

8  
2 ej



# UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES  
"ACATLAN"  
INGENIERIA CIVIL



"ANALISIS COMPARATIVO ENTRE EL USO DE LA TIERRA ARMADA Y LOS METODOS TRADICIONALES PARA MEJORAR LA ESTABILIDAD DE TALUDES"

**T E S I S**  
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE  
**I N G E N I E R O C I V I L**  
**P R E S E N T A :**  
**GUILLERMO FRANCO SERRATO**

Acatlán, Edo. de México

1989

TEESIS CON  
FALLA DE ORIGEN



## **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.

"ANALISIS COMPARATIVO ENTRE EL USO  
DE LA TIERRA ARBAEA Y LOS METODOS  
TRADICIONALES PARA MEJORAR LA ES-  
TABILIDAD DE TALUDES".



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AVANZA DE  
MÉXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES "ACATLÁN"  
COORDINACIÓN DEL PROGRAMA DE INGENIERÍA

CI/042/1969.

SR. GUILLERMO FRANCO SERRATO  
Alumno de la carrera de Ingeniería Civil.  
P r e s e n t e.

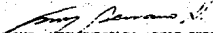
De acuerdo a su solicitud presentada con fecha 14 de septiembre de 1968, me complace notificarle que esta Coordinación tuvo a bien -- asignarle el siguiente tema de tesis: "Análisis comparativo entre el uso de la tierra armada y los métodos tradicionales para mejorar la estabilidad de taludes", el cual se desarrollará como sigue:

- Introducción.
- I.- Generalidades sobre taludes.
- II.- Algunos métodos para mejorar la estabilidad de taludes.
- III.- La tierra armada.
- IV.- Análisis comparativo.
- Conclusiones.
- Bibliografía.

Asimismo fue designado como Asesor de Tesis el señor Ing. Fernando Favela Lozoya, profesor de esta Escuela.

Ruego a usted tomar nota que en cumplimiento de lo especificado en la Ley de Profesiones, deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito básico para sustentar examen profesional, así como de la disposición de la Dirección General de Servicios Escolares en el sentido de que se imprima en lugar visible de los ejemplares de la tesis, el título del trabajo realizado. - Esta comunicación deberá imprimirse en el interior de la tesis.

A t e n t a m e n t e,  
"POR MI RAZA HANARA EL ESPÍRITU"  
Acatlán, Edo. de Méx., a 17 de marzo de 1969.

  
ING. HERMENEGILDO AROCAS SERRANO  
Coordinador del Programa de  
Ingeniería.

HAS' PGG/rcm.

## AGRADECIMIENTOS

Gracias a las siguientes personas :

Al Ingeniero Fernando Favela Lozoya por su acertada dirección y guía. Todo un ejemplo a seguir .

Al Ingeniero Jorge Uriarte García por sus comentarios, -- sugerencias y paciencia .

Al Ingeniero Alfonso Rico Rodríguez por sus enseñanzas y -- por haberme facilitado material acerca de la tierra armada .

Al Ingeniero Hermilo Del Castillo Mejía por sus comentarios a algunas conclusiones .

Al Ingeniero Arturo A. Bello Maldonado por su oportuna y a -- certada crítica .

Al Ingeniero Raymundo Guesta Ledezma por sus observaciones y consejos .

Al Ingeniero Juan Carlos Estrada Romero por su interés, sus comentarios y paciencia.

Al Ingeniero Melecio González, residente de obra de la Com- -- pañía CIESA en el puente Lechería, por sus observaciones.

A los Ingenieros Peter Colliard y David Leal, de Tierra -- Armada, S.A. , por sus atenciones para conmigo.

A los señores Ingenieros : Alberto Ramírez Piedrabuena, -- Rubén Pérez, Manuel Jara López, Pedro Martínez Mendoza, y Ricardo Fernández Del Olmo , por haber compartido conmigo sus conocimientos acerca de la Geotécnica.

Mi agradecimiento eterno a mi madre y a mi padre por el -- apoyo que siempre me han brindado, siendo para mi lo más valioso del mundo. Además, le agradezco profundamente a mi madre el haber realizado la mecanografía del texto con esmero, paciencia e interés. Fué invaluable su continua ayuda en la elaboración del manuscrito .

Gracias a mis hermanos Gustavo y Gerardo por su apoyo y comprensión.

Gracias a toda mi familia por su desinteresado estímulo .

Mil gracias a Margarita, mi novia y amiga, por su apoyo total y su constante estímulo .

Así también gracias a mis amigos, a la UNAM ENEP Acatlán, a mis profesores y a mis compañeros de carrera y trabajo.

Gracias a todas las personas e Instituciones que no han sido nombradas y de quienes en alguna forma recibí ayuda y estímulo, cooperando así para que este trabajo se llevara a cabo.

Guillermo Franco Serrato .

## INDICE GENERAL

	Página
Dedicatoria. . . . .	1
Agradecimientos. . . . .	2
Indice General . . . . .	4
Indice de Figuras . . . . .	5
Indice de Tablas . . . . .	9
Introducción . . . . .	11
Capítulo I. Generalidades sobre taludes .	
A.-Fallas más comunes en los taludes. . .	19
B.-Estabilidad de taludes . . . . .	51
Capítulo II. Algunos métodos para mejorar la estabilidad de taludes. . . . .	74
A.-Métodos mecánicos . . . . .	79
B.-Métodos basados en drenaje y subdrenaje.	107
Capítulo III. La tierra armada .	
A.-Introducción. . . . .	153
B.-Conceptos básicos . . . . .	156
Capítulo IV. Análisis comparativo . . . . .	198

	ifcine
Conclusiones . . . . .	252
Bibliografía . . . . .	258



## INDICE DE FIGURAS .

	Página
Fig.1.-Desarrollo simplificado del problema de selección de la geometría de un talud. . . . .	14
Fig.2.-Signos del deslizamiento superficial . . . . .	25
Fig.3.-Superficie de falla formada en una ladera natural . . . . .	28
Fig.4.-Flujos en suelos secos. . . . .	30
Fig.5.-Flujos en materiales húmedos . . . . .	31
Fig.6.-Fallas rotacionales.Secciones típicas . . . . .	35
Fig.7.-Tipos de fallas rotacionales . . . . .	36
Fig.8.-Fallas traslacionales . . . . .	37
Fig.9.-Fallas compuestas. . . . .	38
Fig.10.-Fallas múltiples . . . . .	40
Fig.11.-Mecanismo del agrietamiento longitudinal de terraplenes. . . . .	45
Fig.12.-Problemas de la cimentación de los terraplenes. . . . .	48
Fig.13.-Estabilización de una falla por remoción de material en su cabeza . . . . .	83
Fig.14.-Abatimiento de taludes en terraplenes . . . . .	85
Fig.15.-Mecanismo por el cual,abatir un corte beneficia muchas veces su estabilidad . . . . .	86
Fig.16.-Efecto de una berma . . . . .	88
Fig.17.-Escalonamiento de taludes . . . . .	90
Fig.18.-Croquis de una falla en ladera. . . . .	94
Fig.19.-Croquis de la estabilización de una falla con pilotes. . . . .	96
Fig.20.-Contrapeso de enrocamiento. . . . .	98
Fig.21.-Respaldo de enrocamiento . . . . .	99
Fig.22.-Terraplén en diente de sierra . . . . .	102

	Página
Fig.23.-Diversos perfiles de alcantarillas . . . . .	111
Fig.24.-Ubicación de alcantarillas en laderas de caídas . . . . .	112
Fig.25.-Formas típicas de guarniciones . . . . .	113
Fig.26.-Tipos de bordillos comunes en la práctica mexicana. . . . .	115
Fig.27.-Lavadero. . . . .	116
Fig.28.-Cunetas en secciones en terrerlén . . . . .	119
Fig.29.-Disposición más conveniente de la cuneta . . . . .	120
Fig.30.-Contracuneta . . . . .	122
Fig.31.-Capas permeables . . . . .	127
Fig.32.-Flujo hacia el talud y la cama de un corte . . . . .	128
Fig.33.-Caser de uso de drenes longitudinales de zanja para abatir el n.e.f. . . . .	129
Fig.34.-Sección transversal de un subdrén longitudinal de zanja, según la práctica mexicana. . . . .	131
Fig.35.-Subdrén interceptor transversal . . . . .	132
Fig.36.-Esquema de la influencia de los drenes transversales de penetración en un corte de balcón. . . . .	134
Fig.37.-Croquis de la disposición de drenes transversales de penetración. . . . .	135
Fig.38.-Pozos de alivio combinados con drenes transversales de penetración. . . . .	136
Fig.39.-Sifón para descarga de pozos de alivio. . . . .	137
Fig.40.-Remoción de un material blando y colocación de una capa permeable bajo terraplenes . . . . .	138
Fig.41.-Tipos de trincheras estabilizadoras. . . . .	140
Fig.42.-Trinchera de enrocamiento . . . . .	141
Fig.43.-Respaldo de enrocamiento con funciones de trinchera estabilizadora. . . . .	142
Fig.44.-Planta de una galería filtrante . . . . .	144
Fig.45.-Perfil de una galería filtrante . . . . .	145

Fig.46.-Sección transversal de una plaza cimentada . . . . .	154
Fig.47.-Concepción del muro de tierra armada de Vidri. . . . .	155
Fig.48.-Vista general de un muro de tierra armada. . . . .	156
Fig.49.-Corte transversal de un muro de tierra armada. . . . .	154
Fig.50.-Algunos ejemplos de aplicación de la tierra armada. . . . .	164
Fig.51.-Muros tipo. . . . .	163
Fig.52.-Utilización en carreteras y autopistas de montaña I..	171
Fig.53.-Utilización en carreteras y autopistas de montaña II.	172
Fig.54.-Utilización en carreteras y autopistas de montaña III.	173
Fig.55.-Utilización en carreteras circulares. . . . .	175
Fig.56.-Utilización para muros inundables. . . . .	179
Fig.57.-Utilización para estribos de puentes. . . . .	178
Fig.58.-Utilización para almacenaje de sólidos. . . . .	178
Fig.59.-Utilización para estaciones de cribado y triturado. . . . .	170
Fig.60.-Secuencia de construcción. . . . .	187
Fig.61.-Ejemplo de estabilización de un talud excavado por medio de banderillas inyectadas. . . . .	202
Fig.62.-Tierra armada vs diferentes técnicas en Dibs/pie <sup>2</sup> , en función de la altura. . . . .	205
Fig.63.-Tierra armada vs concreto reforzado en Fmcs/ml, en función de la altura. . . . .	207
Fig.64.-Tierra armada vs mampostería en Pesos X 1000/ m <sup>2</sup> , en función de la altura libre. . . . .	208
Fig.65.-Proceso de selección de sólidos para mejorar la estabilidad de taludes. . . . .	209

INDICE DE TABLAS .

Página

Tabla 1.-Clasificación de taludes. . . . .	20
Tabla 2.-Factores de que depende la estabilidad de los taludes en suelo . . . . .	22
Tabla 3.-Fallas en taludes . . . . .	23
Tabla 4.-Fallas ligadas a la estabilidad de las laderas naturales . . . . .	24
Tabla 5.-Fallas relacionadas a la estabilidad de taludes artificiales. . . . .	33
Tabla 6.-Susceptibilidad de los suelos a la tubificación . . . . .	42
Tabla 7.-Otros tipos de fallas no directamente asociados a la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos. . . . .	43
Tabla 8.-Ley de resistencia al esfuerzo cortante en suelos. . . . .	52
Tabla 9.-Investigaciones teóricas sobre estabilidad de taludes . . . . .	55
Tabla 10.-Métodos de análisis límite . . . . .	56
Tabla 11.-Talud de suelo puramente friccionante . . . . .	59
Tabla 12.-Métodos basados en la suposición de una superficie potencial de falla elástica. . . . .	62
Tabla 13.-Método sueco. . . . .	64
Tabla 14.-Métodos basados en una exploración del estado de esfuerzos. . . . .	68
Tabla 15.-Resumen de métodos para la prevención y corrección de deslizamientos . . . . .	77
Tabla 16.-Métodos mecánicos . . . . .	80
Tabla 17.-Razones por las cuales el agua puede afectar la estabilidad de una masa de tierra. . . . .	100
Tabla 18.-Drenaje superficial . . . . .	110
Tabla 19.-Drenaje superficial II . . . . .	121
Tabla 20.-Agua que se infiltra en el subsuelo . . . . .	125

	Página
Tabla 21.-Investigaciones en tierra armada. . . . .	100
Tabla 22.-Criterios posibles para el dimensionamiento de tierra armada . . . . .	102
Tabla 23.-Criterios para la selección de los rellenos . . . . .	103
Tabla 24.-Tipos de refuerzo de suelos . . . . .	100
Tabla 25.-Aplicaciones del refuerzo de suelos. . . . .	201
Tabla 26.-Estribo convencional vs tierra armada . . . . .	202

## INTRODUCCION

## INTRODUCCION

El diseño y construcción de taludes tiene una importancia - ingenieril de primer orden debido a que es necesario diseñar y - construir mejores vías terrestres, cimentaciones, presas de tierra, etc., y aumentar la eficiencia y eficacia de los ya construidos. Los taludes son una de las estructuras que exigen mayor cuidado por parte del Ingeniero tanto por los problemas que causaría una falla como por la inversión hecha en su proyecto y --- construcción. Aún con la ayuda de la Geología Aplicada en la formulación de criterios correctos de estudio, el talud es una estructura geotécnica muy complicada, debido a que en el análisis de su estabilidad aparecen algunos problemas aún no resueltos de la mecánica de suelos y de la mecánica de rocas.

En México, estadísticamente hablando puede decirse que el - 50% de toda carretera por construir se desarrollará en terreno - francamente montañoso, un 30% en terreno ondulado y un 20% en -- terreno plano. En el primer tipo de configuración quizá un 70% - del costo total de la carretera corresponda al movimiento de --- tierras que, a su vez, consistirá fundamentalmente en la formación de cortes y terraplenes, en los que cualquier cambio en la inclinación repercutirá en forma importante en el costo total. - En terreno plano, el porcentaje de costo correspondiente a movimiento de tierras puede bajar hasta un 40% y en este valor, además, influirá muy poco la inclinación de cortes y terraplenes, - que serán de escasa altura (Ref.1).

En la figura 1 se puede observar un desarrollo muy simplifi

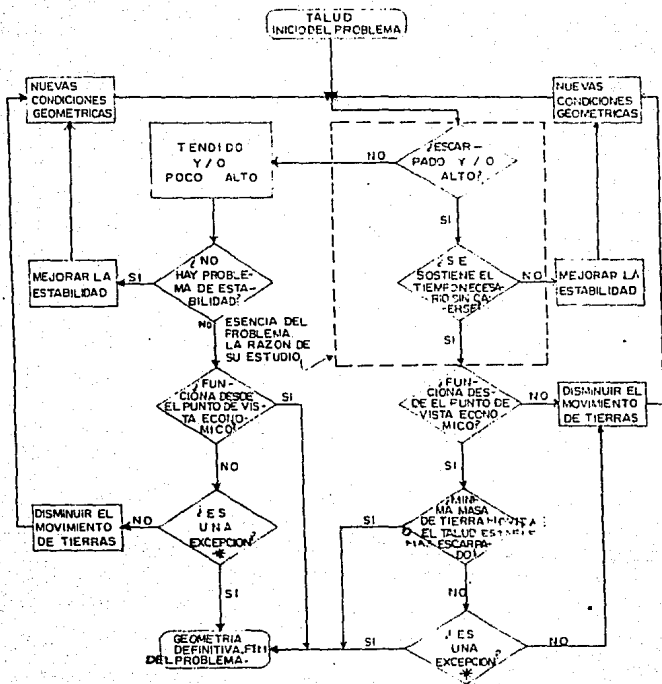
cado del problema de selección de la geometría de cortes y terraplenes considerando solo los métodos de mejoramiento de estabilidad mediante movimiento de tierras. Debe hacerse notar que un método que sirve para estabilizar un talud puede no servir para estabilizar a otro e inclusive puede ser perjudicial para su estabilidad y empeorar sus condiciones de equilibrio. Cada problema es un caso específico y debe tratarse como tal.

Con un criterio simplista se puede decir que casi siempre la inclinación más apropiada en un talud (para suelos puramente friccionantes) será la más escarpada que se sostenga el tiempo necesario sin caerse (sin tomar en cuenta el papel que juega la altura del talud en la estabilidad del mismo, que en suelos cohesivos es determinante). En lo anterior radica la esencia del problema de estabilidad de taludes y la razón de su estudio. Sin embargo, existen excepciones a la regla; cuando se trata de taludes cuya caída representan pérdidas de vidas y/o de bienes en demasía, es decir; taludes que deben considerar factores de seguridad más grandes, como taludes de presas, ferrocarriles y vías terrestres importantes para la vida económica del país.

En los 60's apareció un nuevo sistema para utilizar los materiales térreos como elementos de construcción; la tierra armada.

La tierra armada se puede emplear cuando por razones constructivas se deban tener paredes verticales de gran altura y los muros de retención que serían necesarios resulten inadecuados, sea por razones económicas o por razones técnicas. La tierra armada es una asociación de tierra y elementos lineales capaces de





\* TALUDES CUYA CAIDA REPRESENTA PERDIDAS DE VIDAS Y/O BIENES EN DEMASIA Y POR LO TANTO DEBEN CONSIDERAR FACTORES DE SEGURIDAD MAS GRANDES, COMO TALUDES DE PRESAS, FERROCARRILES Y VIAS TERRESTRES IMPORTANTES PARA LA VIDA ECONOMICA DEL PAIS.

FIG. No. 1

soportar fuerzas de tensión importantes .Tales tiras dan al conjunto una resistencia a tensión de la que el suelo carece en si mismo, con la ventaja adicional de que la masa puede reforzarse única o principalmente en las direcciones más convenientes.La resistencia a la tensión de las tiras se debe a la fricción interna del suelo debido a que las fuerzas que se producen en la masa se transmiten al refuerzo por fricción.

Los ingenieros de la Compañía Tierra Armada, S.A. señalan que con el fin de lograr un sistema que pueda proporcionar la resistencia suficiente ante empujes laterales generados por un problema de estabilidad de taludes se han usado con éxito en algunas partes del mundo macizos de tierra armada(Ref.2) .Comentan que en muchos de estos casos la tierra armada se empleó para crear una masa que resistiera cualquier cuña deslizante que pudiera haberse generado después de haber ocurrido las fallas (Ref.2).Al tener noticia de lo anterior nos pareció interesante comparar -- los llamados "métodos tradicionales para mejorar la estabilidad de taludes" con la tierra armada usada para dicho fin.Una vez iniciado el trabajo fué necesario consultar directamente a los ingenieros de Tierra Armada, S.A. para saber los detalles de instalación de un macizo de tierra armada como elemento para mejorar la estabilidad de taludes, debido a que en la bibliografía donde se menciona ese uso no presentan ninguna figura, ni fotografía, ni comentan nada respecto a los detalles de instalación del macizo para tal fin.No logrando aclarar nada ,ya que ellos comentan que no conocen personalmente un caso de estos y que ignoran los detalles de instalación para este caso tan especial, ya que nunca se ha usa-

do en México la tierra armada para tal fin, y que inclusive, nunca se ha tomado en cuenta como alternativa en ningún problema de estabilidad de taludes. Consultando en otros lados y con otros especialistas nos señalaron que no es posible construir un macizo de tierra armada al pie de un talud con el fin de proporcionar la resistencia suficiente ante empujes laterales sin evitar que las operaciones de construcción del macizo no solo induzcan un aumento de la velocidad del deslizamiento, sino que precipiten una falla súbita y total del talud, ya que el volumen de la excavación para su cimentación es considerable, problema que no se soluciona excavando y construyendo por etapas alternadas a lo largo del desarrollo del macizo. Este mismo problema lo padecen los muros de retención, lo que hace conveniente el comparar a la tierra armada y a los muros de retención como métodos de contención de caídos en taludes y usados exclusivamente como métodos preventivos. Se decidió incluir los llamados "métodos tradicionales para mejorar la estabilidad de taludes" en el cuerpo de este trabajo para subrayar todo lo dicho anteriormente.

En este documento, el término "métodos tradicionales", se usa para dar la idea de que se está tratando de "operaciones usuales" y no en sí para señalar obsolescencia o costumbre, que en un principio la palabra "tradicionales" pudiera conferir a los métodos tratados adelante. No es el objetivo de esta tesis el tratar los temas de estabilidad de taludes y de tierra armada con algún grado de profundidad, sin embargo en todo caso en que se requiera profundizar en el tema se señalará la bibliografía suficiente al final de cada capítulo para que el lector que así lo requiera pueda consultarla y ahondar al respecto.

## Referencias

1. Rico A. y Del Castillo H. La Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres. Cap.6 Ed.Limusa, S.A. México, D.F.1974.
2. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos. Tierra Armada.- Simposio Internacional, Sesión I. México, D.F. Julio 1980.

C A P I T U L O I

GENERALIDADES SOBRE TALUDES

## CAPITULO I

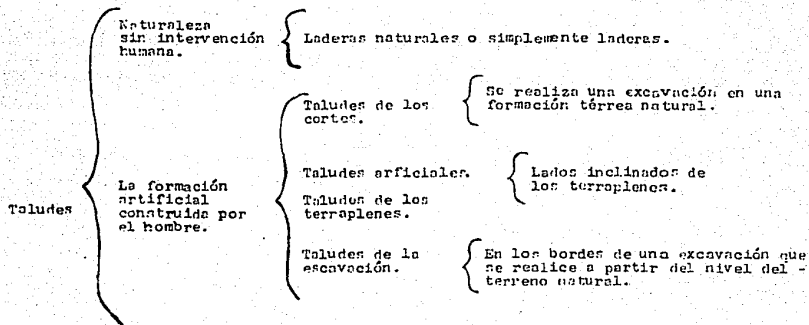
### GENERALIDADES SOBRE TALUDES.

