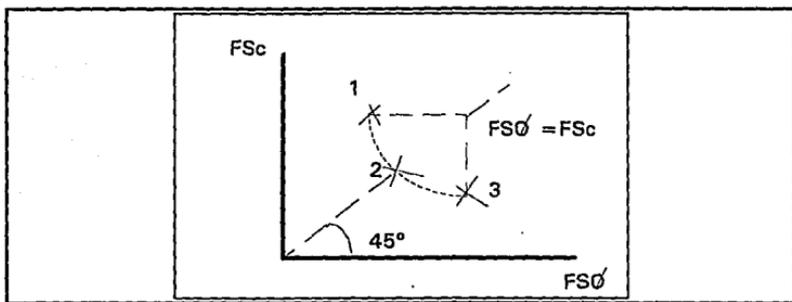


Fig. 22 .-Método para fijar el factor de seguridad de un talud (Taylor , 1956)

Una vez concluido el análisis , este se deberá repetir para una serie de superficies de falla tentativas hasta obtener el factor de seguridad mínimo.

Las consideraciones de éste método incurren en un pequeño error al suponer que la resultante de las fuerzas normales y de fricción , es tangente a un círculo de radio

ligeramente mayor a $r \sin \phi$ e . El error involucrado en la presunción es insignificante , pero éste aumenta conforme aumenta el ángulo central que subtiende el arco de circunferencia considerado. Taylor corrige en parte este error afectando el radio del círculo de fricción por un factor de proporcionalidad $k(d=K r \sin \phi)$ dado en función del ángulo central.

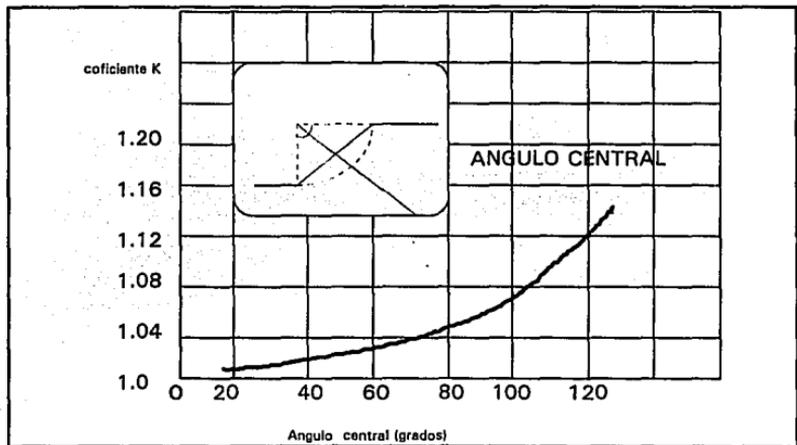


Fig. 23 .-Gráfica para obtener el valor de K (Taylor)

El método del círculo de fricción se aplica con éxito en suelos homogéneos de superficie de falla circular , pero es difícil aplicarlo con gran margen de confiabilidad en suelos estratificados.

CONSIDERACIONES ADICIONALES EN LA APLICACIÓN DE LOS MÉTODOS DE CALCULO DE ESTABILIDAD.

La importancia de las fallas producidas durante los sismos ha sido relativamente escasa, aunque se han presentado algunos deslizamientos de grandes consecuencias durante los movimientos de un sismo, por lo que en zonas de actividad telúrica los métodos de cálculo usuales para el estudio del factor de seguridad deben de incluir el efecto de acción sísmica.

Fallas de este tipo se han debido en gran parte al aumento de los esfuerzos tangenciales producidos por las cargas sísmicas, pero generalmente se producen por la disminución o pérdida de resistencia bajo las cargas cíclicas (arenas sueltas saturadas o arcillas sensitivas).

Tradicionalmente, los análisis de estabilidad de taludes toman en cuenta la acción de la fuerza sísmica definiendo un coeficiente sísmico (k), que corresponde a la proporción de la aceleración inducida por sismo respecto a la gravedad (generalmente 0.1 o 0.2): Dicho coeficiente genera una fuerza, kW cuya dirección se asocia normalmente con la horizontal.

Debe tomarse en cuenta que la fuerza kW sólo actúa por periodos de tiempo muy breves y que cambia de signo o sentido con una frecuencia que corresponde a la del sismo, por lo que es suficiente exigir que el talud posea un factor de seguridad mínimo igual a la unidad bajo los efectos combinados del peso W y la fuerza sísmica kW .

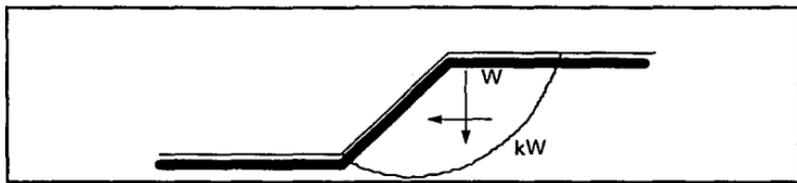


Fig.31.- fuerza sísmica sobre una masa potencialmente deslizante

Seed¹² propuso un criterio más realista para la determinación de la estabilidad de un talud ante movimientos sísmicos, que con ayuda de pruebas dinámicas de laboratorio en términos de esfuerzos totales que simulan las condiciones de esfuerzo sobre la masa de un talud durante un sismo, permite indicar la magnitud de la deformación que puede producirse por esfuerzos tangenciales menores a la resistencia del suelo. El método resulta particularmente adecuado para problemas en los que pueda producirse la licuación.

EFECTO TRIDIMENSIONAL

Los métodos comunes de cálculo de estabilidad consideran un análisis bidimensional del problema. En realidad, toda masa potencialmente deslizante tiene una longitud definida y los esfuerzos cortantes en los extremos incrementan las fuerzas resistentes que se oponen al deslizamiento, por lo que resulta conservador despreciar estas fuerzas.

¹²SEED H:B ; A Method for the Earthquake -Resistant Design of Earth Dams.

Sin embargo , el efecto tridimensional puede llegar a ser importante , y el mejor método disponible consiste en analizar varias secciones transversales (por lo menos tres) y efectuar el análisis de estabilidad para cada una , obteniendo su factor de seguridad . El factor de seguridad del talud se obtiene por medio de un promedio.

CONCLUSIONES DE LOS METODOS DE ANALISIS.

Los métodos antes expuestos , analizan satisfactoriamente la estabilidad de taludes y en la actualidad es el método de las dovelas el que se considera más adecuado para analizar cualquier forma de superficie de falla. Con el refinamiento a este método debido a Bishop ,se consigue una mayor aproximación .El empleo de gráficos es de gran utilidad para la obtención de soluciones preliminares o tentativas.

Durante las últimas décadas , numerosos refinamientos al método de las dovelas han sido propuestos para representar mejor las condiciones de equilibrio límite en los cálculos de estabilidad , algunos de ellos son:

1. El método simplificado de Bishop
2. El método Morgenstern - Price
3. El método Spencer
4. El método de equilibrio de fuerzas

Los métodos anteriores asumen ciertas suposiciones concernientes a las fuerzas que actúan entre las dovelas , pero en todos ellos el factor de seguridad se deriva de la condición de equilibrio de fuerzas en dos direcciones y de momentos alrededor de un centro de rotación escogido , o cuando menos de alguna de ellas , por lo que existe un común denominador en la formulación de las ecuaciones de equilibrio que aplican

todos los métodos . De lo anterior , todos los métodos resultan variantes de un mismo método esencial.

Es evidente que no todas la fallas de taludes son susceptibles de representarse en un modelo matemático que permita usar un método de cálculo ,sino sólo en aquellos casos en que se puedan presuponer ciertas condiciones en determinados tipos de falla.

I.V.3.- CRITERIOS DE SELECCIÓN DEL GEOTEXTIL

Entendiendo al proceso de selección del geotextil como el de hacer notar al ingeniero que es necesario estudiar la información a detalle , y documentarse lo suficiente para poder realizar diseños correctos , porque en la industria de los geosintéticos se tiende a generar dinámicamente información sobre métodos de prueba , productos , formas de diseño , etc.

En el proceso de diseño utilizando geotextiles , el final lo ocupa la selección del mismo , en base a consideraciones económicas , de la misma manera , los geotextiles deben reunir dos tipos de propiedades : las directamente relacionadas con su función en el sistema geotécnico y las relacionadas con su capacidad de mantener dicha funcionalidad (como consecuencia de mantener su integridad), lo que de otra manera se relaciona con sus propiedades de durabilidad y con algunas propiedades mecánicas e hidráulicas descritas con anterioridad.

Desde el punto de vista económico , el diseñador puede optar por dos maneras de llevar a cabo la selección , la primer forma es considerar la resistencia del geotextil de acuerdo a los requerimientos , y cumplir con las propiedades de resistencia por daños de instalación , lo que llevaría a seleccionar un geotextil de mayor masa por unidad de área , los cuales resultarían bastante costosos , y la otra manera es la de analizar y modificar el procedimiento constructivo para incluir procesos tendientes a proteger un geotextil de menor resistencia y ahorrar en el costo del mismo.

Una alternativa al diseño es la aplicación de criterios de aceptación de los productos geosintéticos publicados por organismos afines , de reconocida experiencia en el manejo de dichos materiales .En este sentido , en otras partes del mundo ya existen grupos de trabajo multidisciplinario cuyo fin es el de publicar las especificaciones de aceptación de geotextiles; en muchos de los casos dichos grupos están constituidos por representantes de organismos gubernamentales , que finalmente, son los principales usuarios de los geotextiles, como también consultores , universidades , fabricantes , etc. La mayoría de los criterios de aceptación están basados en correlaciones empíricas de resultados obtenidos en aplicaciones reales con las propiedades de los materiales empleados.

CAPITULO V. DISEÑO DE UN TALUD POR MEDIO DE GEOSINTETICOS.

INTRODUCCION

En la ingeniería geotécnica , hoy en día se deben tener en cuenta las diferentes teorías existentes , y seleccionar la más conveniente de acuerdo a las necesidades específicas del proyecto , por lo que en este trabajo se intentan considerar dichas teorías , y llevarlas a la práctica de manera simple y específica , para que en lo posterior se simplifique el proceso de diseño y revisión de la estabilidad de taludes , y el ingeniero de diseño sea conocedor de las ventajas que ofrecen dichos métodos .

V.I.- PARAMETROS DE DISEÑO

Para llevar a cabo el diseño , hay que tomar en cuenta que existen dos formas de diseñar con geotextiles , el diseño por función , y el diseño por especificación .

El diseño por función es un concepto de lo más moderno para realizar diseños de sistemas geotécnicos que incluyan geotextiles . Este método se basa en los criterios usuales en la ingeniería , que establecen relaciones numéricas entre los valores permitidos para determinada propiedad del geosintético y los valores requeridos de esa propiedad , de acuerdo al método de cálculo , es así que los valores obtenidos del Factor de Seguridad (FS) se comparan con el (FS) esperado , como lo establece la siguiente ecuación:

$F.S = [\text{Valor de la propiedad Permissible} / \text{Valor de la Propiedad Requerida}]$

Los que se denominan como valores permitidos , son las propiedades del geotextil que se considera en el diseño , mismos que pueden ser obtenidos mediante ensayos de sistemas geotextil- suelo o geotextil - agregado . De estos ensayos , existen algunos que sólo representan un índice del comportamiento del material , pero que a cambio son relativamente económicos y de fácil realización , con equipo convencional . Así mismo , existen otros que sí reproducen en forma adecuada el funcionamiento del geotextil pero que requieren equipos más complicados , de mayor costo o que requieren lapsos de observación más prolongados.