#### A.- Fallas más comunes en los taludes.

Quando la superficie del terreno no es horizontal, existe una componente del peso que tiende a provocar deslizamientos del suelo. Si a lo largo de una superficie potencial de deslizamiento los esfuerzos tangenciales superan la resistencia al corte del suelo, se produce un deslizamiento de una parte del terreno. Existen muchos casos en los que un terreno no requiere ser retenido por una estructura, siendo suficiente para mantenerse un simple talud. Un talud es una superficie inclinada respecto a la horizontal que haya de adoptar permanentemente una masa de tierra, puede ser natural o hecho por el hombre, en el primer caso se le aplica el nombre de ladera, si en el segundo caso se trata de una excavación en una formación térrea natural se le conoce con el nombre de corte, pero si se trata de los lados inclinados de un terraplén se le llama talud artificial. También se producen taludes en los bordes de una excavación que se realice a partir del nivel del terreno natural, a los cuales se les conoce como taludes de la excavación. (Ref.1).

Se denomina deslizamiento, a la rotura y al desplazamiento del suelo situado debajo de un talud, que origina un movimiento hacia abajo y hacia afuera de toda la masa que participa en el mismo y puede producirse lenta o rápidamente. (Ref.2).

Es necesario mencionar que se necesita diferenciar los múltiples modos por los que un talud puede llegar a no cumplir la



Desde este punto de vista los taludes se dividen en laderas naturales y taludes artificiales.

Tabla 1.- Clasificación de taludes.

función que se le haya asignado o a un eventual colapso, viendocada modo como un problema distinto, en génesis planteamiento -- y solución.

Los factores de que depende la estabilidad de las masas de tierra se pueden agrupar como se muestra a continuación. (Ref.3) En la tabla 2.

Se mencionan a continuación las fallas que ocurren en laderas naturales, es decir; fallas ligadas a la estabilidad de las laderas naturales, aún cuando también pudieran presentarse en -- taludes artificiales. Se pueden clasificar en dos grandes grupos:

- a) Movimientos superficiales lentos.
- b) Flujos.

Para el primer grupo se tienen dos tipos de fallas:

i) Deslizamiento superficial asociado a falta de resistencia por baja presión de confinamiento, mejor conocido como -- creep o falla por deslizamiento superficial.

ii) Fallas asociadas a procesos de deformación acumulativa, generalmente relacionadas con perfiles geológicos desfavorables, también conocido como deslizamiento en laderas naturales sobre superficies de falla preexistentes.

Para el segundo grupo también se tienen dos tipos de fallas:

- i) Flujos en materiales relativamente secos.
- ii) Flujos en materiales húmedos, también conocidos -- como Flujos de lodo.

El creep es un proceso más o menos continuo y por lo general lento de deslizamiento ladera abajo que se presenta en la zona -



## "Tabla 3"

FACTORES DE QUE DEPENDE LA ESTABILIDAD DE LOS TALUDESEL SUELO

## a.- Factores geomorfológicos.

a.1.- Topografía de los alrededores y geometría del talud.

a.2.- Distribución de las discontinuidades y estratificaciones.

## b.- Factores internos.

b.1.- Propiedades mecánicas de los suelos constituyentes.

b.2.- Estados de esfuerzos actuantes.

c.- Factores climáticos, y concretamente el agua superficial y subterránea.

Fallas en taludes

- A.- Fallas ligadas a la estabilidad de las laderas naturales.
- B.- Fallas relacionadas a la estabilidad de taludes artificiales.
- C.- Derrumbes y caídas.
- D.- Otros tipos de fallas no directamente asociados a la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos.
- E.- Fallas por licuación.
- F.- Fallas por deformación en los hombros de los terraplenes.
- G.- Falla por falta de capacidad de carga en el terreno de cimentación.

Tabla 3.- Fallas en taludes.

## A.- FALLAS LIGADAS A LA ESTABILIDAD DE LAS LADERAS NATURALES.

Se agrupan en esta división las fallas que ocurren típicamente en laderas naturales, aun cuando de un modo u otro también pudieran presentarse de manera ocasional en taludes artificiales.

Movimientos  
superficiales  
lentos.

A.1. Deslizamiento superficial asociado a falta de resistencia por baja presión de confinamiento (creep), (Falla por ---deslizamiento superficial).

A.2. Fallas asociadas a procesos de deformación acumulativa, - generalmente relacionadas con perfiles geológicos desfavorables (Deslizamiento en laderas naturales sobre superficies de falla preexistentes).

A.3. Flujos

A.3.a. Flujos en materiales relativamente secos.

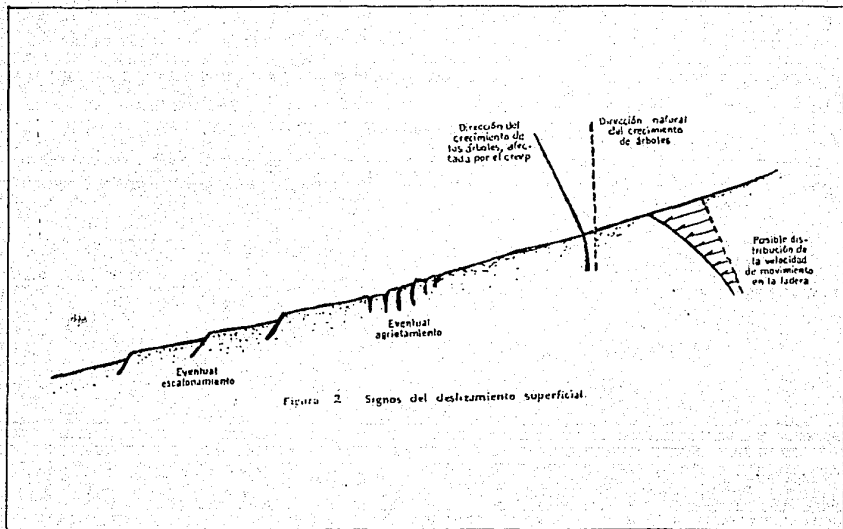
A.3.b. Flujos en materiales húmedos.

A.3.c. Flujos de lodos.

superficial de algunas laderas naturales abarcando áreas tan importantes que cualquier solución para estabilizar una estructura alojada en esa zona escapa de los límites de lo económico, no quedando entonces más recurso que un cambio en la localización de la obra de que se trate, que evite la zona en deslizamiento.

Según Terzaghi (Ref.4) existen dos tipos de Creep: el estacional y el masivo. El estacional afecta sólo a la parte superficial de la ladera que sufre la influencia de los cambios climáticos en forma de expansiones y contracciones térmicas o por humedecimiento y secado. El creep masivo afecta a capas de tierra más profundas, no afectadas por los efectos ambientales y por consecuencia sólo se puede atribuir al efecto gravitacional.

Una indicación de un posible creep en el campo es la suave curva de los árboles con el lado convexo mirando cuesta abajo en la dirección del movimiento (Ref.5), también son indicaciones del movimiento; inclinación de postes y otros elementos similares -- debido a que la velocidad del movimiento de la ladera es máxima en la superficie y disminuye hacia el interior, ver fig.2. Además también se pueden observar movimientos relativos y ruptura de bardas, muros, etc., acumulación de suelos en las depresiones y valles y falta de los mismos en las zonas altas, y otras señales del mismo tipo. El auxilio más importante para la localización de un posible creep en gabinete proviene del uso adecuado de los pares de aerofotografía y de su correcta fotointerpretación. Para un desarrollo más extenso se puede consultar las referencias No.1, 4, 5 y 6.



En los deslizamientos en laderas naturales sobre superficies de falla preexistentes, se encuentra en movimiento hacia abajo una costra importante del material que forma la ladera natural; no se trata de un mecanismo más o menos superficial, como el descrito anteriormente, sino de otro producido por un proceso de deformación bajo esfuerzo cortante en partes más profundas, que llega muchas veces a producir una verdadera superficie de falla. Parece ser que la mayor parte de este tipo de movimientos están asociados a ciertas estratigrafías favorables a ellos, al mismo tiempo que a flujos estacionales de agua en el interior de la ladera. La figura 3 (Ref.7) muestra una falla real del tipo descrito. Se trata de un gran deslizamiento de masas no consolidadas de depósitos de talud situados sobre formaciones de roca arenisca muy sana. Esta falla tuvo lugar en la carretera Tijuana-Ensenada. Se pueden consultar las referencias 1, 6 y 7 para ampliar la información acerca de deslizamientos en laderas naturales sobre superficies de falla preexistentes.

Los flujos son fallas que consisten en movimientos más o menos rápidos de zonas localizadas de una ladera natural, de manera que el movimiento en sí y la distribución aparente de las velocidades y los desplazamientos asemejan el fluir de un líquido viscoso. No existe, en sí, una superficie de falla, o ésta se desarrolla en un lapso muy breve al inicio del fenómeno. (Ref.5).

Según la referencia 8. Los flujos se pueden clasificar en: flujos en materiales relativamente secos y flujos en materiales húmedos y en casos extremos; flujos de lodo.

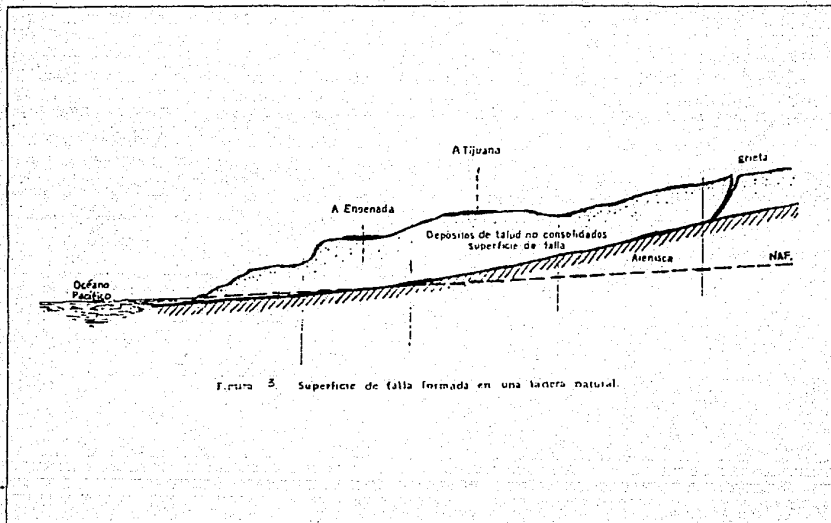


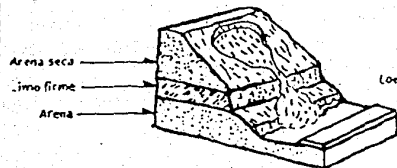
Figura 3. Superficie de falla formada en una laguna natural.

En los flujos en materiales relativamente secos quedan comprendidos, en primer lugar, los flujos de fragmentos de rocas, desde los muy rápidos (avalanchas) hasta los que ocurren lentamente. Para que se llegue a un verdadero flujo de fragmentos de roca será preciso que éstos existan en depósitos de gran espesor y volúmen muy considerable. En segundo lugar, los flujos en suelos relativamente secos han ocurrido en "loess", asociados muchas veces a temblores. Fenómenos similares se han registrado en arenas secas. La fig. 4 (Ref.8) muestra la forma típica de estos deslizamientos.

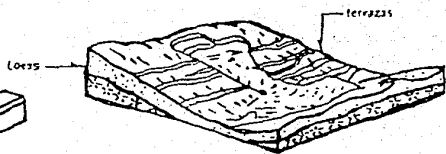
Los flujos en materiales húmedos son flujos que requieren una proporción apreciable de agua contenida en el suelo, la cual desempeña un importante papel en la génesis y naturaleza de la falla. La fig. 5 (Refs. 8 y 9) muestran algunos croquis de fallas de esta naturaleza. Los flujos en materiales húmedos se denominan flujos de lodo cuando es muy elevado el contenido de agua de los materiales, por lo menos en la zona de fluencia.

Hay autores (Ref.5) que definiendo los corrimientos de tierras como movimientos bastante rápidos de las masas de suelo o roca en dirección horizontal y vertical combinadas, consideran a la licuación dentro de los corrimientos, distinguiendo entre éstos a los corrimientos por licuación en arcillas sensibles. La citada referencia también considera dentro de los corrimientos a los corrimientos lineales por esfuerzo cortante (traslación), a las fallas por rotación y a las superficies cilíndricas compuestas, que más adelante describiremos. Si se desea más información acer





Flujo de arena  
(rápido a muy rápido)



Flujo de loess (seco)  
(causado por sismo, muy rápido)

Figura 4 Flujos en suelos secos.

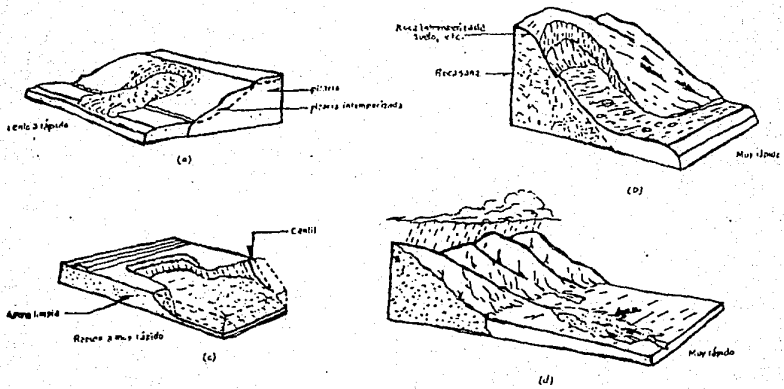


Figura 5 Flujos en materiales húmedos

ca de los flujos pueden consultarse las referencias No.1, 5, 6, 8 y 9.

La referencia No.2 presenta una discusión acerca de problemas específicos de estabilidad de laderas y de taludes de desmontes y excavaciones.

Nos ocuparemos ahora de las fallas relacionadas a la estabilidad de taludes artificiales, aún cuando de un modo u otro -- también pudieran presentarse de manera ocasional en laderas naturales. Dentro de este grupo mencionaremos las fallas por movimiento del cuerpo del talud, que son movimientos rápidos o prácticamente instantáneos que afectan a masas considerables de suelo con superficies de falla que se desarrolla profundamente en su cuerpo. Estos fenómenos reciben comunmente el nombre de deslizamiento de tierras. Dentro de éstos existen dos tipos claramente diferenciados. En primer lugar, un caso en el cual se define una superficie de falla curva, a lo largo de la cual ocurre el movimiento del talud; esta superficie forma una traza con el plano del papel que puede asimilarse, por facilidad y sin error mayor, a una circunferencia. Estas son las fallas llamadas por rotación o falla rotacional. En segundo lugar, se tienen las fallas que ocurren a lo largo de superficies débiles, asimilables a un plano en el cuerpo del talud o en su terreno de cimentación. Estos planos débiles suelen ser horizontales o muy poco inclinados respecto a la horizontal. Estas son las fallas por traslación sobre un plano débil ó falla traslacional o simplemente por traslación. (Ref.6).

Las fallas por rotación pueden presentarse pasando la su--

B.- FALLAS RELACIONADAS A LA ESTABILIDAD DE TALUDES ARTIFICIALES.

Se agrupan en esta división las fallas que ocurren típicamente en taludes artificiales, aun cuando de un modo u otro también pudieran presentarse de manera ocasional en laderas naturales.

Movimientos rápidos o prácticamente instantáneos que afectan a masas -- considerables de suelo con superficies de falla que se desarrollan profundamente en su cuerpo. (Deslizamiento de tierras), (Falla por movimiento del cuerpo del talud).

- B.1. Falla rotacional (Falla por rotación)
  - B.1.a. Local.
  - B.1.b. Por el pie del talud.
  - B.1.c. De base.
- B.2. Falla traslacional. (Falla por traslación sobre un plano débil)
- B.3. Falla con superficie compuesta.
- B.4. Fallas múltiples.
  - B.4.a. Sucesivas.
  - B.4.b. Regresivas.
    - B.4.b.1. Rotacional.
    - B.4.b.2. Traslacional.

Tabla 5.

perficie de falla por el pie del talud, sin interesar el terreno de cimentación o pasando adelante del pie, afectando al terreno en que el talud se apoya (falla de base). Además pueden presentarse las llamadas fallas locales, que ocurren en el cuerpo del talud, pero interesando zonas relativamente superficiales. La fig.6 muestra el perfil de algunas fallas típicas del tipo rotacional. (Ref.1).

Al ocurrir las fallas circulares pueden afectar a masas muy anchas, en comparación con las dimensiones generales de la falla, en cuyo caso dan lugar a verdaderas superficies cilíndricas, o pueden ocurrir en forma concoidal, con un radio pequeño comparado con su longitud. (Fig.7). En esta figura se muestra también una perspectiva de una falla típica, la que se aprovecha para introducir la nomenclatura usual. (Ref.1).

La figura 8 muestra fallas típicas del tipo traslacional. (Ref.1)

Otro tipo de falla por movimiento del cuerpo del talud es la falla con superficie compuesta. Este tipo de fallas abarca movimientos en que se combinan la rotación y la traslación, dando lugar a superficies de falla compuestas en que se desarrollen zonas planas a la vez que tramos curvos, asimilables a arcos circulares (Ref.1).

La fig.9 muestra un croquis de una falla típica de esta naturaleza.

Otros tipos de falla por movimiento del cuerpo del talud son las fallas múltiples, son fallas que se producen con varias superficies de deslizamiento, sean simultáneas o en rápida suce-

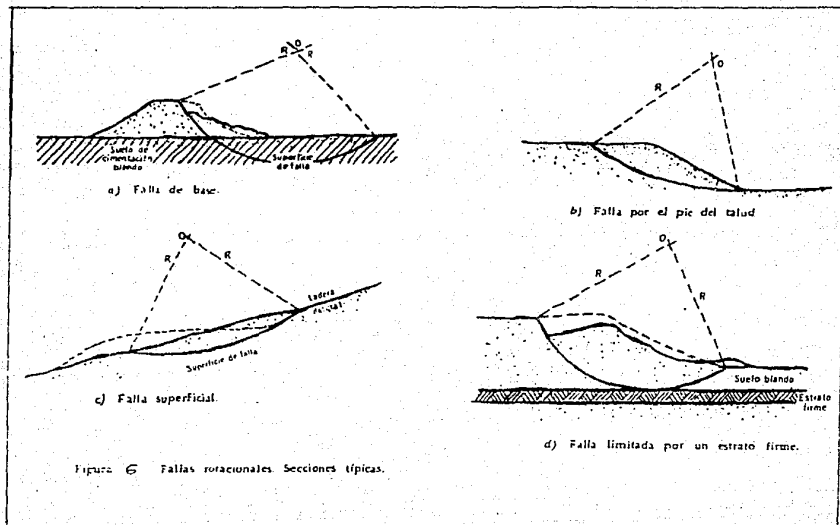
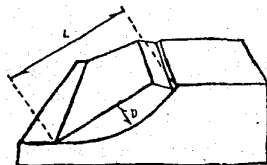


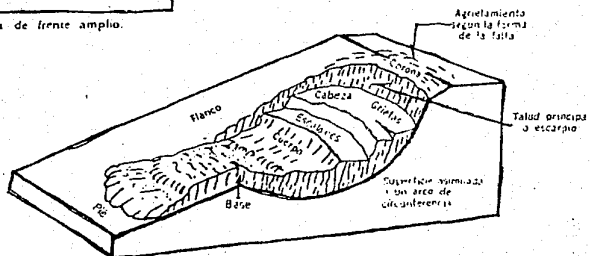
Figura 6 Fallas rotacionales. Secciones típicas.



a) Falla de frente amplio.

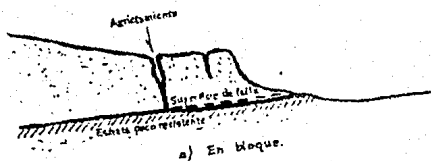


b) Falla concoidal

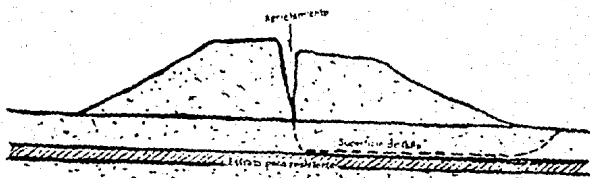


c) Nomenclatura de una zona de falla circular.

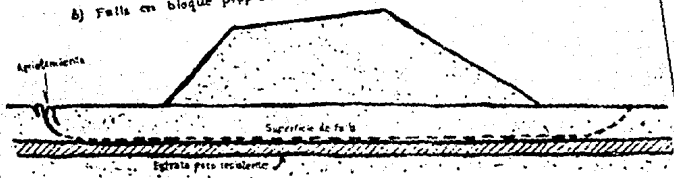
Figura 7 Tipos de fallas rotacionales



a) En bloque.



b) Falla en bloque propiciada por la estratificación del terreno natural.



c) Desprendimiento superficial.

Figura 3 Fallas traslacionales.



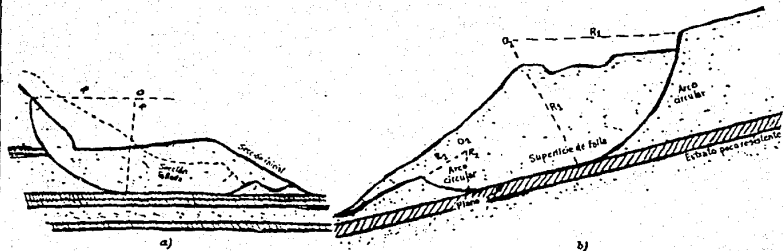


Figura 9 . Fallas compuestas.

sión. Conviene distinguir las fallas sucesivas y las regresivas (Fig.10). Ambas son comunes en laderas naturales en las que se practica un corte (Ref.1).