Los valores requeridos se obtienen mediante cálculos usuales para sistemas tradicionales que han sido modificados para incorporar la contribución del geotextil. En ocasiones , debido a las diferentes investigaciones , existen varios métodos para su cálculo.

El siguiente diagrama indica la forma a seguir al diseñar por función:

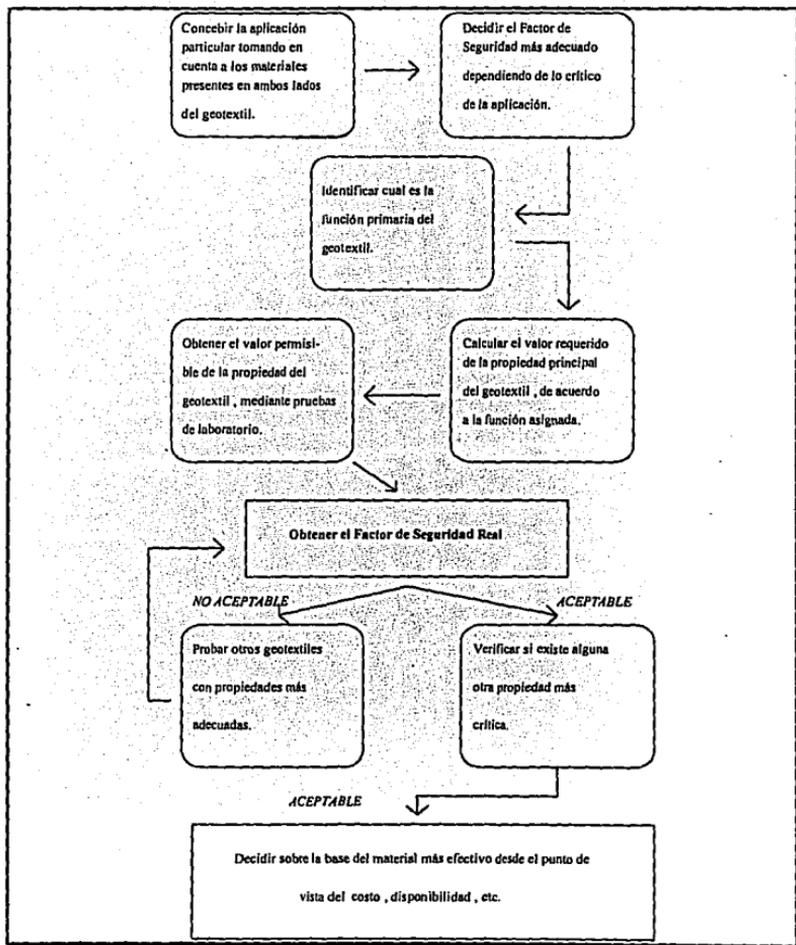


Tabla Diseño por función .

Uno de los problemas principales en el Diseño por Función , es que se requiere contar con la mayor información de las propiedades de los materiales utilizar debido a que los geotextiles son productos que, dada su relativa corta existencia en la industria , aún se encuentran en etapa de desarrollo y normalización, existiendo un número muy reducido de pruebas que puedan aceptarse y que proporcionen la debida información sobre el comportamiento de los mismos , en cambio el número de pruebas para determinar valores índice son mucho mayor. Otra desventaja es que existen funciones de dichos materiales , para las cuales se han postulado teorías del funcionamiento , no existiendo consenso de cual es la más correcta .

Como consecuencia , muy usualmente se publican factores de seguridad muy altos¹³ , como a continuación se muestra :

FACTORES DE SEGURIDAD				
APLICACION	DAÑOS POR INSTALACION	ELONGACION A LARGO	DETERIORO QUÍMICO	DETERIORO BIOLÓGICO
		PLAZO		
CAMINOS REVESTIDOS	1.1 - 2.0	1.5 - 2.5	1.0 - 1.5	1.0 - 1.3
MUROS DE CONTENCIÓN	1.1 - 2.0	2.0 - 4.0	1.0 - 1.5	1.0 - 1.3
TERRAPLENES	1.1 - 2.0	2.0 - 3.0	1.0 - 1.5	1.0 - 1.3

¹³ Koerner , R.M. (1990')

"Designing with geosynthetics" , 2ª edición.

Edit. Prentice-Hall , N.J. , E.U.A.

Se reconoce que debido a lo particular de cada aplicación , el ingeniero debe emplear el criterio para determinar el factor de seguridad más adecuado .

Para el uso de la tabla de factores de seguridad , se pueden determinar factores de seguridad compuestos , de la forma siguiente :

En el caso de determinar la Resistencia a la Tracción de un geotextil , modificada para compensar la falta de representatividad de las condiciones de campo de la prueba mediante la cual se hace la determinación , el valor que se obtiene mediante dicha prueba , se modifica , para obtener la resistencia a la tracción permisible , de la siguiente manera :

$$T_{perm} = t [1 / F_{Sd} F_{Se} F_{Sdq} F_{Sdb}]$$

Donde :

T_{perm} - valor que se utiliza en la ecuación de F.S t - es el resultado obtenido mediante la prueba y que se desea corregir. F_{Sd} , F_{Se} , F_{Sdq} , F_{Sdb} son los factores de seguridad parciales, por daños de instalación, M elongación a largo plazo , daño químico y deterioro biológico.