Es frecuente que la dirección de las grietas sea normal a la de los movimientos del suelo, pero ésta no es, claro está, - una regla general. Por ejemplo, las grietas en los flancos de - una falla pueden ser prácticamente paralelas a su movimiento. - En fallas rotacionales las grietas suelen ser curvas, marcando la zona de falla.

Las grietas en escalón son a veces el primer signo precursor de inestabilidad y un levantamiento completo de ellas suele dar un buen contorno de la falla por venir. En una falla traslacional es común que las grietas sean muy poco curvadas, y su espesor es similar desde la cabeza hasta el pie de la falla (Ref. 1).

Para ampliar la información acerca de las fallas rotacionales y traslacionales se pueden consultar las referencias 1, 2, 5 y 6. Referente a las fallas con superficie compuesta y fallas múltiples se puede consultar la referencia 1.

Otra falla relacionada a la estabilidad de taludes artificiales es la referente a derrumbes y caídos, aunque estas fallas son típicas tanto de los cortes como de las laderas naturales. Por lo general consisten en desprendimientos locales de no muy grande volumen, aunque naturalmente existen desprendimientos de grandes masas fragmentadas que se deben clasificar como derrumbes. - Los derrumbes y caídos están siempre asociados a cantiles o cortes escarpados y con mucha frecuencia a las arcillas fuertemente



a) Falla regresiva rotacional.



b) Falla regresiva traslacional.



c) Fallas sucesivas.

Figura 10 Fallas múltiples.

sobreconsolidadas.

Dentro de las fallas relacionadas a la estabilidad de taludes artificiales existen otros tipos de fallas no directamente asociadas a la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos, aunque esto no quiere decir que tal propiedad no influya en algún grado en la generación y desarrollo de estas fallas, que son; fallas por erosión, fallas por tubificación y fallas por agrietamiento. La erosión es el resultado del ataque superficial de los agentes erosivos sobre los materiales que componen el talud. La falla se manifiesta en irregularidades, socavones y canalizaciones en el plano del talud, originalmente regular.

La tubificación comienza cuando hay arrastre de partículas de suelo en el interior de la masa por efecto de las fuerzas erosivas generadas por el flujo de agua. Una vez que las partículas empiecen a ser removidas van quedando en el suelo pequeños canales, por los que el agua circula a mayor velocidad, con mayor poder de arrastre de manera que el fenómeno de tubificación tiende a crecer continuamente una vez que comienza, aumentando siempre el diámetro de los canales que se van formando en el interior del terraplén. La forma en que influye en el riesgo por tubificación la naturaleza de los materiales que forman un terraplén se señala en la tabla siguiente. (Ref.1)

En tercer lugar se hará referencia a las fallas por agrietamiento que tienen lugar tanto en el sentido transversal como en el longitudinal. Los primeros ocurrirán por asentamiento diferencial a lo largo del eje del camino y sólo serán de consideración en el caso de terraplenes construidos sobre suelos blandos. El -

Tabla 6.

SUSCEPTIBILIDAD DE LOS SUELOS A LA TUBIFICACIÓN.

Gran resistencia a la tubificación.	1.- Arcillas muy plásticas ( $I_p > 15\%$ ), bien compactadas.
	2.- Arcillas muy plásticas ( $I_p > 15\%$ ), deficientemente compactadas.
Resistencia media a la tubificación.	3.- Arenas bien graduadas o mezclas de arena y grava, con contenido de arcilla de plasticidad media ( $I_p > 6\%$ ), bien compactadas.
	4.- Arenas bien graduadas o mezclas de arena y grava, con contenido de arcilla de plasticidad media ( $I_p > 6\%$ ), deficientemente compactadas.
	5.- Mezclas no plásticas, bien graduadas o bien compactadas, de grava, arena y limo con $I_p < 6\%$ .
Baja resistencia a la tubificación.	6.- Mezclas no plásticas, bien graduadas y deficientemente compactadas, de grava, arena y limo con $I_p < 6\%$ .
	7.- Arenas limpias, finas, uniformes ( $I_p < 6\%$ ), bien compactadas.
	8.- Arenas limpias, finas, uniformes ( $I_p < 6\%$ ) deficientemente compactadas.

D.- Otros tipos de fallas  
no directamente asociadas a la resistencia -  
al esfuerzo cortante de  
los suelos.

D. 1. Fallas por erosión.

D. 2. Fallas por tubificación.

D. 3. Fallas por agrietamiento.

D.3.a.- Transversal.

D.3.b.- Longitudinal.

Tabla 7.

agrietamiento longitudinal respecto al eje de la obra vial es -- mucho más frecuente ( o más frecuentemente perceptible ); ocurre principalmente por movimientos diferenciales de los hombros del terraplén y su parte central. Aparecen dos familias de grietas -- simétricas respecto al eje del camino, ubicadas en los hombros, -- incluso en las zonas extremas de la parte usualmente pavimentada; éstas grietas continúan en forma casi ininterrumpida durante decenas o centenas de metros. Parece ser que la génesis de éste fenómeno está muy relacionado con los movimientos diferenciales -- por distinto grado de secado entre los materiales cercanos a los hombros y taludes del terraplén y los de la zona central del mismo, mucho menos expuestos a la evaporación solar. (Ref.1) La figura 11 ilustra la idea que se ha expuesto.

En relación a las fallas por erosión se pueden consultar -- las referencias 1, 2, 5, 6, 10, 11, 43, 44, 45 y 46. Si se desea consultar acerca de las fallas por tubificación, las referencias 1, 10, 11 y 12 dan un correcto criterio de estudio al respecto, -- y las referencias 13 y 14 dan ideas particulares acerca del problema.

En la referencia 15 se ofrece un estudio del problema de -- agrietamiento longitudinal de terraplenes.

La influencia que la naturaleza de los materiales que forman el terraplén y sus condiciones de compactación en el desarrollo de las grietas, se puede estudiar en la referencia 16 al -- igual que la referencia 17. También la referencia 1 habla al respecto.

Los fenómenos de licuación consisten en: la pérdida rápida --

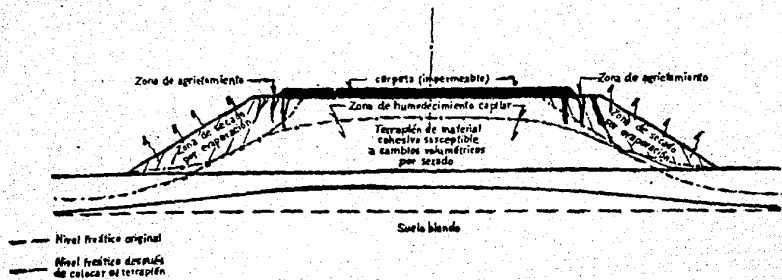


Figura 11 Mecanismo del agrietamiento longitudinal de terraplenes



de resistencia al esfuerzo cortante, temporal o definitiva. Tal pérdida conduce al colapso a cualquier estructura vial edificadada sobre o hecha de un material que entre en licuación. (Ref. 13-y 1).

La licuación ocurre cuando en la zona del deslizamiento el suelo pasa rápidamente de una condición más o menos firme a la correspondiente a una suspensión, con pérdida casi total de resistencia al esfuerzo cortante. El fenómeno puede ocurrir tanto en arcillas extrasensitivas como en arenas poco compactas. (Ref. 6).

Las arenas sueltas con  $D_{10} < 0.1$  mm. y coeficiente de uniformidad  $C_u < 5$  y los limos con índice de plasticidad menor que 6 son los materiales más peligrosos a la licuación. (Ref. 1).

Las fallas por deformación en los hombros de los terraplenes consisten en la deformación progresiva y acumulativa de los hombros del terraplén, que se desplazan verticalmente hacia abajo, produciendo una sección redondeada o escalonada en la corona. A veces, entre la zona desplazada y el resto del terraplén aparece una grieta en la dirección paralela al eje de la vía, la cual puede llegar a ser el inicio de un deslizamiento de tierras. La falla parece estar asociada a terraplenes construidos con compactación deficiente y formados por suelos finos plásticos, en zonas con mal drenaje superficial, pero con frecuencia se presenta en secciones cuya estabilidad general no está en entredicho. Parece ser que se trata de un proceso de deformación acumulativa ligado a la actuación de los esfuerzos existentes en la frontera del talud, que tiende a deformarse descendiendo en la parte su-

terior y expandiéndose en la inferior.

Los terraplenes pueden llegar a tener problemas de estabilidad debido a una falta de capacidad de carga en el terreno de cimentación. Un terraplén puede fallar a pesar de lo cuidadosa y adecuada que haya sido la construcción del mismo si el suelo de cimentación es muy compresible y/o si su capacidad de carga es baja. La falla comienza debajo del terraplén y en algunos casos, se extiende dentro del mismo, lo cual dificulta hallar la verdadera causa de la falla.

La referencia 5 señala los siguientes casos como ejemplo de lo anterior:

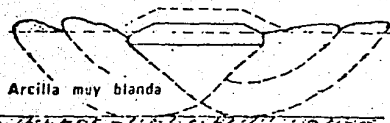
Terraplenes sobre gruesos estratos de suelo débil, terraplenes sobre suelos compresibles, terraplenes sobre estratos delgados de arcilla blanda, terraplenes sobre estratos delgados de material no cohesivo sometido a esfuerzo neutro.

La figura 12 ilustra los casos anteriores.

La influencia sobresaliente del flujo interno del agua y -- de las presiones que ésta pueda desarrollar en las masas de suelo involucradas, se pone de manifiesto por el hecho observado de que la mayoría de las fallas importantes ocurren en el período -- que sigue al comienzo de la temporada de lluvias y tienen lugar en estrecha conexión con el régimen de las filtraciones y con el establecimiento de los escurrimientos subterráneos (Ref.1 ).

Las referencias 4 y 1 presentan información acerca de los factores que causan los deslizamientos, así como del mecanismo -- por el cual actúan.

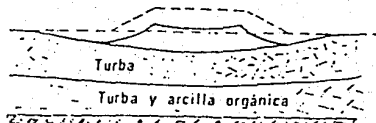
Con frecuencia las manipulaciones del ingeniero pueden ser-



- a. Ondulaciones de faogo y subsidencia del terraplén debidos a cortante en la gruesa capa de arcilla blanda



- c. Deslizamiento alargado, por cortante en un estrato de arcilla blanda



- b. Asentamiento del terraplén debido a consolidación de suelos compresibles



- d. Deslizamiento extendido, en un terraplén sobre una veta fina de arena con esfuerzo neutro alto

Fig. 12, - Problemas de la cimentación de los terraplenes.

fuerza de graves problemas de estabilidad de taludes; las referencias 8 y 1 proporcionan información acerca de los procesos constructivos que más comúnmente causan problemas.

En general las causas de los deslizamientos pueden ser externas o internas.

Las externas producen aumento en los esfuerzos cortantes actuantes sin modificar la resistencia al esfuerzo cortante del material. El aumento en la altura del talud o el construirlo más escarpado, son causas de este tipo, como también lo son la colocación de cualquier tipo de sobrecarga en la corona del talud o la ocurrencia de sismos.

Las causas internas son las que ocurren sin cambio en las condiciones exteriores del talud. Deben ligarse por lo general a una disminución de la resistencia al esfuerzo cortante del suelo constitutivo. El aumento de la presión de poro o la disipación de la cohesión son causas de esta clase.(Ref.1).

Las referencias 8 y 1 presentan información acerca de los factores que más comúnmente contribuyen a elevar los esfuerzos cortantes actuantes en una ladera o un talud y acerca de los factores que causan con mayor frecuencia una disminución en la resistencia al esfuerzo cortante de los materiales constitutivos de ladera y taludes.

No siempre la falla de un talud ha de ligarse a un deslizamiento catastrófico; una deformación excesiva pudiera atacar a las bases de funcionalidad estructural en forma suficiente como para producir una falla práctica (Ref.1).

Las condiciones de estabilidad de un talud dependen en ge-

50

neral de factores propios de los materiales constitutivos, tales como su naturaleza, estructura, estratigrafía, condiciones de meteorización, y de todo un conjunto de circunstancias externas al propio talud o ambientales, como la topografía de la zona, el clima, la vegetación, etc. Las condiciones de régimen hidráulico superficial e interno son vitales. El conjunto de todos los factores que influyen arroja al problema un número tal de variables que lo convierte en uno de los más complejos que afronta el Ingeiero. El auxilio de la fotointerpretación, debe verse como fundamental para el encasillamiento correcto de todos los elementos de juicio provenientes del campo.

Las referencias 8 y 1 presentan información acerca de los signos exteriores más usuales de los distintos tipos de fallas, por los que será posible reconocerlas y clasificarlas.

Respecto a un deslizamiento en desarrollo y ya planteado, lo importante es clasificarlo, pues los métodos correctivos en que pueda pensarse dependerán de su tipo y características. A este respecto, la instrumentación de campo, es casi el único medio eficaz y seguro de llegar a un conocimiento completo del problema. (Ref. 1).

## B.- Estabilidad de taludes.

Las investigaciones teóricas sobre análisis de estabilidad de taludes suponen que la resistencia del material se gobierna por la ecuación de falla de Coulomb:

$$S = C + T \tan \phi$$

En donde " S " es la resistencia al esfuerzo cortante; " T " el esfuerzo normal que actúa en el plano de falla; " C " y "  $\phi$  " son dos parámetros llamados "cohesión" y "ángulo de fricción interna", respectivamente. Los valores " C " y "  $\phi$  " no deben considerarse como unas constantes bien fijadas del suelo, sino más bien como unos parámetros extremadamente delicados, particularmente en las arcillas. Nunca se exagerará al recomendar el ejercicio del máximo cuidado y buen juicio en la aplicación de la ecuación de Coulomb. La resistencia al esfuerzo cortante de los suelos, lejos de ser una constante que tipifique su comportamiento es una variable circunstancial.

En 1925 (Ref.19) Terzaghi estableció, con base en serias investigaciones experimentales comenzadas alrededor de 1920, que en la ecuación de Coulomb la presión normal (esfuerzo normal) tal debía sustituirse por la presión intergranular;

$$S = C + (T - U_n) \tan \phi$$

En donde "  $U_n$  " representa la presión neutra en el agua.

Posteriormente, Hvorslev (Ref.20) hizo notar que el valor de la "cohesión" de las arcillas saturadas no era una constante, sino que resultaba ser función de su contenido de agua. Por lo tanto, la ecuación de Coulomb debe escribirse: (Ref.21)

ECUACION DE FALLA DE COULOMB:

$$s = c + \sigma \tan \phi$$

TERZAGHI (1925)

$$s = c + (\sigma - U_r) \tan \phi$$

Hvorslev

$$s = f(w) + (\sigma - U_r) \tan \phi$$

Ley de resistencia al esfuerzo cortante  
en suelos

Tabla 8.

$$S = f(w) + (\bar{V} - U_n) \tan \phi$$

En Mecánica de Suelos son poderosos instrumentos las teorías de la elasticidad y de la plasticidad. La primera es sumamente útil en la exploración de esfuerzos, y la segunda en análisis de fallas de suelos.

Prácticamente en todas las investigaciones teóricas sobre estabilidad de taludes se evidencian inmediatamente dos criterios: o se investiga la distribución del estado de esfuerzos en el suelo, o se supone la existencia de una superficie potencial de falla plástica (Ref. 18). De los dos criterios el primero es el más ambicioso, pues al explorar los esfuerzos en taludes con los métodos de la teoría de la elasticidad se encuentra que el problema es de carácter indeterminado debido al incompleto conocimiento de las condiciones de frontera. De aquí que los procedimientos usuales de análisis de estabilidad estructural no pueden utilizarse para el análisis de estabilidad de taludes por lo que se recurre al criterio de suponer la existencia de una superficie potencial de falla plástica. En el "análisis límite" se puede considerar esta hipótesis además de imaginar un mecanismo de falla para el talud, y aplicar a tal mecanismo los criterios de resistencia del material, de manera de ver si con tal resistencia, hay o no posibilidad de que el mecanismo supuesto llegue a presentarse (Ref. 1). Generalmente se supone que la falla ocurre como un deslizamiento de la masa de suelo actuando como un cuerpo rígido a lo largo de una superficie de falla supuesta. Al analizar la posibilidad de tal deslizamiento se admite que el suelo desarrolla en todo punto de la superficie de falla la máxima ---



resistencia que se lo considere.(Ref.6)

Las hipótesis fundamentales para los análisis de superficie potencial de falla plástica son;

- Existe una superficie tal que en todos los puntos de la misma los esfuerzos satisfacen simultáneamente una condición de falla dada en toda la superficie.

- La condición de falla se satisface continuamente en puntos infinitamente cercanos a la superficie de falla a ambos lados de ella.

Generalmente se trabaja sólo en problemas bidimensionales - y se habla de la superficie de falla como de una "línea". Es costumbre considerar en el análisis una rebanada de masa de una unidad de espesor (Ref.18), además de que se debe considerar un mecanismo de falla, entendiendo como tal a cualquier distribución de deformaciones plásticas que sea cinemáticamente admisible. Es decir; los métodos de cálculo de este grupo están ligados a un mecanismo cinemático de falla específico, por lo que sólo serán aplicables a aquellos problemas de estabilidad en que la falla sea del tipo considerada.

Se debe señalar que todos los modelos matemáticos que sirven de base a métodos de cálculos presuponen una homogeneidad en materiales, estratificación, disposición, circunstancias y modo de actuar de los agentes naturales que rara vez se encontrará en la naturaleza. No todas las fallas que se han mencionado en la parte "A" de este capítulo son susceptibles de representarse en un modelo matemático que pueda servir de base a un método de cálculo. Algunas de las más comunes y peligrosas formas de falla (fly

• TEORIA DE LA ELASTICIDAD (UTIL EN LA EXPLORACION DE ESFUERZOS)

↓  
Se investiga la distribución del estado de esfuerzos en el talud.

↓  
Problema de carácter indeterminado por incompleto -- conocimiento de las condiciones de frontera.

↓  
Los procedimientos usuales de análisis de estabilidad estructural no pueden utilizarse.

• TEORIA DE LA PLASTICIDAD (UTIL EN ANALISIS DE FALLA EN SUELOS)

↓  
Criterio que supone la existencia de una superficie-potencial de falla plástica.

↓  
Métodos de análisis límite.

Investigaciones teóricas sobre estabilidad de taludes.

Tabla 9.

Métodos de Análisis límite.

1o.- Imaginar un mecanismo de falla para el talud.

2o.- Aplicar a tal mecanismo los criterios de resistencia del material.

3o.- Ver si con tal resistencia hay, o no, posibilidad de que el mecanismo supuesto llegue a presentarse.

jos, erosión, etc.) no se pueden analizar numericamente, ya sea porque el actual conocimiento sobre sus mecanismos no es satisfactorio, o simplemente porque se presentan con tal variedad y complejidad que desafían todo intento de encuadramiento.

Antes de hablar acerca de los métodos basados en la suposición de una superficie potencial de falla plástica se mencionará el caso de la estabilidad de un talud homogéneo con su suelo de cimentación constituido por un suelo "puremente friccionante". En este caso la estabilidad del talud es una consecuencia de la fricción que se desarrolla entre las partículas constituyentes, y para garantizar la estabilidad bastará que el ángulo del talud sea menor que el ángulo de fricción interna del suelo, que en un material seco, suelto y limpio se acercará mucho al ángulo de reposo. Entonces la condición límite de estabilidad es;

$$\alpha = \phi$$

Sin embargo, si el ángulo  $\alpha$  es muy próximo a  $\phi$ , los granos de arena próximos a la frontera del talud, no sujetos a ningún confinamiento importante, quedarán en una condición próxima a la de deslizamiento incipiente, que no es deseable por ser el talud muy fácilmente erosionable por el viento y el agua. Por ello es recomendable que en la práctica  $\alpha$  sea algo menor que  $\phi$ .  
Ref. 6 )

Un método basado en la suposición de una superficie potencial de falla plástica es el método de K. Culmann para taludes, que es probablemente el más temprano análisis de la estabilidad de un talud en un suelo cohesivo (1866). Culmann supuso que la línea de falla pasa a través del pie del talud y es recta.

Estabilidad de un talud homogéneo  
con su suelo de cimentación  
constituido por un suelo  
"puramente friccionante"



La condición límite de estabilidad es:

$$\alpha = \phi$$

pero es recomendable:

$$\alpha < \phi$$

siendo:

$\alpha$  = Angulo del talud

$\phi$  = Angulo de fricción interna del suelo.

La solución de Culmann es considerada de interés histórico-solamente, algunas objeciones a su uso son principalmente que la suposición de que la línea de falla es una recta, es demasiado rígida y no puede justificarse ni teórica ni experimentalmente, además no quedan incluidas las fallas bajo el pie y los resultados quedan del lado inseguro. (Ref. 18)

Actualmente reciben el nombre genérico de método Sueco aquellos procedimientos de cálculo de estabilidad de taludes que utilizan la hipótesis de falla circular. Este, que es el método empírico más común de analizar fallas de taludes, fué sugerido por K.E. Petterson como resultado de sus observaciones sobre una falla muy impresionante del muro de un muelle en la dársena de --- Goteborg, Suecia en 1916, que fueron respaldadas por la Comisión Geotécnica Sueca. Los puntos básicos del método Sueco son: la superficie de falla se considera un cilindro, cuya traza con el plano en el que se calcula es un arco de circunferencia y el círculo más crítico se determina por ensayos. Las fuerzas resistentes que actúan en cualquier círculo no pueden determinarse estáticamente y tienen que hacerse, entonces, varias suposiciones -- adicionales. (Ref. 18)

Los métodos de análisis límite disponibles para calcular la posibilidad de que se desarrolle un deslizamiento de tipo rotacional en el cuerpo de un talud, siguen tres pasos fundamentales:

- 1.- Se establece una hipótesis sobre el mecanismo de la falla que se producirá. Ello incluye tanto la forma de la superficie de falla como una descripción cinemática completa de los movimientos que se producirán sobre ella y un análisis deta-

llado de las fuerzas motoras.

2.- Se adopta una ley de resistencia para el suelo. - Con base en tal ley se podrán analizar las fuerzas resistentes-disponibles.

3.- Se establece algún procedimiento matemático de -- "confrontación", para definir si el mecanismo de falla propuesto podrá ocurrir o no bajo la acción de las fuerzas motoras, viendo el efecto de las fuerzas resistentes. (Ref.1)

Para el caso de suelos "puremente cohesivos" se puede aplicar el procedimiento propuesto por el Dr. A. Casagrande. (Ref.6- y Ref.1)

Para el caso de suelos "cohesivo-friccionantes" y suelos -- estratificados se puede utilizar el procedimiento debido a Felle nius (1927).(Ref.6 y Ref.1)

Las principales hipótesis que se utilizan en el método --- Sueco son:

- 1) Superficie de falla circular.
- 2) Se hace un análisis bidimensional, correspondiente a un estado de deformación plana.
- 3) Es válida la ley de resistencia de Mohr-Coulomb.
- 4) Se acepta que la resistencia al esfuerzo cortante - se moviliza por completo y al mismo tiempo en todos los puntos - de la superficie de deslizamiento.
- 5) En los análisis con flujo de agua, se acepta que el suelo se encuentra consolidado bajo la condición de régimen es-- tablecido, siendo la presión de poro de la red de flujo la única actuante.

6) En su caso, las hipótesis ya comentadas referentes al manejo de las dovelas (no existe interacción entre ellas).

7) El factor de seguridad se define como la relación entre la resistencia promedio al esfuerzo cortante a lo largo de la superficie de falla y los esfuerzos cortantes actuantes - medios en dicha superficie. (Ref.6 y Ref.1)

En las referencias 22, 6 y 1 se pueden consultar los efectos que causan a la estabilidad de un talud la consideración de grietas en la corona.

En las referencias 23,24,6 y 1 pueden consultarse los trabajos de Taylor para taludes "cohesivos" y terreno de cimentación homogéneo con él y semi-infinito. En las mismas referencias -- se puede consultar los trabajos de Taylor para el caso de un -- talud "cohesivo" con terreno de cimentación homogéneo con él y limitado por un estrato horizontal resistente. Los trabajos de Taylor respecto al análisis de taludes homogéneos en materiales con cohesión y fricción se pueden consultar en las referencias- 24, 1 y 6. Para el mismo problema también se pueden consultar - los trabajos de Fellenius en las referencias 25, 6 y 1, ó los - trabajos de Jambu en las referencias 26, 6 y 1.

Krey (1936) ideó para el análisis de la capacidad de carga un método: "círculo de fricción", o abreviadamente "círculo  $\phi$ ", que después fué aplicado por Casagrande, Gilboy y Taylor al -- análisis de estabilidad de taludes respecto a fallas por rota- ción. El procedimiento acepta también que la superficie de des- lizamiento de los taludes puede considerarse un cilindro cuya - traza con el plano de los cálculos es un arco de circunferencia



Métodos basados en la  
suposición de una su-  
perficie potencial de  
falla plástica.

- Método de K. Cullmann para taludes (1866).
- Método Sueco (E.E. Petterson) (1916) (Comisión Geotécnica Sueca).
- Método de la espiral logarítmica (Rendulic 1935)
- Método de Gilboy para presas de tierra (1934) (Presas de relleno hidráulico).
- Aplicaciones de las ecuaciones de Kotter.  
Suelo puramente friccionante: Kotter.  
Suelos con cohesión y fricción: Carrillo y Jaky.
- Falla por traslación o traslacional.
- Método de las cuñas deslizantes.

Tabla 12.

(círculo de falla), también se aplica este método a problemas de empuje de tierras. (Referencias 6 y 18) Para ampliar lo anterior se pueden consultar las referencias 27, 24 y 6.

Algunos procedimientos más refinados para aplicar el método sueco, específicamente métodos de análisis considerando algún efecto lateral entre las dovelas pueden estudiarse en las referencias 6 y 1. Para Bishop las referencias 27, 29 y 30 pueden dar información completa y además la referencia 1 numera más bibliografía al respecto. Para Morgenstern y Price la referencia 31 es completa, la referencia 32 habla del mismo tema referente a Jambu.

En el método Sueco se plantea un problema en el que, en principio, el número de incógnitas supera al de las tres ecuaciones que proporciona la estática para el sistema de fuerzas que se plantea, por lo que el problema no está determinado si no se recurre a las características de deformación del suelo. La anterior es la razón básica por la cual el método Sueco requiere de hipótesis que determinen el problema. (Ref. 30 y Ref. 1) Para ampliar esto se puede ver la ref. 31.

La sencillez del método Sueco es una ventaja sobresaliente, aunque en general se requieran ensayos, y a veces se necesite desarrollar una considerable y tediosa labor. Una buena característica es que la presencia de sobrecarga no complica mucho la aplicación del método. (Ref. 18)

Rendulic (Ref. 33 y 18) abandonó la suposición de una falla circular e introdujo una espiral logarítmica. Son frecuentes en la práctica los taludes que se deslizan sobre superficies que -

Método Sueco

- Hipótesis de falla circular (K.E.Petterson) (1916) (Comisión Geotécnica Sueca).
- Suelo puramente cohesivo  
Procedimientos propuestos por: Dr.A. Casagrande.  
Trabajos de Taylor.
- Suelo cohesivo-friccionante  
Procedimiento debido a Fellenius (1927)\*  
Trabajos de Taylor.  
Trabajos de Jambu.
- Taludes estratificados  
Fellenius.\*
- Método del círculo de fricción ó círculo  $\phi$  (Krey 1936 para capacidad de carga). (Casagrande, Gilboy y Taylor para taludes).

- \* Algunos métodos que consideran efecto lateral entre las dovelas -  
son:
  - Bishop
  - Morgenstern y Price
  - Jambu

Tabla 13.

difieren mucho de la forma circular; para estos casos puede plantearse un método de análisis aproximado según el procedimiento de dovelas (Ref. 6, 29, 1, 31 y 2). Los análisis de estabilidad con superficies de falla no circulares se aplican a superficies de falla de laderas naturales o taludes del tipo casi plano o de formas compuestas que difieren mucho de la circular, para las que la hipótesis del método Sueco resultan poco satisfactorias. (Ref. 1). En 1935 Rendulic propuso la espiral logarítmica como traza de una superficie de deslizamiento más real, pero Taylor en 1937 puso de manifiesto que esta curva, que complica bastante los cálculos, proporciona resultados tan similares a la circunferencia, que su uso práctico probablemente no se justifica. (Ref. 6)

Gilboy (Ref. 34) siguió en 1934 un método para analizar la estabilidad de una presa de tierra, aplicable particularmente al caso de presas por relleno hidráulico. Consideró una sección ideal en la cual el núcleo cohesivo y los cascos no cohesivos son triángulos en donde el núcleo actúa como un líquido y el casco solo puede fallar a lo largo de superficies planas. La teoría de Gilboy de falla plana se suplementó con experimentos de laboratorio. (Ref. 18)

En la consideración de una superficie potencial de falla plástica en un material isotrópico homogéneo cuya ley de plasticidad está dada por la ecuación de Coulomb se han hecho otras investigaciones entre las que destacan las aplicaciones de las ecuaciones de Kotter (Ref. 35) originalmente obtenidas por este investigador para el caso de un material puramente "friccionante"

y generalizadas por Carrillo y Jaky para el caso de suelos con cohesión y fricción. (Ref. 36 y 37). Estas ecuaciones representan una condición general que deben satisfacer los esfuerzos a lo largo de cualquier superficie de deslizamiento, en condición de falla incipiente, y los trabajos de Jaky y Carrillo además particularizan la superficie de deslizamiento a una falla circular. Estos métodos podrían de hecho incluirse en la categoría de métodos basados en una exploración del estado de esfuerzos, puesto que contiene una exploración de las condiciones de los esfuerzos, pero Jaky presentó su análisis como la solución matemática del método Sueco, es decir, es un método directamente derivado de integrar las ecuaciones de Kotter a lo largo de una superficie circular, y parece más adecuado colocarlo aquí. Para ampliar la información al respecto se pueden consultar las referencias 6, 18, 36, 37, 38, 39 y 40.

El suponer una superficie de falla en los análisis de estabilidad de taludes da buenos resultados, aún el mismo método de Culmann para taludes da aproximaciones satisfactorias para taludes escarpados. El método Sueco queda como el más destacado de esta categoría, debido a la sencillez de su aplicación, y a causa del número de casos prácticos que permite incluir, no quedando restringido a un simple talud. Además, las incertidumbres que contiene no son exclusividad del método. (Ref. 18).

Otro tipo de falla que se presenta en taludes es la llamada falla por traslación o falla traslacional cuyo análisis clasificaremos en este primer grupo; el factor de seguridad asociado a la superficie compuesta que se desea analizar puede defi-

nirse como:

$$F_s = \frac{F + P_p}{P_a}$$

donde:

$F_s$  = Factor de seguridad.

$F$  = Fuerza resistente, relacionada con la resistencia que se desarrolle en la superficie débil.

$P_p$  = Empuje pasivo que se genera en la cara al pie del talud.

$P_a$  = Empuje activo ejercido sobre la cara talud arriba.

Para ampliar lo anterior se pueden consultar las referencias; 1, 2, 6 y 30.

Un bloque deslizante o una cuña puede ser una sección más apropiada para muchos problemas de estabilidad en donde la superficie de falla puede definirse por una serie de líneas quebradas. La solución por cuñas deslizantes se usa en donde una discontinuidad fuerza la localización de una parte de la superficie de falla. Se pueden consultar las referencias 1, 30 y 41 para un estudio de los criterios a utilizar y del manejo correcto del método de las cuñas deslizantes.

El otro grupo de investigaciones teóricas sobre estabilidad de taludes utiliza métodos basados en una exploración del estado de esfuerzos. Uno de éstos métodos es el llamado Método Francés; Résal desarrolló en Francia un método teórico con Frontard y Caquot. El método original estaba basado en la generalización realizada por Résal del estado de esfuerzos de Rankine que se le conoce como estado de esfuerzos Rankine-Résal, posteriormente

Métodos basados en  
una exploración del  
estado de esfuerzos

• Método Francés

Resal (Estado de esfuerzos de Rankine-Resal)  
Frontard y Caquot.

• Método del Bureau of Reclamation (Presas de tierra)

John H.A. Brahtz : 1o.- Presentado en el 2o. Congreso de Gran  
des Presas (Washington 1936)

a) Embalse vacío

b) Embalse lleno

2o.- Planteamiento presentado en 1939

Robert E. Glover

Tabla 14.

Frontard amplió el método y Caquot completó los comentarios.

Otro método conocido como Método del Bureau of Reclamation fué propuesto por dos Ingenieros del Bureau of Reclamation; John H. A. Brahtz y Robert E. Glover que trabajaron en forma independiente y desarrollaron dos enfoques para investigar la estabilidad de presas de tierra. Brahtz concibió dos planteamientos diferentes. El primero lo presentó en el Segundo Congreso de Grandes Presas celebrado en Washington en 1936, considerando separadamente los casos de un embalse vacío y el de uno lleno. En --- 1939, Brahtz concibió un segundo planteo. Independientemente de Brahtz, Glover desarrolló un método teórico para determinar la estabilidad de una presa de tierra o de un talud.

La impresión dada por la teoría Francesa y por las investigaciones de Brahtz y Glover es la de que la naturaleza del problema es tan compleja que deben introducirse un gran número de suposiciones arbitrarias. Esta es una característica muy desalentadora de este tipo de enfoque al problema de la estabilidad -- de taludes.( Ref.18)

El análisis teórico de otro tipo de fallas diferentes a la rotacional o traslacional, como la licuación es aún hoy muy difícil y tosco, por lo que se hace preciso recurrir casi por completo a conclusiones de la experiencia.

Un reconocimiento geológico de la región en que se ubicarían los taludes es fundamental para poder predecir la posibilidad de algún tipo de falla en especial.(Ref.1)

La referencia 18 es un documento interesante si se desea estudiar las investigaciones teóricas sobre estabilidad de talu



des que utilizan métodos basados en una exploración del estado de esfuerzos.

En la referencia 42, Daniel Reséndiz y José Zonana presentan ideas interesantes respecto a la estabilidad a corto plazo de los taludes de excavaciones a cielo abierto en la arcilla de la ciudad de México.

Son muy útiles también para el estudio del problema de estabilidad de taludes las publicaciones que Sociedades como la - Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos realizan de las reuniones, conferencias, simposios, etc., tanto Nacionales como Internacionales y que de alguna manera aborden el tema.

## Referencias

1. Rico A. y Del Castillo H. La Ingeniería de Suelos en las Vías -- Terrestres. Cap. 6 Ed. Limusa, S.A. México, D.F. 1974. Volumen: 1.
2. Terzaghi, K. y Peck, R.B. Mecánica de Suelos en la Ingeniería Práctica. Art. 35 Ed. El Ateneo, S.A. Barcelona, España, 1955.
3. Da Costa Lúner, A.J. Factores Geomorfológicos e Climáticos na Estabilidade de Taludes de Estradas. Revista Latinoamericana de Geotecnia. Vol. I No. 3. Caracas. Octubre-Diciembre, 1971.
4. Terzaghi, K. Mechanism of Landslides. Parte III From Theory to Practice in Soil Mechanics (Selecciones de los escritos de K. Terzaghi, preparados por L. Jarrum, A. Casagrande, R.B. Peck y A. W. Skempton) John Wiley and Sons, Inc. 1960.
5. Sowers G.B. y Sowers G.F. Introducción a la Mecánica de Suelos y Cimentaciones. Cap. 11. Ed. Limusa, S.A. México, D.F. 1972.
6. Juárez E. y Rico A. Mecánica de Suelos. Tomo II. Cap. V. Ed. Limusa, S.A. México, D.F. 1973.
7. Rico A., Springall, G. y Springall, J. Deslizamientos en la Autorista Tijuana-Ensenada. Contribución de la Secretaría de Obras Públicas al VII Congreso Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones. Publicación de la CEM, México, 1969.
8. Highway Research Board. Land Slides and Engineering Practice. Ed. por E.B. Eckel. Reporte Especial No. 29. Washington, D.C. 1958.
9. Skempton, A.W. y Hutchinson, J. Stability of Natural Slopes and Embankment Foundations. Reporte sobre el Estado del Arte. Sesión 5. VII Congreso Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones. México, 1969.
10. Lambe, T. William, y Whitman, Robert V. Mecánica de suelos. Caps. 24, y 31 Ed. Limusa, S.A. México, D.F. 1972.
11. Marsal, Raúl J. y Beréndiz Lúner Daniel. Fresas de Tierra y Enrocamiento. Caps. 4, 9, 15 y 27. Ed. Limusa, S.A. México, D.F. 1975.
12. Juárez Badillo, E. y Rico Rodríguez A. Mecánica de Suelos. Tomo III. Caps. III, VI y Apéndices I y III. Ed. Limusa, S.A. México, D.F. 1972.
13. Juárez Badillo E. y Rico Rodríguez A. Mecánica de Suelos. Tomo II. Teoría y Aplicaciones de la Mecánica de Suelos. Capítulo -- XI. Editorial Limusa, S.A. México, D.F. 1973.
14. Sherard, J.L. Influence of soil properties and construction methods on performance of homogeneous earth dams. U.S. Bureau of reclamation technical memorandum No. 645. Denver, E. S. U. C. 1953.
15. Rico, A. y Crocco, R. V. Formación de grietas longitudinales en caminos. XI Congreso Panamericano de carreteras. Quito, 1971.
16. Sherard, J.L. Woodward, R. J. Gizienski, S. F. y Clavenger, W.A. Earth and earth-rock dams. John Wiley and sons, Inc., 1963.
17. Parain J. Flexibility of compacted clays. Tesis doctoral. Universidad de Purdue. 1962.
18. Carrillo Flores, Nabor. Investigaciones sobre estabilidad de taludes y fundaciones. Tesis doctoral. Universidad de Harvard. 1942 (Tr. Ing. Gerardo de Lizarriturri). México, "I.N.A." "I.N.EF. ACATLA". 1954, 119pp.
19. Terzaghi, K. Erdmechanik. Viena, 1925.
20. Hvorslev, J. Conditions for failure of remolded cohesive soils. Proc. 1st Int. Conference of soil mechanics and foundations engineering Cambridge, Mass. vol. III. 1936.

21. Juárez Badillo, E. y Rico Rodríguez, A. Mécanica de suelos. Tomo I. Fundamentos de la mecánica de suelos. Capitulo XII, Editorial Limusa S.A., México, D.F., 1974.
22. Terzaghi, K. Theoretical Soil Mechanics. Artículo 62. John Wiley and Sons, Inc. 1956.
23. Taylor, D.W. Stability of earth slopes. Contributions to soil mechanics, Boston society of civil engineers, 1925-1940.
24. Taylor, D.W. Fundamentals of soil mechanics, cap. 16. John Wiley and sons, Inc. 1956.
25. Fellenius, W. Erdstatische berchnungen mit reibung und kohäsion, adhesion und unter annahme kreisgylindrischer gleitflächen. Ernst Ed. Berlin, 1939.
26. Jambu, N. Stability analysis of slopes with dimensionless parameters. Harvard soil mechanics, series no. 46, Universidad de Harvard, 1954.
27. Krey, H. Erddruck, erdwiderstand und traefähigkeit des baugrundes, Ernst Ed. Berlin 1936.
28. Bishop, A.W. The use of the slip circle in the stability analysis of slopes. Geotechnique No. 5, 1955.
29. Jambu, N. Application of composite slip surfaces for stability analysis. Proc. European Conference on stability of earth slopes. Suecia, 1954.
30. Lambe, T.W. y Whitman, R.V. Mécanica de suelos (Tr. J.A. Sánchez Salas y J.M. Rodríguez). Cap. 24. Editorial Limusa, S.A. 1972.
31. Morgenstern, N.R. y Price, V.F. The analysis of the stability of general slip surfaces. Geotechnique, vol. 15, 1965.
32. Jambu, N. Slope stability computations. Contribución a la obra: Embankment-Dam Engineering del volumen A. Casagrande, preparado por R.C. Hirschfeld y S.J. Peulos, edit. John Wiley and sons Interscience publications, 1973.
33. Rendulic, L. Ein beitrage zur bestimmung der sicherheit. Der bauingenieur, no. 19, 1935.
34. Gilboy, G. Mechanics of hydraulic fill dams, Journal of the Boston society of civil engineers, vol 21, no. 3, July, 1934.
35. Fötter, Fr. Die bestimmung des erddruckes an kreisförmigen flächen. berichth. Berliner Akad., 1903.
36. Carrillo, N. Perfil de un talud plástico de resistencia uniforme. Anuario de la comisión impulsora y coordinadora de la investigación científica, México, 1943.
37. Jaky, J. Stability of Earth slopes. Proceedings of the international conference on soil mechanics and foundation engineering, vol. 2, June, 1936, II. 200-207.
38. Juárez Badillo, E. La ecuación de Lotier en el análisis de estabilidad de taludes simples formados por suelos cohesivos. Memoria del VII Congreso Pana mericano de Carreteras, Panamá, 1957, Revista ingeniería, vol. 27, no. 2, 1957.
39. Hansen J. Franch Earth pressure calculations. Danish Technical Press, Copenhagen, 1953.
40. Rico, A. Analisis of slope stability. Elasto-plastic considerations. V Congreso Internacional de Mecánica de suelos y cimentaciones, Paris, 1961.
41. Bowles, Joseph E. Propiedades mecánicas de los suelos, (Tr. Eugenio Retamal y Hugo Cosme), Cap. 16, Editorial Int. S.A. Mill, Bogotá, Colombia, 1962.

42. Caprillo Flores, Labor. El hundimiento de la ciudad de México y el proyecto Texcoco. Secretaría de Hacienda y Crédito Público, Fideicomiso: Nacional Financiera, S.A., México, 1969. (Español/Inglés) (Contribución de Proyecto Texcoco al II Congreso Internacional de Mecánica de suelos e ingeniería de cimentación).
43. Pico Rodríguez, Alfonso y Del Castillo Herfía, Fermilc. La ingeniería de suelos en las vías terrestres. Carreteras, Ferrocarriles y Aeropistas, vol. 2, capítulo 11. Editorial Limusa, México, D.F., 1977.
44. Mascimento, U. Teoría de grosos de taludes. Publicación del laboratorio de ingeniería civil (curso 142), Lisboa, 1973.
45. Hudson, P.W. An introduction to the mechanics of soil erosion under conditions of sub-tropical rainfall. Trans. of the Geodetic Scientific Ass. Vol. XLIX. Parte 1, 1961.
46. Lane, E.W. Progress report on studies on the design of stable channels by the U.S. Bureau of Reclamation. Proc. ASCE, 1953.