Una característica de importancia es el conocimiento de los diferentes métodos de prueba más comunes utilizados para el ensaye de geotextiles , y que se describieron en el capítulo II.

En cuanto a lo que se refiere el diseño por especificación, esta se define como la aplicación de criterios de aceptación de los productos geosintéticos publicados por organismos afines, de reconocida experiencia en el manejo de dichos materiales, es muy recomendable verificar varios aspectos importantes antes de adoptar alguno de estos criterios .

En primer lugar , se debe de investigar la integración del grupo especificado de geotextiles, para cerciorarse que el balance de intereses que prevalece y que la especificación incluya propiedades relacionadas con el uso, más que las características de un producto en especial, así mismo que la especificación se relacione con la aplicación y que los métodos de prueba indicados se puedan realizar con el equipo adecuado.

Para el caso de diseño por especificación, se recomienda conocer bien los antecedentes que condujeron a la definición de las propiedades que se especifican, para determinar si las condiciones requeridas por el organismo especificador son afines a las necesidades del proyecto que se encuentre en estudio. De la misma manera se deberá verificar el grado de experiencia que tiene el grupo especificador en el uso de geosintéticos, evitando adoptar especificaciones limitativas que en realidad son la descripción de las propiedades de un producto en especial o características no relacionadas con la función del geotextil. Como ventaja de este método de diseño, es la que su costo es relativamente nulo y que la verificación de los productos seleccionados se efectúa mediante pruebas índice, de relativo bajo costo y facilidad de realización con equipo sencillo.

Con éstos conceptos aclarados, se deben de tomar en cuenta los siguientes aspectos :

La fuerza de tensión de un geotextil es generalmente uno de los puntos más importantes para incrementar la estabilidad de un talud , normalmente aplicado en taludes construidos sobre suelos blandos, por lo que se puede probar observando la manera de fallar al aplicar el análisis de la estabilidad.

Es decir , cuando consideramos las teorías de análisis de estabilidad de taludes, y en especial la considerada como método de las dovelas , al incorporar un refuerzo adicional al material de relleno en la base de la dovela (y) , se intersecta el círculo de falla debido al geotextil, obligando a incrementar la estabilidad del talud. Según los cálculos se adicionarán las capas de geotextil , de acuerdo a los Factores de Seguridad obtenidos en el proceso iterativo de análisis.(Fig. 32 a)

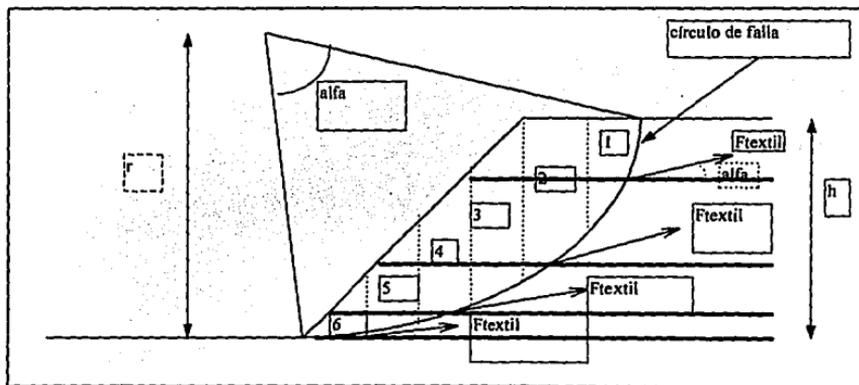


Fig (32 a). Base para el análisis de la estabilidad de un talud con refuerzo de geosintético , según el método de las dovelas.(general)

De acuerdo a lo estudiado en el capítulo III, nos basaremos en las teorías para calcular el factor de seguridad de la siguiente manera (fig. 32 b):

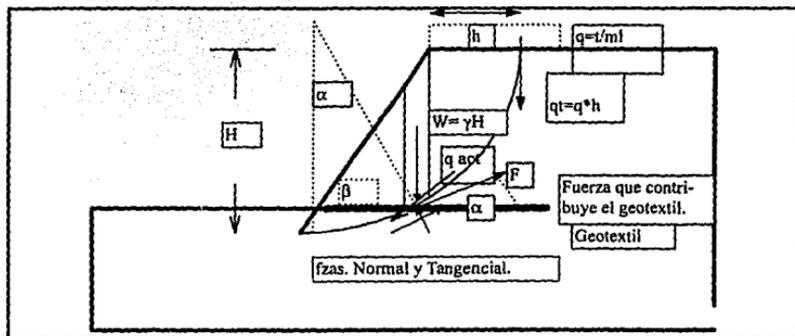


Fig.32 b Cálculo de la estabilidad de un talud con refuerzo de geotextil.(detalle)

El cálculo de la estabilidad contra el deslizamiento a los largo de un plano circular, se basa en el método de Bishop , el cuál se modifica al introducir un momento opositor, debido a la contribución del geosintético en la base. Como se menciona en el cap. VI secc. 2.3 , en el cual se establece la ecuación de equilibrio , para obtener el factor de seguridad.

Calculando el factor de seguridad de acuerdo al método , tenemos que :

$$F = (M \text{ opositor} + F \cos \alpha * R) / (M \text{ actuante} + M \text{ sobrecarga})$$

En donde :

F.S : Factor de seguridad .

M opositor : Es el momento que se opone al movimiento de la masa de suelo .

F : Es la fuerza que proporciona el geotextil , la cual es la fuerza máxima de tracción que resiste el geotextil.

R: Es el radio del círculo de falla.

α : Es el ángulo que se forma con el círculo de falla

M actuante : Es el momento que contribuye al movimiento de la masa de suelo.

M sobrecarga Es el momento que produce una sobrecarga en el talud.

V.2 .- CARACTERÍSTICAS DEL TALUD .

Es necesario para el diseño correcto y seguro de nuestra estructura , conocer las propiedades mecánicas del suelo donde se desplantará el talud, así como las características del material de relleno , como se planteo en capítulos anteriores.

De manera ilustrativa diseñaremos un talud ,ubicado en Lomas Country Club, Huixquilucan , Estado de México. El refuerzo consistirá en geotextil tejido de alta resistencia a la tracción , tipo tejido Mirafi 600. , con resistencia a la tensión de 3.20Ton / m , con un ancho de rollo de 1.45 m, considerando una sobre carga adicional de 2 Ton/m² por carga viva (estacionamiento), con una altura de 5 metros , el material de relleno es granular tipo tepetate y restricción en zona de pateo por calle de acceso, según figura(fig .33):

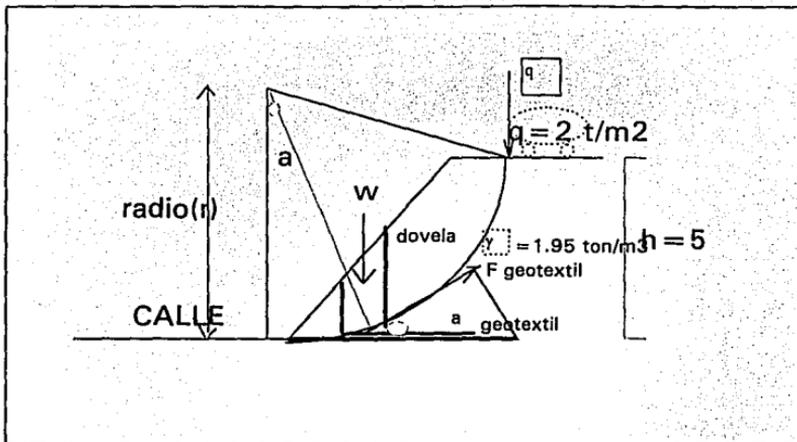


Fig. 33 Ejemplo .

DATOS:

$C=0$ $\beta=75^\circ$ $q=2 \text{ ton/m} \cdot 5 \text{ m}$, $q_t=10t$, $q_{act} = 10 \text{ sen } \alpha$

$\phi=23^\circ$ $\gamma = 1.95 \text{ ton/m}^3$

$h = 5 \text{ m}$ $T=3.20 \text{ T/m}$ (resistencia a la tracción del geotextil tipo)

V.3 DISEÑO

Procedimiento :

Se requerirá un factor de seguridad mayor o igual a 2 , para el cuál revisaremos nuestro talud, inicialmente se analizará sin refuerzo para verificar su estabilidad, y como paso siguiente se considerará el refuerzo del geotextil

Así procedemos a construir una tabla para facilitar el cálculo , obtenemos el F.S . el cual si no es similar al F.S inicial escogido , procedemos a proponer otro valor de F.S inicial y repetimos el cálculo , si el FS final es semejante al inicial , ese valor de F.S es el esperado para el talud.

En el caso que no se alcance el FS mínimo , se deberá incrementar el refuerzo de geotextil en capas , tratando de hacerlo coincidir con la base de las dovelas , y se repetirá el procedimiento. Por último se verifica que la longitud de anclaje del textil sea la adecuada mediante la siguiente expresión:

$$L_a = (T(\text{textil}) * FS) / \{2 * d * \gamma * \tan 2/3 \phi\}$$

Donde :

T = Resistencia a la Tracción ultima del geotextil .

FS = factor de seguridad definido como 1.75 .

d= distancia de la corona al refuerzo de geotextil.

γ =Peso volumétrico del suelo .

ϕ =ángulo de fricción interna del material.

Analizando el talud sin refuerzo de geotextil, con $F.Si = 0.6$

1	2	3	4	6	7	8	9	10	
N°	Alfa α	W i	W i sen α	C*bi	T textil	N° Jambu	m(α)	FS	
Doveia					T/m				
1	2.86	0.323	0.016	0	0	0.2829	1	0.137	
2	22.54	2.23	0.8554	0	0	0.2829	1.03	0.9196	
3	45.77	3.40	2.437	0	0	0.2829	0.9	1.60	
			$\Sigma=3.97$					$\Sigma=2.66$	

Por lo que $F.S = 0.66$

Como el FS obtenido es menor que el requerido , se adicionará el geotextil en la base del talud.

1	2	3	4	6	7	8	9	10	
N°	Alfa α	W i	W i sen α	C*bi	T textil	N° Jambu	m(α)	FS	
Doveia					T/m				
1	2.86	0.323	0.016	0	3.20	0.2122	1.0	3.33	
2	22.54	2.23	0.8554	0	0	0.2122	1.0	0.947	
3	45.77	3.40	2.437	0	0	0.2122	0.85	1.69	
			$\Sigma=3.97$					$\Sigma=5.97$	

$FS = 1.5$ por lo que se adicionará una capa intermedia adicional de geotextil.

1	2	3	4	6	7	8	9	10	
N°	Alfa α	W i	W i sen α	C*bi	T textil	N° Jambu	m(α)	FS	
Dovela					T/m				
1	2.86	0.323	0.016	0	3.20	0.2122	1.0	3.33	
2	22.54	2.23	0.8554	0	3.20	0.2122	1.0	3.90	
3	45.77	3.40	2.437	0	0	0.2122	0.85	1.69	
			Σ=3.97					Σ=8.93	

FS= 2.2

2.2.>=2 , l.q.q.d

Revisión de la longitud de anclaje .