## CAPITULO II

ALGUNOS METODOS PARA MEJORAR LA ESTABILIDAD  
DE TALUDES

## CAPITULO II

## ALGUNOS METODOS PARA MEJORAR LA ESTABILIDAD DE TALUDES.

Todo Ingeniero proyectista debe tener en mente que el criterio mas correcto desde el punto de vista económico y de seguridad para resolver problemas de estabilidad de taludes es no tenerlos, a pesar de que por alguna razón a veces sea necesario -- afrontar riesgos debido a una circunstancia forzada. Una exploración Geotecnica ( de Geología, Mecánica de Rocas y de Suelos) correcta puede ayudar mucho para lograr un diseño realista y así -- disminuir la posibilidad de una falla, es decir; se podrán prevenir mejor las fallas de taludes. Deberán tenerse presente algunos factores Geotecnicos que definen el riesgo de falla que no se pueden detectar fácilmente con la exploración Geotecnica, tales como; grietas, fisuras, discontinuidades pequeñas, superficies de falla previamente formadas, definición de las condiciones de flujo, etc. Para ello se recomienda usar técnicas de instrumentación de campo, que son útiles en la prevención y detección de fallas de taludes. (Ref. 1)

Así pues, se pueden clasificar a los métodos para resolver problemas de estabilidad de taludes en dos grupos:

- a) Métodos preventivos.
- b) Métodos correctivos.

Otro criterio sería el siguiente:

- a) Métodos mecánicos.
- b) Métodos basados en drenaje y subdrenaje.

Reconociendo que no existe una frontera definida entre los-

métodos de prevención y los de corrección, tomaremos, como base el segundo criterio de clasificación.

La tabla siguiente presenta un resumen de métodos para la -  
prevención y corrección de deslizamientos. (Ref.2)

TABLA 15 (Ref. 2)

Resumen de métodos para la prevención y corrección de deslizamientos

Efecto en la estabilidad del deslizamiento	Tipo de tratamiento	Uso general		Evaluación de sus ventajas (1)			Pasividad del tratamiento en el deslizamiento (2)	Sus mejores aplicaciones y limitaciones
		Piscicultura	Corrección	Desarrollo	Efecto mínimo	Flujo		
NO SE AFECTA.	1. Método para estabilizar: A. Rehabilitación. B. Construcción de estructuras.	X	X	2	2	2	Fuera de los límites del deslizamiento. Fuera de los límites del deslizamiento.	Es el mejor método si es económico. Aplicable en tramos cortos de laderas inclinadas.
	II. Movimiento de tierras: A. Remoción de la tierra. B. Abastecimiento de los taludes. C. Enabramiento de taludes. D. Remoción de roca del material inestable.	X	X	N	1	N	Puede mejorar y salvar. En los taludes del corte o terraplen. En los taludes del corte o terraplen. Fuera del deslizamiento.	Grandes masas de material embudo. Muy eficiente en traspasos sobre suelos deslizantes. En masas superficiales relativamente pequeñas de material en movimiento.
SE REDUCEN LAS ESFUERZOS CORTANTES ACTUANTES Y SE INCREMENTA LA RESISTENCIA AL PASAJE CORTANTE DEL SUELO.	III. Cobertes: A. Superficial: 1) Cuadradas. 2) Tratamiento del talud. 3) Contorno de talud. 4) Sello de grietas. 5) Sello de juntas de juntas y fisuras. B. Subterráneo: 1) Injerto de penetración horizontal. 2) Trenches estabilizados. 3) Celdas drenantes. 4) Pisos verticales de drenaje. 5) Sello continuo.	X	X	1	1	1	Forma de la zona. En la superficie de la masa en movimiento. En la superficie de la masa en movimiento. Completa de la zona al por. Completa de la zona al por. Los datos para interceptar y reducir los efectos subterráneos. Masas de suelo relativamente superficiales, pero flujo subterráneo. Pendientes y grandes masas de suelo con alguna permeabilidad. Masas profundas en deslizamientos, agua subterránea en zonas cortantes a fondo. Hacia permeabilidad como salida de filtraciones a patos de drenaje.	Essential en todos los tipos. Revestimiento de zonas o talud para prevenir el flujo. Eficaz en todos los tipos. Eficaz en todos los tipos. Aplicable a formaciones rocosas. Grandes masas de suelo donde existe el flujo subterráneo. Masas de suelo relativamente superficiales, pero flujo subterráneo. Pendientes y grandes masas de suelo con alguna permeabilidad. Masas profundas en deslizamientos, agua subterránea en zonas cortantes a fondo. Hacia permeabilidad como salida de filtraciones a patos de drenaje.



SE AUMENTA LA RESISTENCIA AL DESLIZAMIENTO.	IV. Estructuras de construcción.											
	A. Ajuos en la base.	X	X	N	1	1		Base y por.				
	1) Reflejos de masa.	X	X	N	1	1		Base y por.				
	2) Reflejos de tierra.	X	X	S	3	3		Base.				
	B. Masas de arcillas comunes o en celosía.	X	X	S	3	3		Base.				
C. Piedras.												
1) Fijas en la superficie de deslizamiento.		X	N	3	N		Base.					
2) Sin fijar a la superficie de deslizamiento.		X	N	3	N		Base.					
D. Arcillas en masa.	X	X	S	3	S		Encima de la carretera o de la estructura (cintur).					
E. Banderillas en tablas.	X	X	S	3	N		Encima de la carretera o de la estructura.					
PRINCIPALMENTE AUMENTA LA RESISTENCIA AL GOLPE.	V. Materiales varios.											
A. Endosamiento de la masa deslizante.												
1) Cementado y estacamiento que cubren al por la base.		X	S	3	3		Base y por.					
2) En masa la masa deslizante.		X	N	3	N		En toda la masa deslizante.					
3) Cementación.	X		N	1	3		En toda la masa deslizante.					
4) Electro-impulsión.	X		N	3	3		En toda la masa deslizante.					
B. Uso de explosivos.		X	N	3	N		En la mitad inferior del deslizamiento.					
Claves: (1): 1. Estructura. 2. ocasional. 3. Raro. N: No se considera aplicable. (3): Relativa a la masa deslizante o parcialmente deslizante.												

Base para o sobre forma a estructura permanente.

Cuando en construcción en el por la resistencia estructural.

Masa en construcción totalmente permanente.

Se incrementa la resistencia en la superficie de deslizamiento en el momento de la última operación para base faja a los pilares.

Base estructural

Edifico defensible mediante por medio de una pantalla. La cual a su vez se aplica a una estructura sobre subsiguiente.

Sobre no constructivo

Sobre no constructivo

Para protección estructural o para protección de estructuras existentes.

Medio estructural a relativamente superficial que estabiliza o refuerza la masa de deslizamiento.

Medio estructural a relativamente profunda que estabiliza o refuerza la masa de deslizamiento.

## A.- METODOS MECANICOS.

A continuación se tratarán someramente los principales --- métodos mecánicos para afrontar problemas de laderas o taludes inestables. Todos los métodos siguen una o más de las siguientes líneas de acción.

- 1.- Evitar la zona de falla.
- 2.- Reducir las fuerzas motoras.
- 3.- Aumentar las fuerzas resistentes.

El evitar la zona de falla suele estar relacionado a cambios en el alineamiento en el caso de las vías terrestres, sea el horizontal o el vertical, a la remoción total de los materiales inestables o a la construcción de estructuras que se apoyen en zonas firmes, tales como puente o viaductos. (Ref. 1)

Se puede lograr la reducción de las fuerzas motoras por dos métodos; remoción de material en la parte apropiada de la falla y subdrenaje, para disminuir el efecto de empujes hidrostáticos y el peso de las masas de tierra, que es menor cuando pierden agua. (Ref. 1)

El aumentar las fuerzas resistentes presenta mas variantes, algunas son: el subdrenaje, que aumenta la resistencia al esfuerzo cortante del suelo; la eliminación de estratos débiles u --- otras zonas de falla potencial; la construcción de estructuras de retención u otras restricciones y el uso de tratamientos, generalmente químicos para elevar la resistencia de los suelos al deslizamiento. (Ref.1)

Los métodos de elusión son el método más seguro para eliminar los problemas derivados de deslizamientos y fallas, pero no

ESTA TESIS NO DEBE  
SALIR DE LA BIBLIOTECA

Métodos mecánicos

- Métodos de elusión
- Métodos de excavación
- Abatimiento de taludes
- Empleo de bermas y escalonamientos
- Empleo de materiales ligeros
- Consolidación previa de suelos compresibles
- Empleo de materiales estabilizantes
- Empleo de estructuras de retención
- Empleo de pilotes
- Empleo de contrapesos al pie de la falla
- Anclajes
- Uso de explosivos
- Empleo de vegetación
- Corrección de fallas de otros tipos
- Otros métodos correctivos en:
  - Derrumbes y caídas
  - Deslizamientos de tierras
  - Flujos.

Tubificación  
Licuación  
Aprietamientos longitudinales.

Tabla 16.

siempre se pueden utilizar. En algunas ocasiones se podrán usar sólo parcialmente ya que no se podrá evitar por completo una zona inestable pero si se podrá eludir su peor parte quizá con un ligero cambio de alineamiento, en estos casos este tipo de soluciones pueden ser todavía muy valiosos. Los métodos de elusión de fallas no contribuyen a estabilizarlas, sino a eludirlas; --- además su alto costo contribuye a considerarlo un método con limitaciones. Si bien la influencia del costo suele ser determinante en fallas pequeñas, este se disminuye mucho cuando la zona inestable es muy amplia, pues en tal caso, los costos de cualquier método correctivo tienden a crecer. (Ref. 1)

Los métodos de excavación varían desde excavaciones menores hechas sólo en la cabeza de la falla, hasta la remoción total -- del material inestable.

La remoción de material en la cabeza de falla o en todo el cuerpo de la misma, hasta llegar a la remoción total, es un método que en la práctica sólo se puede aplicar en fallas ya manifestadas; rara vez se pueden conocer con tanto detalle las futuras fallas en una zona de inestabilidad potencial como para que resulte prudente proceder a remover materiales en gran escala. Las remociones en la cabeza buscan reducir las fuerzas motoras y balancear la falla; las remociones totales eliminan la causa de -- raíz, si bien en ellas se puede plantear el problema de la inestabilidad de los taludes de la excavación que se produce, los que deben estudiarse siempre cuidadosamente, al igual que las -- nuevas condiciones de drenaje.

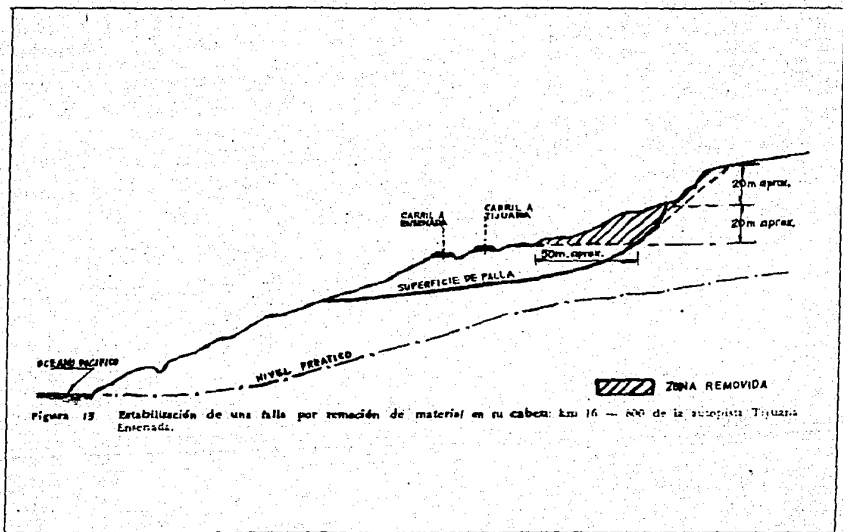
La remoción de materiales suele dar lugar a soluciones ----

bastante permanentes, cuando se cuidan en forma conveniente los aspectos de drenaje en la excavación que se efectúe. Son métodos mejores para prevenir, que para corregir, pues los costos unitarios de los movimientos de tierra relativamente grandes que implican son menores en construcciones nuevas que en trabajos de reparación.

Cuando una remoción se hace de manera adecuada, debe mejorar las condiciones de drenaje en la zona. El método se puede usar prácticamente en toda clase de deslizamientos, pero es eficiente sobre todo en los de tipo rotacional. Dejando a un lado consideraciones de costo, que puede ser alto en fallas grandes, su principal desventaja estriba en que el material que se excava se ha de desperdiciar, como otro posible inconveniente, se tiene que, el que muchas veces al remover material y disminuir las fuerzas motoras también se pueden causar disminuciones en las fuerzas resistentes; esto puede ser cierto sobre todo cuando se trata con suelos friccionantes en que la resistencia al corte depende de la presión normal.

El abatimiento de taludes (Tender taludes) parecería a primera vista que es la solución más obvia y la más fácil de llevar a cabo en la práctica. Sin embargo, debe tomarse con la suficiente reserva desde el punto de vista teórico, además de que no siempre es posible llevarlo a cabo en la práctica.

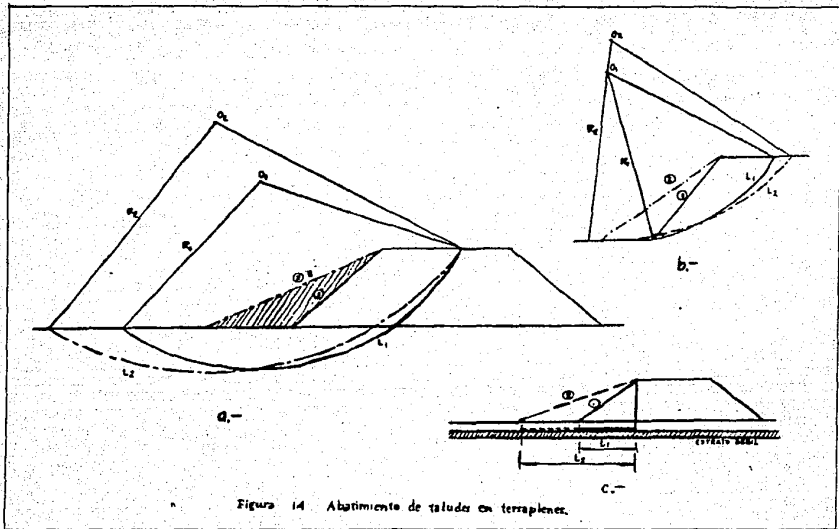
Si el terreno del talud es puramente friccionante, la solución puede ser la indicada, pues la estabilidad de estos suelos es fundamentalmente cuestión de inclinación del talud; para estabilizar un talud de suelo puramente friccionante, bastará con --



tender convenientemente el talud para adquirir la estabilidad -- deseada. En suelos cohesivos, la estabilidad del talud depende -- mucho más de la altura del mismo, y por lo mismo la ganancia en -- estabilidad al tender el talud es muy escasa. En suelos con coh -- sión y fricción, el tender el talud puede producir un aumento en -- la estabilidad general.

Por otra parte, en muchos casos prácticos, el tender un ta -- lud puede traer problemas de invasión de terrenos de zonas urba -- nas, afectaciones, aumentos del costo debido al movimiento de -- grandes volúmenes de tierra, etc. Esto último hace que el proyec -- tista tome con reserva la solución de tender los taludes de los -- terraplenes, bordos, cortes, y demás obras similares, en gran -- cantidad de casos prácticos. A pesar de esto, este es uno de los -- métodos más socorridos para el mejoramiento de la estabilidad de -- taludes. Es un método correctivo ligado a deslizamientos en el -- cuerpo del talud. De hecho éste es el primer punto a tomar en -- cuenta respecto a estabilidad de taludes. Esta solución, al --- igual que todas las demás, no es de alcance universal, y su efi -- ciencia no es siempre la misma, sino que puede variar extraordi -- nariamente de unos casos a otros.

Cuando se considere un abatimiento de talud en un proyecto -- o en una falla que se presente en el campo, se deberá tener pre -- sente que el talud abatido es diferente del talud original, con -- todo lo que ello implica. Por ejemplo; el círculo crítico del -- talud original es diferente del círculo crítico del talud abati -- do, y por lo tanto, tienen diferente factor de seguridad, lo que -- implica que tendrá que calcularse el nuevo factor de seguridad --





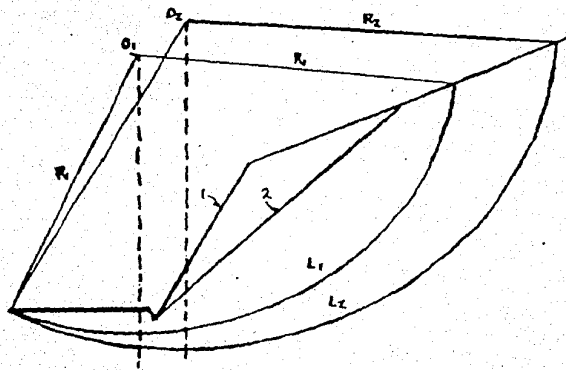


Figura 15 Mecanismo por el cual, abatir un corte beneficia muchas veces su estabilidad.

correspondiente al del talud abatido. No es posible afirmar a --  
 priori cuánto beneficiará a la estabilidad un abatimiento; el --  
 efecto se ha de calcular en cada caso dado y la eficiencia de la  
 solución puede ser muy variable. (Ref. 1 y 3)

Hablaremos ahora del empleo de bermas y escalonamientos ---  
 (empleo de bermas laterales o frontales). Se denominan bermas a --  
 masas generalmente del mismo material que el propio talud, que -  
 se coloca adecuadamente en el lado exterior del mismo, a fin de --  
 aumentar su estabilidad.

En general una berma produce un incremento en la estabili--  
 dad por dos motivos. Uno, por su propio peso, en la parte de ---  
 afuera de la vertical que pasa por el centro del círculo de fa--  
 lla, disminuyendo el momento motor. Otro, que aumenta el momen--  
 to resistente por el incremento en la longitud del arco de falla  
 por efecto de la propia berma.

En los cálculos prácticos ha de tenerse en cuenta que la --  
 presencia de la berma modifica la ubicación de la superficie de --  
 falla crítica, por lo que su colocación exige un nuevo cálculo -  
 de la estabilidad del nuevo talud protegido por la berma. La ex-  
 periencia ha demostrado que es una buena base para los tanteos -  
 el suponer un ancho de berma del orden de la mitad de la base --  
 del terraplén y una altura tal que el peso de la berma dé un mo-  
 mento igual al requerido para alcanzar en el talud original el -  
 factor de seguridad deseado. También una buena base para el ---  
 inicio de los tanteos suele ser darle a la berma la mitad de la  
 altura del terraplén que se desea estabilizar y un ancho del --  
 orden del de la corona de dicho terraplén.

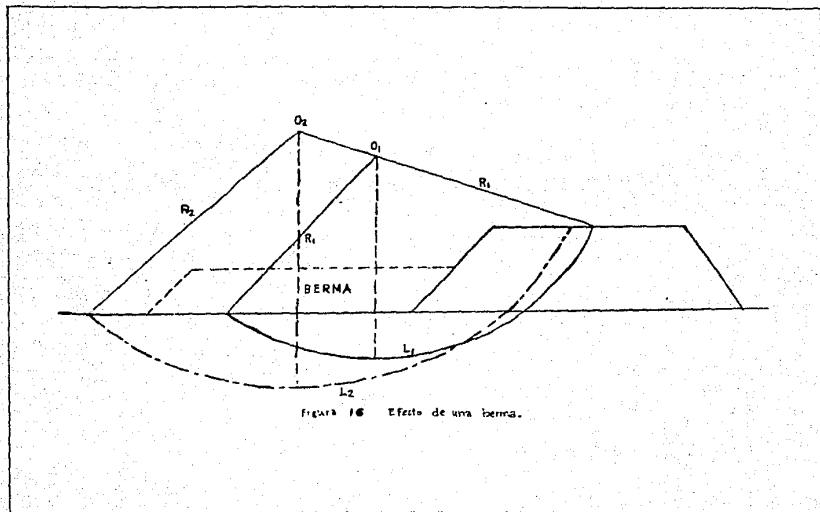


FIGURA 16 Efecto de una berma.

El uso de la berma hace que el peso del material que se coloque podrá aumentar la resistencia al esfuerzo cortante del terreno de cimentación en su parte friccionante. En suelos cohesivos seguramente el efecto más interesante de la berma es descomponer el talud en dos, cada uno de diferente altura, lo que repercute mucho en la estabilidad general.

El escalonamiento de taludes constituye una solución similar a la de las bermas. En el caso de escalonamientos en arcilla, lo que se busca es transformar el talud en una combinación de varios otros de altura menor, pues en este tipo de suelos, éste es el efecto determinante en la estabilidad. Por ello los escalones -- deberán tener huella suficientemente ancha como para que puedan funcionar prácticamente como taludes independientes. En el caso de taludes en suelos con cohesión y fricción, el escalonamiento se hace sobre todo para provocar un abatimiento del talud; recoger caídos y coleccionar aguas son funciones secundarias, pero a -- veces muy importantes, que se le asignan también a los escalonamientos.

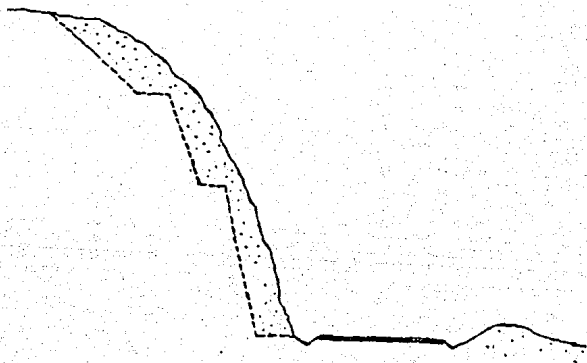
El escalonamiento queda definido por el ancho de los escalones, la distancia vertical entre ellos y por el ángulo de los -- taludes intermedios. (Ref. 1 y 3)

En el empleo de materiales ligeros se colocan como materiales del terraplén suelos de peso específico bajo, que lógicamente dan bajos momentos motores.