Para el geotextil de la base d= 5m

$$L(a) = T_{\text{textil}} * FS / (2 * d * \gamma * \tan^2/3 \phi)$$

$$=(3.2 * 2.2) / (2 * 5 * 1.95 * 0.2741)$$

$$=7.04 / 5.3467$$

$$=1.316 \text{ m}$$

Para el geotextil intermedio d=2.5

$$L(a) = (3.2 * 2.2) / (2 * 2.5 * 1.95 * 0.2741)$$

$$=7.04 / 2.67$$

$$=2.63 \text{ m}$$

Figura del arreglo del talud con refuerzo de geosintético:

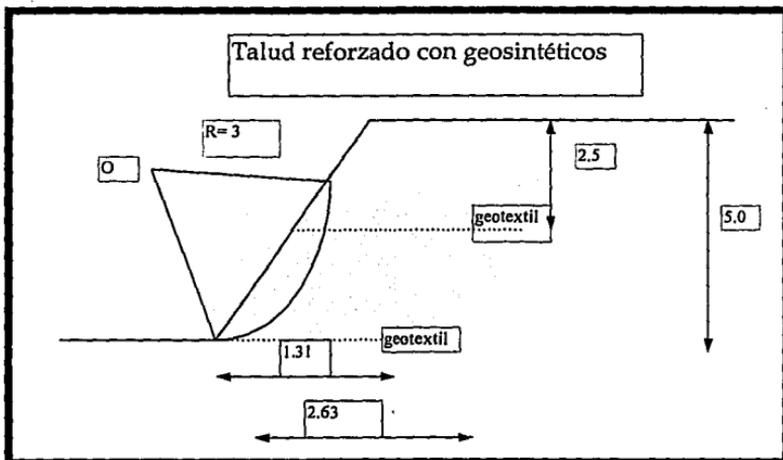


Fig. Talud reforzado

PROGRAMA AUXILIAR EN LENGUAJE BASIC PARA EL ANALISIS DE LA ESTABILIDAD DE UN TALUD SEGUN BISHOP , ADICIONANDO REFUERZO DE GEOSINTETICO , APLICADO CON CALCULADORA CASIO FX-730P.

10	REM TABLA PARA EL CALCULO SEGUN BISHOP
20	INPUT "RADIO",R:INPUT "ANG DEL TALUD",Z
30	INPUT "GAMMA",G
40	INPUT "COHESION",C
50	INPUT "ANG. DE FRICC.",E

60	INPUT "SOBRECARGA",S
70	X=0:Y=0:U=0:P=0
80	INPUT "FSI",F
90	B=(0.1*R):N=(R/B)
100	FOR X=1 TO N
110	IF X=N THEN GOTO 500
120	L=(X-1)+(B/2)
130	IF L>R THEN GOTO 500
140	A=ASN(L/R):PRINT "A=";A
150	S=SINA:PRINT "SEN A=";S
160	W=G*B*((L*TANZ)-(L*TANA))
170	PRINT "W=";W:K=W*SINA:PRINT "WSINA=";K:Y=Y+K+(S*SINA)
180	D=C*B:PRINT "CB=";D
190	INPUT "REFUERZO DE GEOTEXTIL SI(T) NO(O) ";T:Q=T*COXA
200	P=(W*TANE)+D+Q
210	J=(TANE)/F:PRINT "NUM. DE JANBU=";J
220	INPUT "VALOR M(A)=";V
230	I=(P/V):PRINT "FS=";I:U=U+I
240	BEEP
250	NEXT X
500	PRINT "SUMA DE W i SEN alfa=";Y
510	PRINT "SUMA DE FS =" ;U
520	H=U/Y:PRINT "FACTOR DE SEGURIDAD=";H
230	END

CAPITULO VI COMPARACION ENTRE UN TALUD CONSTRUIDO CON SISTEMA DE GEOSINTETICOS Y OTRO CONSTRUIDO CON UN METODO CONVENCIONAL.

Como se ha tratado en este trabajo , los geotextiles ofrecen una variedad de usos , y en este caso se demostró su aplicación a taludes , en la práctica se utilizan diversos sistemas para estabilizar taludes , por lo que en éste capítulo compararemos a los geotextiles con el sistema llamado suelo - cemento.

En términos generales , se define al suelo-cemento , según el ACI SP-19 (Terminología del Cemento y del Concreto) , como una mezcla de suelo, cantidades medidas de cemento Portland y agua, compactados hasta alcanzar una alta densidad. Adicionalmente se puede definir como la combinación , compactación y curado de una mezcla suelo/agregado , cemento Portland , posiblemente aditivos y agua ; para formar un material endurecido con propiedades técnicas específicas. El suelo-cemento se conoce con otros términos , incluyendo estabilización del suelo con base de agregados tratados con cemento y material térreo apisonado.

En la protección de taludes , después de la Segunda Guerra Mundial , se continuó con una rápida expansión de proyectos de recursos hidráulicos en las regiones de las grandes planicies de los Estados Unidos . El enrocamiento de calidad satisfactoria para la protección de taludes contra la corriente no estaba localmente disponible para

muchos de estos proyectos , así que , el alto costo de transportar el material desde canteras distantes amenazaba la viabilidad económica de algunos proyectos . Por tal motivo el U.S. Bureau of Reclamation inició un importante esfuerzo de investigación, con la finalidad de estudiar la conveniencia del suelo cemento como alternativa para el enrocamiento tradicional¹⁴ , con el cual se obtuvieron excelentes resultados.

En el caso de refuerzo de taludes , se utiliza con una proporción del 5% al 15 % , en peso, siendo la más usual un 10% de cemento, en relación al relleno usualmente se recomienda un 70% de arena , y 30 % de suelo de grano fino no cohesivo .Las especificaciones para el concreto requieren una combinación bien definida de agregados gruesos y finos , generalmente con no más del 2% de material que pase a través de la malla N° 200.

Casi cualquier tipo inorgánico de suelo es adecuado para el suelo-cemento ; materiales como escoria , cenizas , conchas , y superficies asfálticas viejas también se han incorporado con gran éxito a las mezclas de suelo - cemento.

Principalmente , se prefieren los suelos granulados sobre los arcillosos por que se pulverizan con mayor facilidad , y requieren de menos contenido de cemento para obtener su resistencia y durabilidad .

¹⁴ Construcción y Tecnología , Wayne S., Adaska
pg. 10 , Revista del IMCYC , Vol. 6 n° 62 Julio 1993

VI.1.- CRITERIOS DE DISEÑO

Como se estudió en el capítulo anterior , el diseño de taludes con refuerzo de geosintético , se apega a la teoría de Bishop , modificada al introducir un momento opositor con el geotextil , en el caso de suelo cemento se refiere a la teoría del círculo de fricción , ya que ésta teoría considera el esfuerzo desarrollado a lo largo del círculo de falla. La cohesión en el suelo se incrementa al adicionar cemento al suelo en proporciones adecuadas.

VI.2.- COMPARACION DE COSTOS

En lo que respecta a costos , se debe considerar para cada caso los factores que intervienen en su construcción ,por lo que para el caso de refuerzo con geotextiles se considera el costo del geotextil por m² , y los trabajos complementarios como lo son el tendido y compactación del material , así como la colocación del geotextil considerando traslapes.

En el caso del suelo-cemento , se debe considerar el costo del cemento por m³ de material de relleno , así como la preparación de la mezcla del compuesto (mano de obra) , y los trabajos de tendido y compactación, a manera de ejemplo , si calculamos

con un 10% de refuerzo en el suelo-cemento , el peso de cemento con respecto al peso del relleno deberá ser un 10% del peso total del volumen del talud, comparando con un talud de 12 m de base , 6 m de fondo , y 4 m de altura , con un peso volumétrico del relleno de 1.7 t/m³, obtendremos un peso de 489.6 Tons de suelo y para lograr una mezcla al 10% añadiremos 48 toneladas de cemento , por lo que su costo es considerable , en cambio con las mismas características de talud y considerando una capa de geotextil a cada 50 cm , tendríamos : 8 capas de 6 m de fondo por 12 m de ancho considerando un 5% de incremento por traslapes obtenemos :605 m² , lo cual al compararlo con el costo del cemento equivale al 33% del costo del cemento , por lo que resulta más económico que usar el procedimiento de suelo-cemento.

VI.3.- PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS.

Para la construcción de un talud con refuerzo de geotextil , se procederá a la determinación de las características del suelo que servirá como base al talud , se diseñará dependiendo a las características requeridas , se procede a la colocación de capas de suelo de relleno , de preferencia del tipo granular (Tepetate) y compactando en capas no mayores de 30 cm de material de relleno , procurando empezar la compactación desde la cara del talud hacia adentro , para permitir un confinamiento del material y con las características determinadas por el proyectista , el tendido del material textil debe hacerse con precaución de no dañar los filamentos procurando que el traslape como mínimo sea de 15 cm , al llegar al limite exterior del talud , se deberá hacer una cápsula del material como lo señala la figura siguiente envuelto por

el geotextil (Fig 34) para evitar que el agua penetre y socave al material , provocando erosión.

Así mismo se recomienda proteger la cara del talud , para evitar la erosión , con vegetación (pasto) , o con una capa de textil con vegetación integrada , que existe actualmente en el mercado.

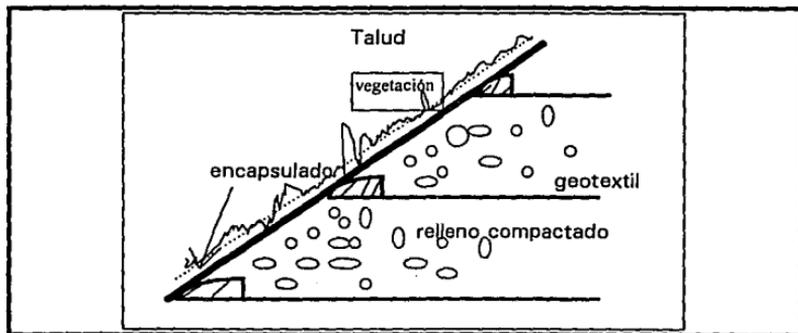


Figura 34.-Talud con refuerzo de geotextil procedimiento de encapsulado.

En el caso del suelo cemento se debe mezclar el material de relleno con el cemento y tenderlo al igual que con el procedimiento a base de geotextiles , de la misma manera se procede a su compactación en capas no mayores de 30 cm y con las características que se requieran en cuanto a contenidos óptimos de humedad y grados de compactación .

En lo que se refiere a los tiempos de construcción , los dos sistemas presentan características similares , ya que el tendido y compactación del material de relleno se realiza de la misma manera , únicamente que en el caso de refuerzo de geotextiles , se requiere mayor tiempo ya que la colocación del textil es delicada , y que el proceso exige que el geosintético se coloque bien extendido , al igual que el procedimiento de encapsulado , ya que requiere mucho cuidado para su conformación , en el caso del suelo-cemento , solo requiere que el material de banco para el relleno, se proceda a mezclarse con el cemento y que la mezcla se logre con la humedad óptima del material de relleno .