El tezontle ha sido muy empleado para este fin. Otras soluciones en esta línea, tales como substitución de parte del -- terraplén con tubos, cajones huecos de concreto, etc., en general



a). Escalonamiento en materiales cohesivos.



b). Escalonamiento en suelos con resistencia friccionante.

Figura 17 Escalonamiento de taludes.

resultan muy costosas y, por ello, su uso ha sido limitado.

Esta solución es aplicable únicamente en terraplenes, y sólo será eficiente sobre suelos puramente cohesivos, tales como arcillas blandas o turbas, pues en terrenos de cimentación friccionantes la ventaja del poco peso se neutraliza mucho por la poca presión normal que se produce, lo que a su vez da lugar a que el terreno responda con baja resistencia. Lo que se busca en este método es la reducción de las fuerzas motoras, empleando en el cuerpo del terraplén materiales de bajo peso volumétrico. El uso de materiales ligeros debe comprenderse cuando se compacten los terraplenes, pues muchos de ellos se degradan estructuralmente por compactación muy enérgica y pierden su característica de materiales ligeros. (Ref.1 y 3)

Ahora abordaremos el tema de consolidación previa de suelos compresibles. Cuando los suelos de cimentación de terraplenes -- sean mantos compresibles saturados de baja resistencia al esfuerzo cortante, puede inducirse un proceso de consolidación, acelerado en lo posible, que aumente la resistencia del material.

Al construir terraplenes es frecuente y económico realizarlo por partes, no erigiendo una mientras la anterior no haya producido una consolidación suficiente.

Existe un método para acelerar el proceso de consolidación por medio de drenes verticales de arena. Desgraciadamente este procedimiento, suele resultar costoso. (Ref.1 y 3) Para estudiar procedimientos para estimar el aumento de resistencia rápida del suelo por consolidación se pueden consultar las referencias 4,5 y 1.

El empleo de materiales estabilizantes se usa con el fin de

mejorar las cualidades de resistencia de los suelos mezclándoles algunas sustancias que al producir una cementación entre las -- partículas del suelo natural o al mejorar sus características -- de fricción aumenten su resistencia en los problemas prácticos. -- Las sustancias más empleadas han sido cementos, asfaltos y sa-- les químicas. Sin embargo, en la práctica estos procedimientos -- resultan costosos, por lo que su uso es limitado. Un aspecto de-- esta solución es el añadir al suelo alguna sustancia que mejore sus características de resistencia. Por lo general este tipo de-- solución es más factible en terraplenes.

La mayor parte de los procesos de inyección química que se-- han intentado, utilizan mezclas químicas en que predomina el silí-- cato de sodio, a partir del cual pueda formarse un gel silícico-- para rellenar grietas, intersticios o vacíos en el suelo. Se ha-- dicho que estos métodos sólo se pueden aplicar a suelos arenosos con diámetro efectivo de un décimo de milímetro como mínimo. La-- mayor parte de los reportes que hay en la literatura sobre estas técnicas se refieren a tratamientos temporales.

En forma muy excepcional se ha empleado el tratamiento tér-- mico para estabilizar deslizamientos de tierras. El método fué -- descubierto por Litvinov, y puede estudiarse en las referencias 6-- y 7.

Otro método de endurecimiento de suelos consiste en inyec-- tarles lechada de cemento y se puede consultar en las referencias 6 y 8 .

Otro método de tratamiento de suelos para los fines que se comentan, es la congelación. Es un método lento y muy costoso, que

sólo se puede aplicar como tratamiento temporal.

La electrólisis es otro método factible para mejorar las características de los materiales que componen el talud. Si se desea ampliar la información acerca del empleo de materiales estabilizantes se pueden consultar las referencias 1 y 3 .

Las referencias 1 y 3 señalan que se ha recurrido a la retención de taludes inestables por medio de un muro, pero no es posible construir un muro al pie de un talud con el fin de mejorar su estabilidad sin evitar que las operaciones de construcción del muro no solo induzcan un aumento de la velocidad del deslizamiento sino que precipiten una falla súbita y total del talud, ya que el volumen de la excavación para su cimentación es considerable (fig. 18), pues debe comprenderse que el muro debe contener a la superficie de falla formada o por formarse; si ésta contiene al muro, el efecto de éste será nulo en la estabilidad general.

Este problema no se soluciona excavando y construyendo por etapas alternadas a lo largo del desarrollo del muro.

Este método deberá considerarse como método de contención de taludes y deberá considerarse de carácter preventivo y no correctivo, para contener los caídos en un talud.

Deberá tenerse en cuenta además la instalación del correcto drenaje del muro para evitar a toda costa empujes hidrostáticos en el muro. Esta práctica siempre deberá tenerse presente en la construcción de cualquier muro de retención .

Los muros de retención requieren de todo un conjunto de -- obras auxiliares, tales como subdrenaje, ademado, desagües, etc. que



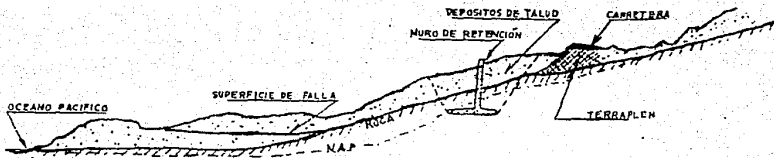


Figura 18 Croquis de una falla en ladera, con un muro de retención. Km 16 + 000 de la autopista Tijuana-Emanada.

han de atenderse cuidadosamente y que elevan en forma considerable el costo total. (Ref. 1 y 3) .

El pilotaje constituye la solución más controvertible entre las que son usuales para estabilizar mecánicamente deslizamientos en laderas; sin embargo, se han reportado algunos éxitos logrados a costos comparativamente bajos. En casi todos los casos de éxito se instalaron dos y tres hileras de pilotes, y algunas veces su uso ha sido reportado como solución más bien restrictiva, en el sentido de que se instala una hilera de pilotes o dos para frenar un movimiento y se van instalando hileras sucesivas, a medida que el material se adapta a la restricción y los movimientos vuelven a comenzar; en tales condiciones, existen fallas que se han estado piloteando a lo largo de 20 años.

Es probable que el método sólo sea apropiado en deslizamientos superficiales; los profundos generan fuerzas muy grandes, -- que con dificultad resisten los pilotes; además, tales fuerzas -- harían avanzar al suelo entre los pilotes, aún suponiendo que -- éstos resistiesen. Retomando lo anterior debe pensarse que en -- los deslizamientos superficiales los pilotes resultarán cortos, -- aún cuando se anclen lo necesario; en cambio, en los deslizamientos profundos se habrán de utilizar pilotes muy esbeltos. (Ref. 4)

El empleo de contrapeso al pie de la falla generalmente busca dos efectos; primero, balancear el efecto de las fuerzas motoras en la cabeza de la falla, en forma similar a como lo hace -- una berma, a la que equivalen en algunos aspectos; segundo, incrementar la resistencia al esfuerzo cortante del material subyacente, cuando éste es de naturaleza friccionante.

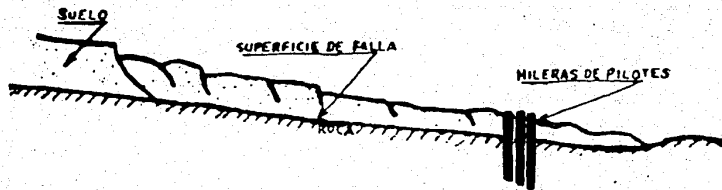


Figura 19 Croquis de la estabilización de una falla con pilotes.

Una apropiada forma de la superficie de falla (de preferencia que tienda a elevarse bajo el contrapeso) y que el terreno en la zona de colocación tenga suficiente resistencia para soportar el peso que se le impone, son probablemente las dos condiciones básicas para que pueda pensarse en el empleo de esta solución.

El método en sí consiste en colocar un peso suficiente de suelo o roca en la zona apropiada al pie de la falla.

Existen varias soluciones mixtas, que combinan el efecto del contrapeso con otros deseables. Por ejemplo, se han estabilizado fallas con el uso de respaldos de enrocamiento, (Ref.9) en los que el efecto del contrapeso se suma a la substitución de materiales malos por otros de mucho mejor calidad y al subdrenaje. La solución mencionada se utilizó en la falla descrita en la Ref.9. También se puede consultar la referencia 1.

La técnica de anclaje es un método conocido y extendido en roca, pero también se ha desarrollado extensamente en los suelos, tanto cohesivos como friccionantes. Algunos problemas muy importantes de estabilidad de taludes y laderas se han resuelto con técnicas de anclaje en suelos, con costos muy razonables.

Una variante de los métodos de anclaje es la utilización de tirantes de anclaje en estructuras de retención. (Ref.10, 11, 12, 13 y 14)

Los anclajes suelen consistir en cables de acero unidos a muertos y sólidamente ligados a la estructura de retención. Su uso es más sencillo en terraplenes que en cortes. Se recomiendan las referencias, 1, 10, 11, 12, 13, 14, 15, 16, 17, 18, 19 y 20.

La superficie de falla sobre la cual ocurre un deslizamiento

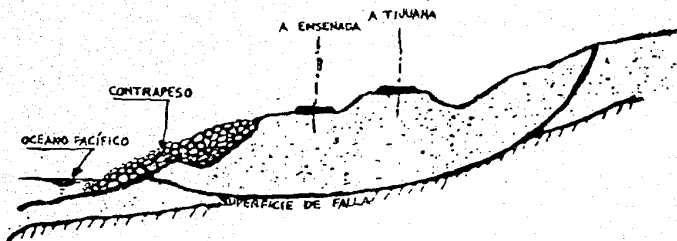


Figura 20 Contrapeso de enrocamiento. Km 12 + 360 de la autopista Tijuana-Ensenada.

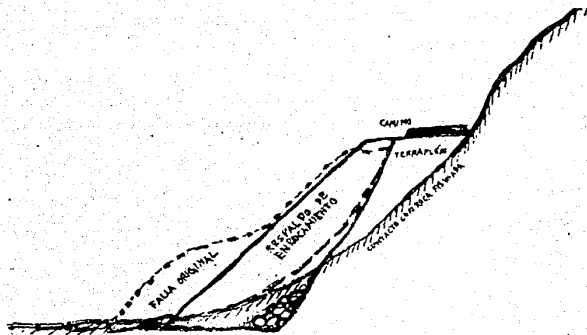


Figura 21 Respaldo de enrocamiento, en el que el efecto del contrapeso se combina con los de sustitución y subdrenaje.

to es muchas veces lisa y pulida; el caso típico de este fenómeno es el de las masas de suelo cohesivo que deslizan sobre mantos de roca o suelos mucho más duros.

En tales situaciones, se ha recurrido a veces a utilizar -- explosivos para romper y hacer rugoso un contacto de tal naturaleza; se proporciona así una mejor liga friccional a los dos materiales en contacto. La eficiencia del método aumenta si a cierta profundidad de la superficie de falla existen mantos drenantes a los que la explosión comunique con dicha superficie, a la que entonces se proporciona drenaje.

En la utilización de este método deberá cuidarse el manejo de los explosivos, pues de otra manera se corre el riesgo de que la explosión acelere el deslizamiento sobre cualquier superficie previamente formada o lo genere, sobre una superficie potencial.

Se ha dudado mucho sobre la permanencia de una corrección -- por medio de explosivos y el punto se discute con frecuencia, -- sin que exista un entendimiento claro al respecto. Parece que la mayoría de los especialistas opina que para que el método sea -- exitoso es preciso que exista una formación dura abajo de la superficie de falla.(Ref.1)

El empleo de vegetación es un método preventivo y correctivo de fallas por erosión. Los movimientos de tierra que acompañan a la construcción de cortes y terraplenes producen inevitablemente una destrucción indeseable de la cobertura vegetal, dando a los suelos expuestos al ataque del agua superficial y -- vientos. Se acepta que la vegetación cumple dos funciones importantes; en primer lugar, disminuye el contenido de agua en la --

parte superficial, y en segundo, da consistencia a esa parte por el entramado mecánico de sus raíces. El uso de plantas propias de la región será recomendable y evitará fracasos posibles en la adaptación al ambiente de especies importadas, fracasos que son difíciles de prever para un ingeniero civil; pero hay especies que toman demasiada agua del suelo y otras que toman mucho menos, produciendo grados muy diferentes de abatimiento en los contenidos de agua superficiales. En suelos arcillosos, seguramente pueden convenir más las primeras, al garantizar una corteza de suelo más resistente, pero en suelos arenosos un secado intenso en la superficie hace a los materiales más erosionables y ello no es conveniente. (Ref.1) Se recomiendan las referencias 1, 6, 24 y 25.

En la tubificación o la licuación será necesario aplicar -- métodos preventivos o correctivos, estas medidas casi siempre están relacionadas con las condiciones de compactación del material del talud o del terreno de cimentación.

Existen métodos para prevenir y corregir los agrietamientos longitudinales. Las grietas aparecen las zonas del terraplén más susceptibles a los cambios de humedad, que son sus hombros. Para ampliar esto último puede consultarse la referencia 1.

Los métodos anteriores se refieren a soluciones que se han probado con algún grado de éxito, pero el ingeniero que se enfrenta a un problema en particular no deberá cerrarse a usar caminos ya trillados, pues para su caso particular, él, tiene una visión, un conocimiento y un monto de información que no tienen los autores que recomiendan algún método en alguna bibliografía.





Figura 22 Terraplén en diente de sierra apropiado para resolver problemas de sobre elevación por curva sobre suelos muy blandos.

Se deberá llegar con ingenio a alguna solución adecuada a su caso (original o no), o una combinación de varios métodos como solución. (Ref.1).

En caminos, el uso de terraplenes en dientes de sierra ha sido muy socorrido para rebajar altura de terraplenes por concepto de sobre elevación en curvas y así, eliminar riesgos de falla. Siendo esta, una solución bastante imaginativa. (Ref.3).

Los métodos que más se utilizan para sobrellevar los malos efectos de los asentamientos en terraplenes construidos en terrenos blandos (métodos correctivos del terreno de cimentación) son los de consolidación previa y el uso de materiales ligeros en el cuerpo del terraplén. También en este caso pueden existir soluciones imaginativas; ver la Ref.21 en donde se menciona una solución que reduce los asentamientos que se podrían tener al construir terraplenes (aeropistas, prolongaciones de las existentes, calles de rodaje, etc) sobre los terrenos que algún día pertenecieron al Lago de Texcoco (Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México), en donde se tienen grandes espesores de materiales compresibles. (Ref.22).

Después de un estudio selectivo de naturaleza técnica, se tendrán algunas soluciones posibles técnicamente recomendables para un caso dado de estabilización de taludes. En la selección final las consideraciones de tipo económicas son las preponderantes, sin ignorar la rapidez de ejecución y también la estética. (Ref.1).

No todas las soluciones propuestas son apropiadas para todos los tipos de fallas de laderas y taludes. Aún hablando de --

- a.- Relocalización.
- b.- Abatimiento de taludes.
- c.- Empleo de bermas.
- d.- Remoción del material en la cabeza de la falla.
- e.- Drenaje superficial y sellado de grietas.
- f.- Modificación de rasante.
- g.- Empleo de contrapesos.
- h.- Muros de retención.
- i.- Pilotaje.
- j.- Uso de explosivos.

Los contrapesos, los muros y el empleo de explosivos deben circunscribirse a deslizamientos pequeños; muy pocas veces han sido efectivos en grandes. Pedraplenas y muros se han usado para prevenir erosión, por ejemplo; de corrientes de agua, aún en deslizamientos muy grandes.

El subdrenaje constituye uno de los tipos de solución más efectivos y muchas veces más rápidos, económicos y elegantes para deslizamientos de tierras.

### 3.- Flujos.

Los siguientes son los métodos que más comúnmente se utilizan en este tipo de fallas:

- a.- Relocalización.
- b.- Abatimiento de taludes.
- c.- Escalonamiento de taludes.
- d.- Remoción parcial o total del material fallado.
- e.- Drenaje superficial, incluyendo sellado de grietas.

También en este caso, el subdrenaje ofrece toda una gama de

deslizamientos de tierras, no todas las soluciones comentadas - pueden considerarse aconsejables, para los diferentes tipos de fallas. (Ref.1).

A pesar de que no es posible generalizar en taludes, se harán algunos comentarios relacionando los diferentes métodos correctivos mencionados, con los tipos de fallas para los cuales - han dado aceptables resultados, según la experiencia disponible. (Ref.1).

#### 1.- Derrumbes y caídos.

En este caso los métodos correctivos suelen referirse a alguno de los siguientes criterios:

Relocalización, abtimiento de taludes, escalonamientos y drenaje superficial. En menor escala se han usado métodos de retención, no tanto con este fin, sino con el de recubrir materiales fácilmente atacables por el intemperismo; dentro de esta línea se construyen pantallas de mampostería o placas delgadas de concreto. En derrumbes y caídos de escasa magnitud ha rendido -- magníficos resultados el recubrimiento con gunite, concretos --- lanzados, mallas de alambre, etc.

Los anclajes se usan cada día más para resolver este tipo de problemas.

En el caso de cortes en que los caídos y derrumbes se presentan en la zona de coronamiento puede ser una buena política - la remoción periódica del material que se va soltando.

#### 2.- Deslizamientos de tierras.

Los siguientes son los métodos que más comúnmente se emplean en problemas conectados con deslizamientos de tierras.

soluciones frecuentemente exitosas. Estas se deberán considerar siempre en problemas relacionados con flujos.

Las estructuras de retención sólo se pueden emplear en flujos muy pequeños. El salvar la zona de falla con un viaducto se ha utilizado en flujos más que en otros tipos de fallas, debido a que muchos suelen ser estrechos.

### B.-METODOS BASADOS EN DRENAJE Y SUBDRENAJE.

Muchos problemas de la estabilidad de taludes tienen su causa en la presencia del agua y su movimiento en el interior de la masa de suelo debido a la saturación y al desarrollo de fuerzas de filtración que tienen lugar durante el flujo de agua. De aquí que en la mayoría de las obras de ingeniería es necesario proyectar y construir obras de drenaje que eliminen filtraciones y flujo de agua. El agua fluye por el interior de la masa de suelo con una presión superior a la hidrostática (presión hidrodinámica). Según la dirección del flujo, la presión hidrodinámica puede alterar el peso volumétrico sumergido del suelo. De acuerdo con la ecuación de Coulomb el aumento en la presión del agua produce una disminución correspondiente en la presión efectiva y, por lo tanto, en la resistencia al esfuerzo cortante de la masa a través de la cual ocurre la filtración. El agua que se infiltra a través del suelo puede producir arrastre de partículas sólidas y causar tubificación. (Ref.1) Las aguas que discurren por la superficie del terreno (fluyendo superficialmente) provocan erosiones en taludes de ahí que es necesario recoger, canalizar y eliminar el agua en estas estructuras. La tabla 17 muestra las consideraciones hechas por las referencias 23 y 24 acerca de los problemas que se pueden tener por la presencia del agua. La técnica de drenaje se puede clasificar en dos: drenaje superficial y drenaje subterráneo (ó subdrenaje). (Ref.23)

El drenaje superficial es la metodología para el control de las aguas que llegan a las estructuras ingenieriles y las afectan por escurrimiento superficial.

Razones por las  
cuales el agua  
puede afectar a  
la estabilidad  
de una masa de  
tierra.

- Al aumentar el contenido de agua del suelo se elimina la cohesión aparente debida a tensión superficial en el interior de la masa.
- Al aumentar el contenido de agua del suelo aumenta su peso, lo que puede causar una inestabilidad general del conjunto.
- El flujo de agua en suelos puede disolver cementantes naturales -- afectando la estabilidad de la masa de suelo.
- El flujo de agua en suelos trae consigo un aumento en las presiones neutrales del agua en el suelo, disminuyendo su resistencia al esfuerzo cortante.
- Fuerzas de filtración.
- Al aumentar el contenido de agua disminuye la cohesión.
- Al aumentar el contenido de agua se producen mayores asentamientos.
- Tubificación.
- Erosión.

Tabla 17.

Las principales estructuras de drenaje de una vía terrestre son los puentes y las alcantarillas que sirven para el drenaje transversal del mismo. (Ref.24)

Suele llamarse a los puentes obras de drenaje mayor y a las alcantarillas de drenaje menor. Sobre diseño hidráulico de alcantarillas puede citarse la Ref. 26 y sobre diseño estructural de alcantarillas la Ref.27. Sobre diseño geotécnico de alcantarillas se pueden consultar las referencias 23, 24, 28, 29, 30, 31, 32 y 33. (Ver las figuras 23 y 24)

Además de estas obras de drenaje se disponen en una vía terrestre de otras obras a las que suele dárseles el nombre genérico de; Obras Complementarias de Drenaje, que son: El Bombeo, Las Guarniciones, Los Bordillos, Los Lavaderos, Las Pajadas, Las Bermas, El Uso apropiado de la vegetación, Los Bordos, Las Cunetas, Las Contracunetas y Los Canales Interceptores, entre otras. (Ver tabla 18).Ref.24.

El Bombeo es la pendiente transversal que se da en las carreteras y en las aeropistas para permitir que el agua que cae directamente sobre ellas escurra hacia sus dos hombros. (Ref.24)

Las Guarniciones tienen relación con el drenaje, aunque ese no sea su objetivo principal, pues canalizan el agua que escurre en la superficie de rodamiento, guiándola hacia su salida. (Ref. 24, 28 y 29) fig.25.

Los Bordillos son estructuras que se colocan en el lado exterior del acotamiento en las secciones en tangente, en el borde opuesto al corte en las secciones en balcón o en la parte interior de las secciones de terraplén en curva.



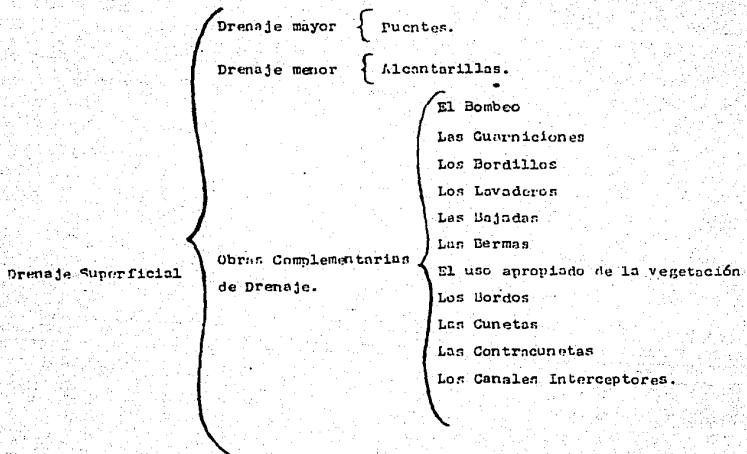


Tabla 18.

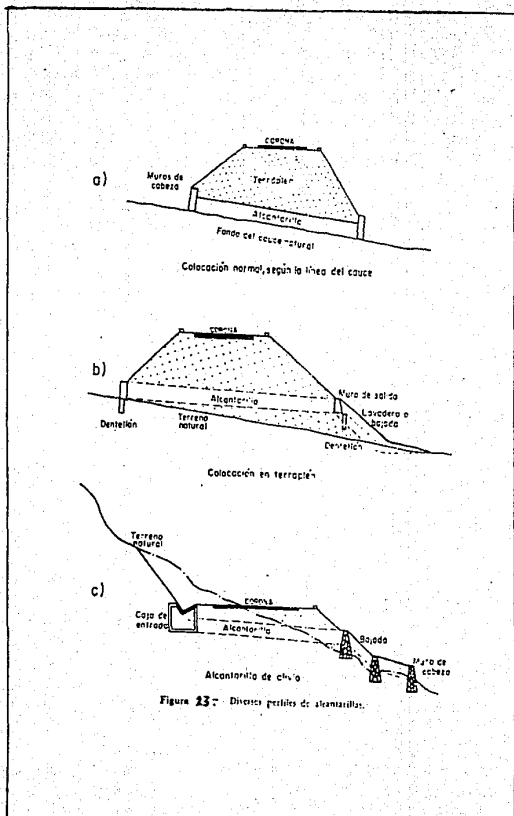


Figura 23.- Diferentes perfiles de alcantarillas.

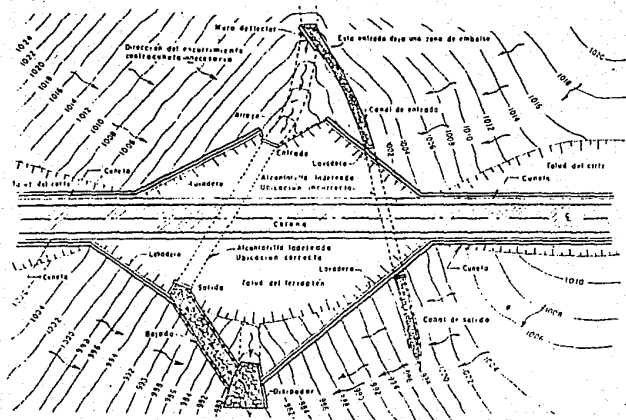
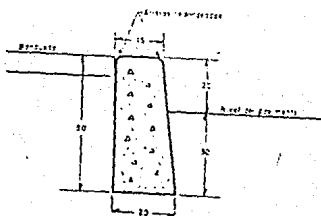
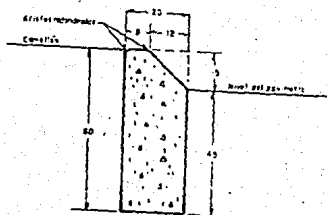


Figura 24 - Instalación de alcantarillas en laterales de cañales.



Q - Barricada en cimentación lateral y barrigada



R - Barricada en cimentación central

EN AMBOS CASOS

- 1 - Dimensiones en cm
- 2 - Junta de dilatación de hormón separada de 0,2 cm en espesor debido a sustrato a cada 0,20 cm de altura
- 3 - Concreto de  $f_c = 200 \text{ kg/cm}^2$

Figura 25 - Estructuras típicas de protección.

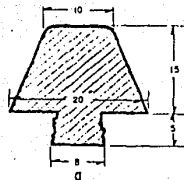
Son pequeños bordos que forman una barrera para conducir el agua hacia los lavaderos y las brajadas, evitando erosiones en los taludes y saturación de éstos por el agua que cae sobre la corona del camino. (Ref.28) (Ver figura 26).

La referencia 26 contiene una exposición bastante completa de los métodos para el diseño hidráulico de los bordillos.

Los Bordillos como todos los métodos de drenaje superficial no deben verse como soluciones rutinarias de uso indiscriminado, sino sólo proyectarse en donde realmente sean necesarios. Sólo deberán utilizarse en aquellos lugares en que el escurrimiento del agua sobre los terraplenes cause trastornos, porque el material que forme los taludes, sea realmente erosionable y esté desprotegido. La protección con vegetación para evitar la erosión en los taludes de los terraplenes es una alternativa a la construcción de bordillos. No se recomienda usar bordillos en taludes de menos de 1.50 M de altura ya que debido a esto el agua no alcanza velocidades erosivas. (Ref.24).

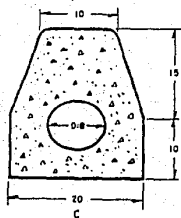
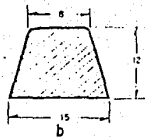
Los Lavaderos son canales que se conectan con los bordillos y bajan transversalmente por los taludes con la misión de conducir el agua que escurre por los acotamientos hasta lugares alejados de los terraplenes, en donde ya sea inofensiva. (Ref.24 y 28) (Sobre cálculo hidráulico se pueden consultar las referencias 26 y 30). Ver figura 27.

En terraplenes muy altos puede convenir colocar los lavaderos transversal y longitudinalmente, colocando algunas secciones en la dirección longitudinal sobre la superficie del talud, para captar y eliminar las aguas que caen directamente sobre éste, --



Bordillo con anclaje

Bordillos de concreto asfáltico, elaborado con material pétreo de tamaño máximo de  $3/4"$  y cemento asfáltico No. 6 en proporción aproximada de 100 kg/m<sup>3</sup> de material pétreo:



Todas las dimensiones están en centímetros

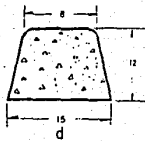


Figura 26- Tipos de bordillos comunes en el Distrito Mexicano

Bordillos de concreto hidráulico, con  $f'_c = 150 \text{ kg/cm}^2$

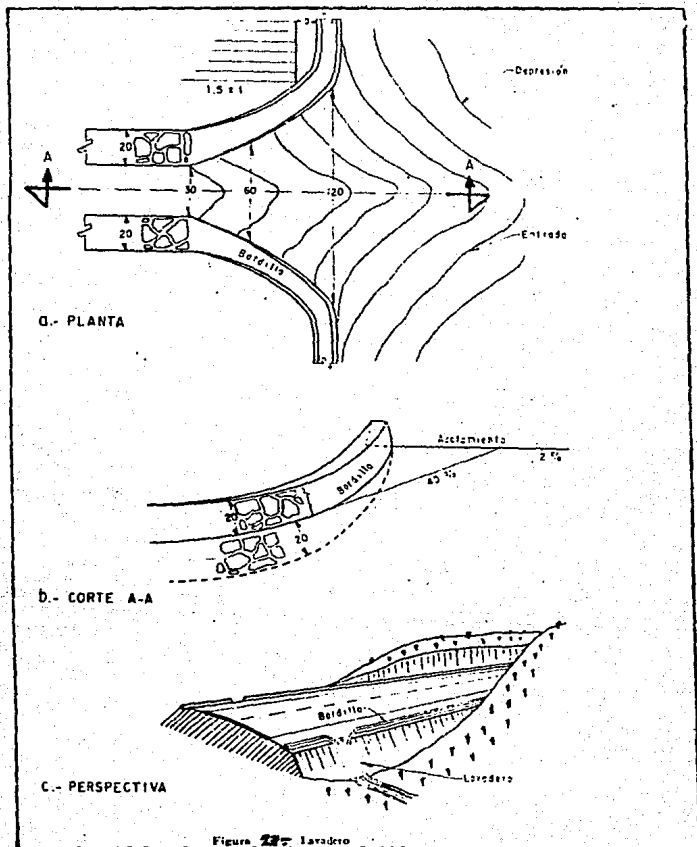


Figura 23 Lavadero

formando así una verdadera retícula canalizadora. Los lavaderos se colocan también como elementos eliminadores de agua captada por cunetas y contracunetas. (Ref.23 y 24)

Este sistema es muy común en carreteras mexicanas.

Las Bajadas tienen una función parecida a la de los lavaderos, pero están constituidas por un tubo apoyado en la superficie inclinada del terreno o enterrado en él. Hay quienes consideran a las bajadas como lavaderos entubados. (Ref.24)

Las Bermas ó Escalonamientos además de estar ligados a problemas de estabilidad de terraplenes y cortes respectivamente, también pueden cumplir funciones de drenaje superficial, de control de aguas broncas y de conducción y eliminación. Las bermas contruidas en los terraplenes sobre el terreno natural con fines de drenaje, realizan el control de las aguas que bajan por el terraplén amenazando la vía terrestre sirviendo como control contra la erosión. Los escalonamientos en los cortes, se construyen para interrumpir la trayectoria de bajada de las aguas, disminuyendo fuerza erosiva en el agua que escurre superficialmente por los taludes del corte.(Ref. 24)

Una de las más efectivas protecciones de los taludes de un corte o un terraplén contra la acción erosiva del agua superficial es la plantación de especies vegetales; éstas retardan el escurrimiento, disminuyendo mucho la energía erosiva del agua y contribuyendo a fomentar una condición de equilibrio en los suelos en cuanto a contenido de agua. (Ref.24)

Los bordos de tierra o de mampostería se construyen para encauzar las aguas ya sea en el terreno natural próximo a la vía



terrestre (bordo de encauzamiento sobre el terreno natural, bordos interceptores) para que el agua llegue a gargantas, causas naturales, etc., o ya sea en la entrada de las alcantarillas o puentes, con el fin de que el agua cruce apropiadamente por tales estructuras (el más común). Ref. 24.

Las cunetas son canales que se adosan a los lados de la corona de la vía terrestre, en el lado del corte en secciones de tal naturaleza; en cortes en balcón hay entonces cuneta en un sólo lado y en cortes en cajón, en los dos. La cuneta se dispone en el extremo del acotamiento, en contacto inmediato con el corte. Su situación le permite recibir los escurrimientos de origen pluvial propios del talud y los del área comprendida entre el coronamiento del corte y la contracuneta, si la hubiera, o el terreno natural aguas arriba del corte, si no hay contracunetas. También puede recibir la cuneta agua que haya caído sobre la corona de la vía, cuando la pendiente transversal de ésta tenga la inclinación apropiada para ello. En algunas ocasiones se han utilizado cunetas en terraplenes con la función que en otros casos corresponde a los bordillos, ésta solución exige la construcción de lavaderos o bajadas. Ver figuras 28 y 29. (Ref. 24).

Al final de su recorrido las cunetas descargan por lavaderos y bajadas a alcantarillas, cañadas, cauces naturales, etc.

Para el proyecto hidráulico de cunetas se pueden consultar las referencias 26 y 31, y para el proyecto geotécnico las referencias 24, 28, 32, 33 y 34.

Se denominan contracunetas a los canales excavados en el terreno natural o formados con pequeños bordos que se localizan --

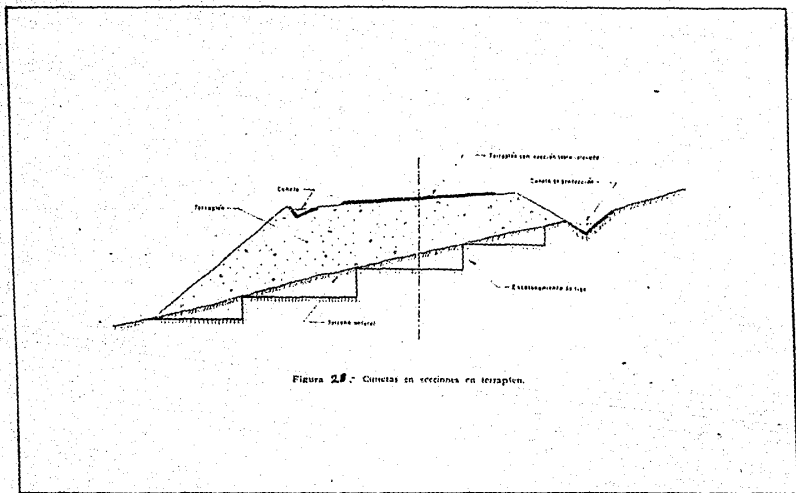


Figura 2.8.- Canchales en secciones en terraplen.

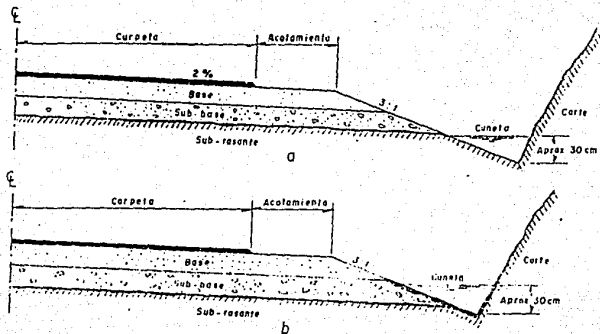


Figura 29 - Disposición más conveniente de la cuneta, respecto al pavimento. Sección en corte, sin solapaje.

aguas arriba de los taludes de los cortes, cerca de éstos, con la finalidad de interceptar el agua superficial que escurre ladera abajo desde mayores alturas, para evitar la erosión del talud y el congestionamiento de las cunetas y la corona de la vía terrestre por el agua y su material de arrastre. La contracuneta debe conducir el agua captada a cañadas o cauces naturales en que existan obras que crucen la vía terrestre, y es normal que para evitar excesivo desarrollo del canal los extremos lleguen a tener pendientes muy considerables, funcionando como auténticos lavaderos. (Reg. 24) (Fig. 30). Las referencias 26 y 31 se pueden consultar para el diseño hidráulico de contracunetas.

Los canales interceptores se construyen con fines de encauzamiento de las aguas superficiales que escurrirían hacia la corona de una vía terrestre, causando en ella erosiones o depósitos inconvenientes. Su construcción es frecuente en escurrimientos por laderas naturales con pendientes hacia la vía o en conexión con las alcantarillas, sea para llevar a su entrada las aguas que han de cruzarlas o para controlar la descarga de las que ya lo han hecho. En el primer caso un canal interceptor funciona en forma análoga a la de una contracuneta, sin embargo, la costumbre reserva la expresión canales interceptores para los que se construyen a distancias relativamente grandes de la vía terrestre y no están específicamente ligados a un corte en particular, sino que defienden un tramo más o menos largo de la vía, independientemente de cual sea la naturaleza de su sección. Ref. 24. Las referencias 26 y 31 se pueden consultar para el estudio hidráulico de los canales interceptores.

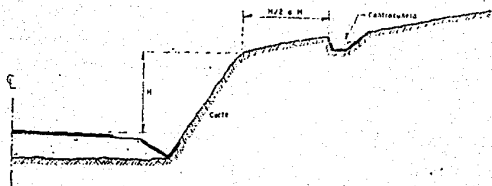


Figura 30. Contratos;

La tabla 19 muestra el criterio usado en la referencia 23 - para clasificar los métodos de drenaje superficial.

Todo lo anterior es en relación al control de las aguas su-  
perficiales, es decir, al agua que no logra infiltrarse al suelo.

La actitud de los ingenieros en relación al agua que se in-  
filtra en el subsuelo y afecta sus obras puede expresarse por --  
uno de los siguientes criterios:

1.- Mantener el agua alejada de las zonas en que puede  
hacer daño.

2.- Controlar el agua que entre a las zonas peligrosas  
por métodos de conducción y eliminación.

El primer criterio es muy difícil de lograr y algunas veces  
solo se logra a costos muy elevados, ejemplos de esto son; Los -  
dentellones, los delantales impermeables, las pantallas de inyec-  
ción, etc.

Los métodos del segundo criterio reciben el nombre de Méto-  
dos de Subdrenaje, en donde se parte de la base de que el agua -  
ha entrado y se trata de encauzarla y eliminarla sin que cause -  
daños, no permitiéndose por ejemplo; el desarrollo de presiones-  
perjudiciales.

En este criterio se encasillan los métodos de subdrenaje que  
se tratan adelante (Ref. 46) a saber; Capas permeables en pavimen-  
tos, Drenes Longitudinales de zanja, Subdrenes interceptores --  
transversales, Drenes de penetración transversal, Pozos de ali-  
vio, Capas permeables profundas con remoción de material, Trin-  
cheras estabilizadoras, Galerías filtrantes.

Las capas permeables en pavimentos son capas de espesor ---

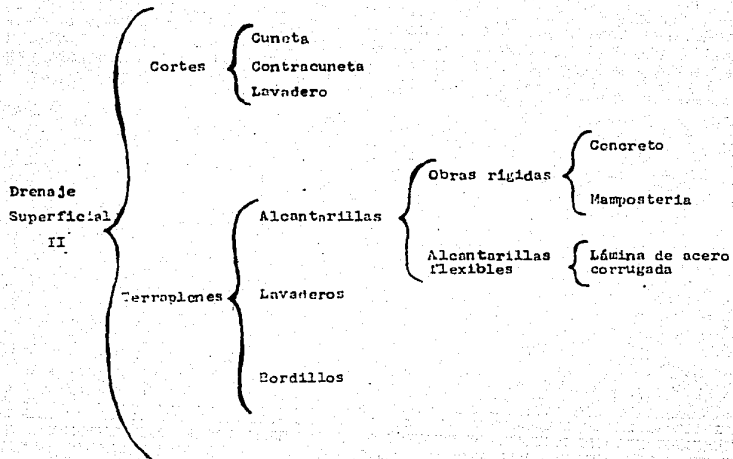


Tabla 19.

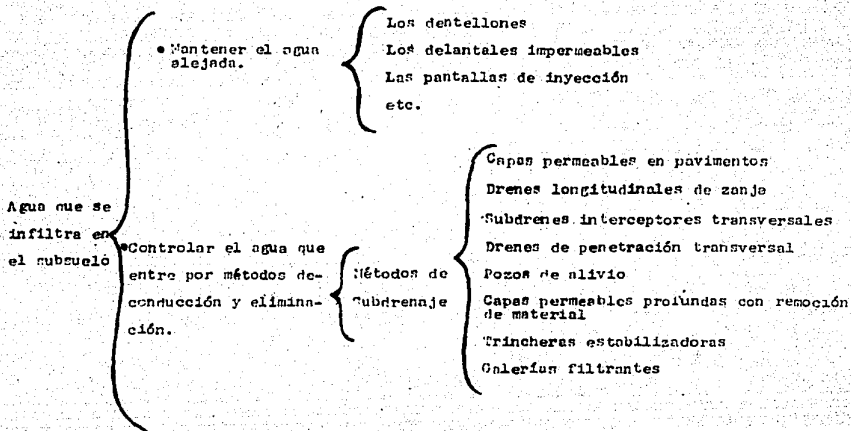
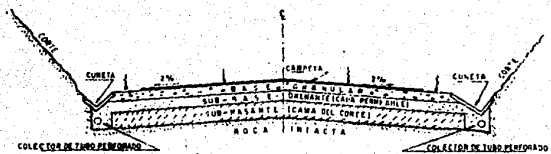


Tabla 20.

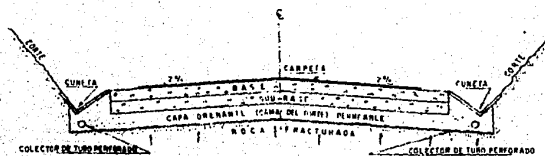


razonable que se colocan abajo de la corona del camino o de la superficie pavimentada y están constituidas por material de filtro, de manera que con ayuda de una pendiente transversal adecuada y de unas correctas instalaciones de salida puedan drenar el agua que se infiltre desde el pavimento, que provenga de los acotamientos de la vía o que ascienda por subpresión procedente de niveles inferiores. Fig.31. Se pueden consultar las referencias 23, 35, 36, 37, 38, 39, 40, 41, 42, 43, 44, 45 y 46 para obtener información acerca del diseño de filtros, y las referencias; 35, 43, 46, 47 y 48 dan información detallada acerca de capas permeables en pavimentos.

En laderas inclinadas o en terrenos ondulados y montañosos es común que el agua subterránea fluya según la inclinación de la superficie, guardando el nivel freático una configuración similar a la del terreno, si bien usualmente menos accidentada. Cuando en tales casos haya de hacerse una excavación profunda para alojar una vía terrestre, como es el caso de los cortes, se producirá un flujo hacia la excavación que tenderá a saturar los taludes y la cama del corte. Este flujo puede ser interceptado por un dren longitudinal de zanja. Fig.32. El efecto del subdren de zanja es en este caso interceptar y eliminar el flujo hacia la cama del corte y, en menor escala, disminuir la zona eventualmente saturada en el talud, por lo que resulta ser en este caso estructuras cuya principal función es la protección de pavimentos, interceptando un flujo de agua. Tienen también otras funciones además de la de interceptar un flujo, como abatir un nivel freático, protegiendo así al pavimento. Fig. 33.



a.- Sub-base utilizada como capa permeable, para interceptar agua proveniente del pavimento.



b.- Sub-rasante utilizada como capa permeable, para interceptar flujo ascendente por sub-presión.