CAPITULO VII.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Al estudiar los métodos de análisis y paralelamente al desarrollo de nuevos materiales, debemos utilizar nuestros conocimientos para aprovechar al máximo las ventajas de la tecnología, y usar el ingenio para la aplicación de dichos sistemas en la vida real .

En términos generales, y atendiendo a las diferentes condiciones que se pudieren presentar para cada caso particular , el ingeniero deberá asumir las medidas necesarias para evitar la presencia de fallas dentro de las estructuras, lo cual obliga al conocimiento de las causas de la falla, de la estratigrafía del lugar, de los resultados de los sondeos y de otras pruebas de campo y de laboratorio.

La aplicación de las soluciones debe responder a un razonamiento oportuno, que dependerá de las diferentes soluciones que resulten factibles de acuerdo con la disponibilidad de equipo, mano de obra, y principalmente de las características del geosintético que se utilice.

Se recomienda de manera importante verificar que las características de los materiales sean las requeridas , ya que de esto depende que nuestro sistema suelo-geotextil funcione de manera correcta ,también se recomienda la verificación con el fabricante de dichas características, así como la verificación del comportamiento de la estructura, en el campo mediante monitoreos del estado del talud y lecturas de nivelación durante un tiempo determinado después de terminada la estructura.

Se debe tomar en cuenta que la colocación del material es de suma importancia, ya que requiere de cuidados para evitar el daño causado por instalación del geosintético , así mismo se debe de almacenar el producto, ya que pueden sufrir ligeros daños, que pudiesen afectar la resistencia .

El empleo de nuevos materiales como los geosintéticos es un reto para los ingenieros mexicanos, ya que depende de nosotros su introducción al campo de la ingeniería civil, así como el empleo de técnicas innovadoras de sistemas constructivos y de nuevos usos, como lo es la aplicación de geosintéticos en la estabilidad de taludes, su aplicación es tan amplia, que se pueden utilizar como contenedores de arena (Sandtainer) o concreto (Bolsacreto textil form), y las conocidas como cimbras dobles, que son un gran diseño de ingeniería textil , por lo que se pueden producir geosintéticos en doble capa interconectada y entrelazada para que al inyectarle una

mezcla granular o fraguable se controlen formas y espesores, para construir escolleras, rompeolas, recubrimiento de taludes en canales, y como un ejemplo no muy usual dentro de la ingeniería, se han usado como georedes plásticas de diseño especial para usarse como barrera antideslumbrante, con muy excelentes resultados, no cabe duda que día con día aparecen nuevas tecnologías y es importante que se aprovechen en los proyectos como materiales ligeros y de gran facilidad en su transporte, y que además de los sistemas conocidos se apliquen conjuntamente nuevos sistemas, para la contribución del desarrollo de la Ingeniería Civil.

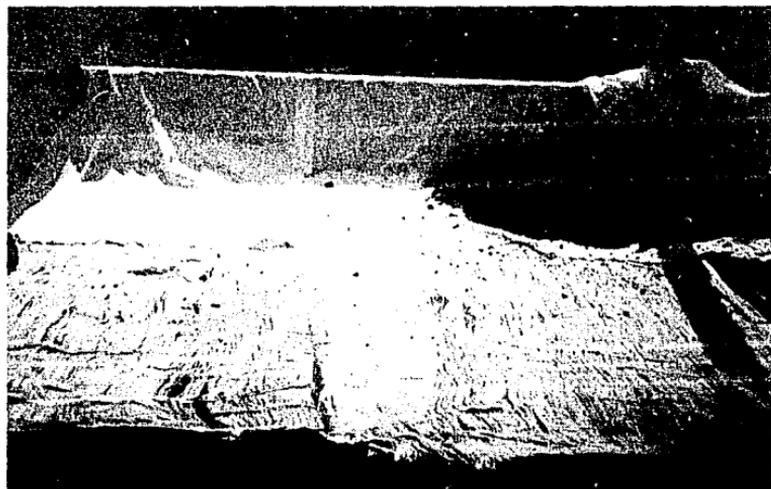
BIBLIOGRAFIA

- 1.- GEOSINTETICOS Geotextiles y Geomembranas.
Memorias del Simposium de Julio de 1990
Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos.
- 2.- POLYFELT (GEOTEXTILES)
Design and practice manual
Evergreen , Alabama , USA 1989
- 3.- MECANICA DE SUELOS
Juárez Badillo - Rico Rodríguez
Tomo I y Tomo II.
Editorial Limusa
- 4.-MECANICA DE SUELOS
Lambe-Whitman
Limusa , 1972.
- 5.- Tesis : ANALISIS DE LOS DESLIZAMIENTOS EN TALUDES .
German Cabrera
Universidad Anáhuac . 1982
- 6.- Tesis : ANALISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES .
Peter Colliard L.
Universidad Anáhuac. 1985
- 7.- HIGH TENSILE GEOTEXTILES FOR LOW COAST HARBOUR
By Ing. Mauricio Porráz J.
2nd. Int. Seminar of Geotextiles , CHINA
- 8.- CONSTRUCCIÓN Y TECNOLOGÍA
Revista Vol.VI, n° 62 Julio 1993
IMCYC

ANEXO II



Fotografías .- Colocación y tendido del geotextil .Protección de relleno en para construcción de una vialidad en Interlomas , Edo. de Méx.



**Fotografía .- Proceso constructivo sistema de encapsulado Interlomas ,
Huixquilucan , Edo. de méx.**