Figura 31 - Capas permeables.

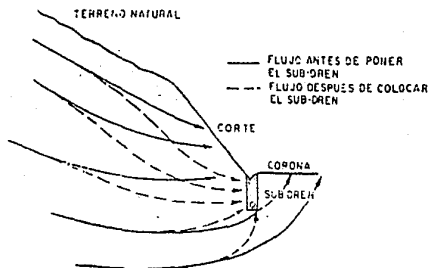


Figura 32.— Flujo hacia el talud y la cama de un corte.

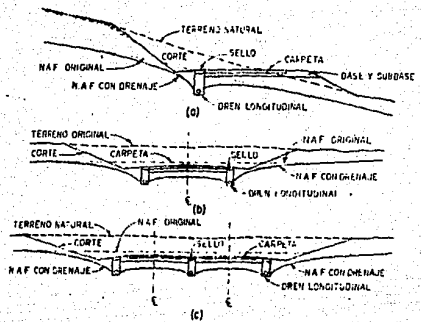


Figura 23 - Caso de uso de drenes longitudinales de zanja para abate el S. A. P.

El subdrén consiste en una zanja de profundidad adecuada -- (de 1.0 a 1.5 m o hasta 4.0 m), provista de un tubo perforado en su fondo y rellena de material filtrante; el agua colectada por el tubo se desaloja por gravedad a algún bajo o cañada en que su descarga sea inofensiva. Fig. 34.

Se pueden consultar las referencias 46, 49, 50 y 51 para estudiar conceptos relacionados con el agua subterránea y las referencias 46 y 48 para saber acerca de drenes longitudinales de zanja.

Los subdrenes interceptores transversales son dispositivos, de drenaje análogos a los subdrenes de zanja pero se distinguen de ellos en la dirección en que se desarrollan, que es normal al eje de la vía. Fig. 35.

Los drenes de penetración transversal (drenes horizontales) son instalaciones de subdrenaje que responden específicamente a la necesidad de abatir del interior de los taludes del corte las presiones generadas por el agua, que sean susceptibles de provocar la falla del corte. Son tubos perforados en toda su periferia que penetran en el terreno natural en dirección transversal al eje de la vía, para captar las aguas internas y abatir sus -- presiones naturales.

Los drenes de penetración transversal tienen por objeto drenar el agua y/o abatir sus presiones de poro en grandes extensiones, mayores de las que puede alcanzar cualquier otro método de subdrenaje. También modifican, usualmente en forma favorable, la dirección de las fuerzas de filtración. Se pueden consultar las referencias; 23, 46, 52, 53, 54, 55, 56 y 57, para profundizar.

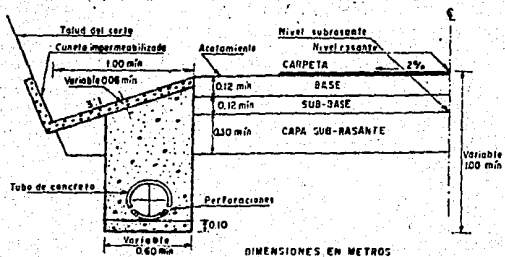


Figura 24. - Sección transversal de un solideo longitudinal de cuneta, según la práctica mexicana. (Secretaría de Obras Públicas.)

DIMENSIONES EN METROS

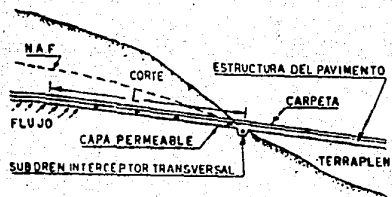


Figura 35.- Subdrén interceptor transversal

zar acerca de los Drenes de penetración transversal. Fig.36 y 37.

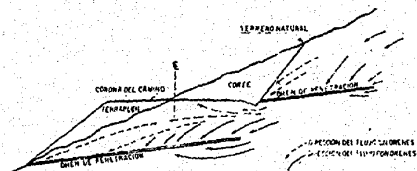
Los pozos de alivio sirven para abatir la presión en el agua existente en capas profundas del subsuelo, a las que no es económico o posible llegar por excavación; no suelen ser muy efectivos desde el punto de vista de eliminar toda el agua contenida por el suelo. Se colocan de forma tal que capten los flujos perjudiciales, o sea ladera arriba de la zona que se desea proteger. Para ampliar lo anterior se pueden consultar las referencias 23, 46 y 55.(Fig. 38 y 39)

Se utilizan capas permeables profundas con remoción de material, es decir; remover totalmente el suelo malo en una faja bajo el camino por construir y en la longitud necesaria, y luego colocar material de filtro (50 cm ó 1 m) con su tubería perforada de captación y un sistema de desfogue y terminar de rellenar con material de buenas características y debidamente compactado, cuando bajo la zona en que se colocará un terraplén existe una capa saturada de suelo de mala calidad y de espesor relativamente pequeño (no más de 3 ó 4 m, espesores mayores hacen que esta solución sea muy cara) y debajo de esa capa hay materiales de mucha mejor calidad. Esta solución también mejora las condiciones del terreno de cimentación (Ref.23 y 46) (Fig.40)

Cuando en una ladera natural existe flujo de agua y está formada por grandes espesores de materiales cuya estabilidad se ve amenazada por él y sobre tal ladera ha de construirse un terraplén, la remoción de todos los materiales malos y su substitución por otros mejores es difícil y antieconómico. Bastará captar el flujo y eliminar el agua en una zona bajo el terraplén de



**Figura 36-** Esquema de la influencia de los abornos transversales de penetración en los cotes de taludes.



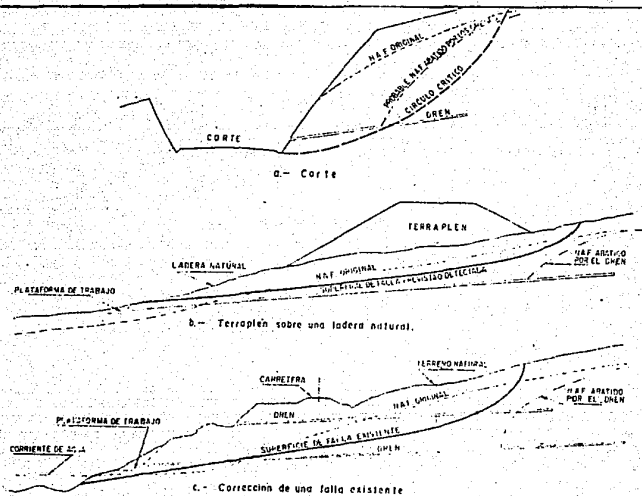


Figura 37.- Casos de la disposición de drenes transversales de penetración.

Figura 38. - Tipos de alivios combinados con diques transversales de penetración.

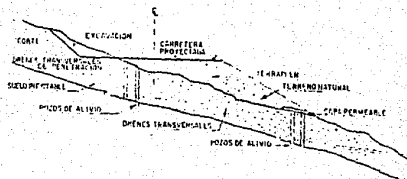
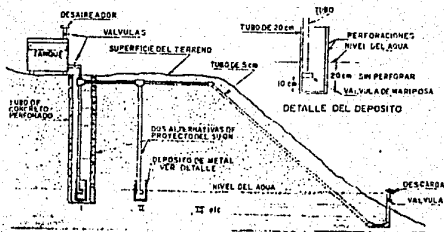
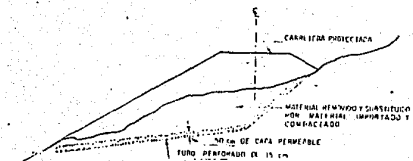


Figura 39 - Sifón para descarga de pozos de agua





NOTA: EN EL EXTREMO DE SALIDA, EL FURO DEBERIA ESTAR PERFORADO

Figura 40 - Retención de material filtrado y colado en el tipo de cifa permeable para reemplazar.

profundidad y ancho suficiente para garantizar la estabilidad local; en la práctica esto se logra drenando las aguas de una zona que abarque aquella por la que podría desarrollarse un círculo de deslizamiento del conjunto formado por el terraplén y su terreno de cimentación. En general, una trinchera estabilizadora es una excavación dotada en su talud aguas arriba de una capa drenante, con espesor comprendido entre 0.50 m y 1.00 m de material de filtro y un sistema de recolección y eliminación de agua en su fondo por una capa de material de filtro del mismo espesor que el primero, dentro de la cual hay una tubería perforada, de 15 ó 20 cm de diámetro o más, si se espera un gran gasto, para conducir el agua captada, conectada a una tubería de desfogue que lleve el agua a donde sea inofensiva. El fondo de la trinchera deberá tener el ancho suficiente para permitir la operación eficiente de equipo de construcción, lo cual se logra con unos 4 m, además de esto los taludes de la excavación deberán ser estables durante la construcción y el material de relleno deberá ser de buena calidad y deberá compactarse adecuadamente por capas. Las trincheras estabilizadoras no sólo funcionan como subdrenaje mejorando las características mecánicas del suelo ladera abajo, y abatiendo las presiones en el agua en una importante zona de influencia ladera arriba, sino que además, el mejoramiento de las características mecánicas del suelo que se substituye en el relleno crea una restricción mecánica a la falla. (Ref.46)

Las referencias 23, 58, 59, 60 y 46 contienen bastante material respecto a trincheras estabilizadoras (Fig.41, 42 y 43).

Cuando el agua subterránea se encuentra a una profundidad -

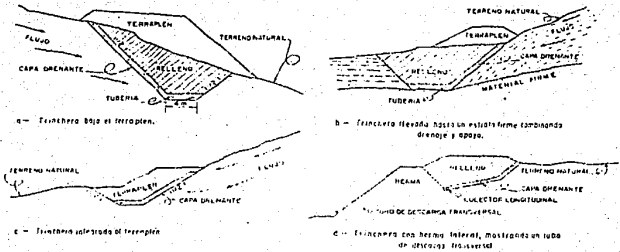
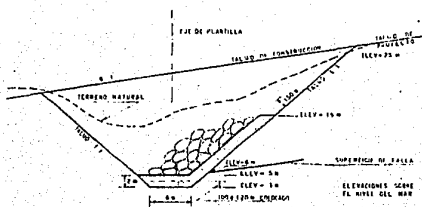


Figura 41.- Tipos de trincheras estabilizadas.



a. - Perfil



b. - Sección de la trinchera

Figura 42. Trinchera de ensucamiento en el km 15 + 050 de la autopista Ixtapa Ensenada, México



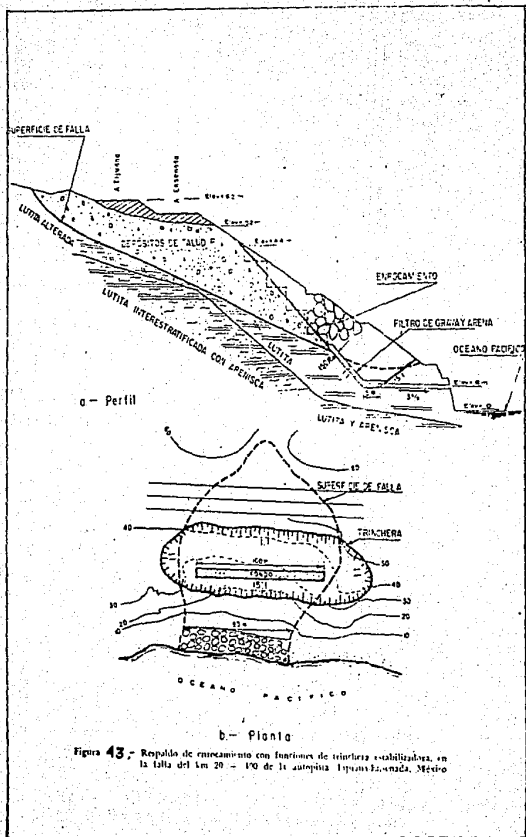


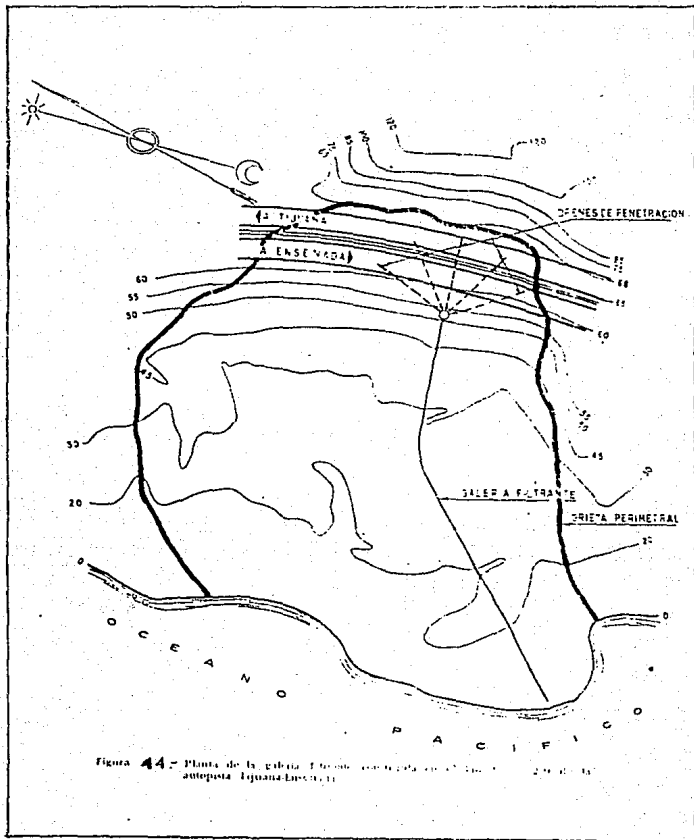
Figura 43.- Repollo de empujamiento con funciones de trincheras estabilizadoras, en la falla del km 20 - 1'0 de la autopista Toluca-San Andrés, México

tal, que sea imposible pensar en llegar a ella por métodos de excavación a cielo abierto y prevalezcan condiciones topográficas que hagan difícil el empleo de drenes transversales, se ha recurrido en ocasiones a la construcción de galerías filtrantes, sobre todo en corrección de problemas en zonas inestables de grandes proporciones; rara vez se construyen como método preventivo.

La galería filtrante es un túnel de sección adecuada para permitir su excavación, localizado en donde se juzgue más eficiente para captar y eliminar las aguas que perjudiquen la estabilidad de un talud o de una ladera natural que se use como terreno de cimentación.

Las técnicas de construcción son las que corresponden a túneles. El revestimiento de la galería debe permitir un efectivo trabajo como dren. Se puede construir con un gran tubo metálico-perforado embebido en material de filtro, pero también se construyen con el revestimiento convencional de concreto, de mampostería o mixto (paredes de mampostería y bóveda de concreto), dejando abundantes huecos, para propiciar la función drenante, pero cuidando de no perjudicar la estructura. Cuando la galería filtrante se desarrolle por debajo de una superficie de falla previamente formada puede aumentarse la capacidad drenante disponiendo tubos perforados en abanico radial, que lleguen hasta la zona fallada. Para tener más información acerca de las galerías filtrantes se pueden consultar las referencias 23, 46, 59, 60. (Fig. 44, 45 y 46).

Las referencias 23 y 46 presentan algunas ideas complementa



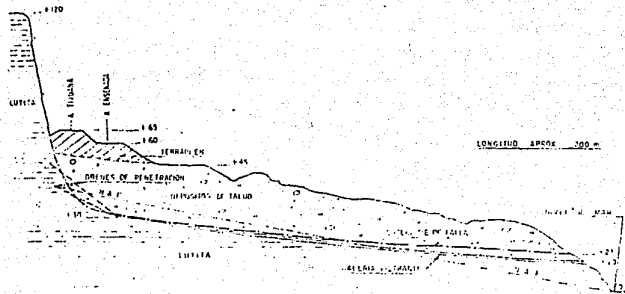
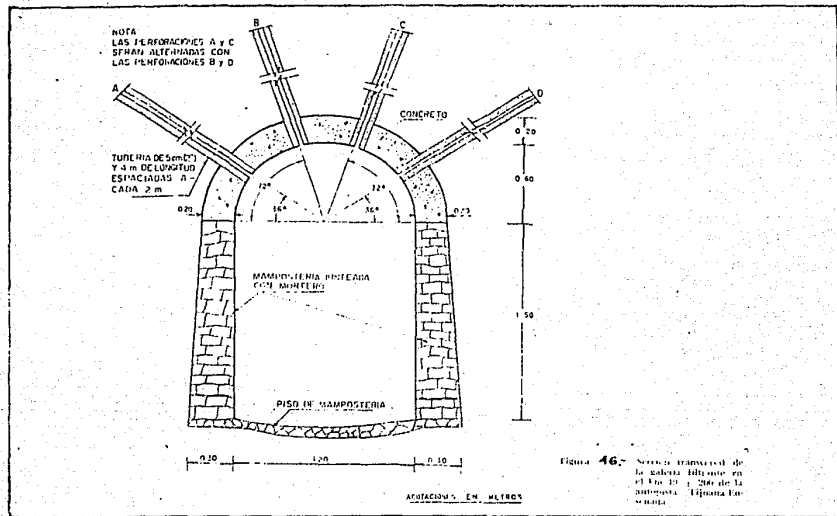


Figura 45.- Perfil de la galeota filtrante del Km 19 - 20 de la autopista Tapana  
1994



rias acerca del subdrenaje en carreteras, aeropistas, vías fe-  
rreas y problemas especiales de subdrenaje.

## Referencias

1. Rico Rodríguez, A. y Del Castillo Mejía, H. La Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres, Carreteras, ferrocarriles y aeropistas. Vol.1 Cap.6 Ed.Limusa, S.A. México, D.F.1974.
2. Highway Research Board. Landslides and Engineering Practice. -- Committee on Landslides Investigation. Ed.por E.B.Beckel. Reporte especial No.29.Washington, D.C.1958.
3. Juárez Badillo, E. y Rico Rodríguez, A. Mecánica de Suelos. Teoría y aplicaciones de la Mecánica de Suelos. Tomo II. Cap.V. Ed.Limusa, S.A. México, D.F.1973.
4. Capper, P.L. y Cassie, W.F. The Mechanics of Engineering Soils. -- Cap.6. E y F.N.Spon 1960.
5. Rutledge, P.C. Resultados de la Investigación sobre Compresión-Triaxial. Publicación original de Waterways experiment station, traducida por R.J.Marsal y M.Mazari en contribuciones de la mecánica de suelos al diseño y construcción de presas de tierra. -- Secretaría de Recursos Hidráulicos. México.1961.
6. Záruba, Q. y Menci, V. Landslides and Their Control. Academia Checoslovaca de Ciencias. Elsevier Ed.Praga y Amsterdam, 1969.
7. Beles A.A. Le Traitement Thermique des Sols. Memoria del IV. Congreso internacional de mecánica de suelos e ingeniería de cimentaciones. Vol.III.Londres, 1957.
8. Ayres, D.J. The Treatment of Unstable Slopes and Railway Track - Formation. Journal Soc. Of. Engineering. No.52.1961.
9. Juárez Badillo, E. y Rico Rodríguez, A. Estabilización de un Deslizamiento de Tierras en el Camino Toluca-Ixtapan de la Sal. Revista Construcción. Agosto-Septiembre, 1962.
10. Tschebotarioff, G.P. Retaining Structures. Cap.5 del libro Foundations engineering. Editado por G.A.Leonards. Mc.Graw-Hill Book -- Co.1962.
11. Hansen, J.B. The Stabilizing Effect of Piles in Clay. Christiani and Nielsen Pst.1953.
12. Mackenzie, T.R. Strength of Deadmen Anchors in Clay. Masters Thesis. Princeton University.1955.
13. Rico Rodríguez, A. y Del Castillo Mejía, H. La Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres, carreteras, ferrocarriles y aeropistas. Vol.2. Cap.15. Ed.Limusa, S.A. México, D.F.1977.
14. Rico Rodríguez, A. y Del Castillo Mejía, H. La Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres. Carreteras, ferrocarriles y aeropistas. Vol.1. Cap.5. Ed.Limusa, S.A. México, D.F.1974.
15. Habib, F. Les Ancrages Metalliques en Terrain Meuble. VII Congreso Internacional de mecánica de suelos e ingeniería de cimentaciones, México, D.F. Sesión especial No.15. Publicación de la Société de diffusion des techniques du batiment et des travaux publiques, Paris, 1969.
16. Bello Maldonado, A.A. Sistemas de Soporte en Excavaciones Subterráneas mediante anclas de fricción. Geosistemas, S.A. (Publicación interna preparada para su presentación en el III Congreso internacional de Mecánica de rocas, Denver, Col., 1974). México, D.F.1974.

17. Jorge, G.R. Le Tirant I.R.P. Reinfectable Special Pour Terrains-Meubles, Karstiques ou a Faibles Caracteristiques Geotechniques. VII Congreso internacional de mecánica de suelos e ingeniería de cimentaciones. Sesión especial No.15, México, D.F. 1969.
18. Sowers, G.B. y Sowers, G.F. Introducción a la Mecánica de Suelos y Cimentaciones. (Trad. J. Menéndez). Cap.10 Ed. Limusa, S.A. México, D.F. 1972.
19. Costa Nunes, J. Anchorage Test in Clays for the Construction of the Sao Paulo Subway. VII Congreso internacional de mecánica de suelos e ingeniería de cimentaciones. Contribución a la sesión especial No.15. México, D.F. 1969.
20. Meri, H. y Adachi, K. Anchorage by an Inflated Cylinder in Soft -- Ground. VII Congreso internacional de mecánica de suelos e ingeniería de cimentaciones. Contribución a la sesión especial -- No.15. México, D.F. 1969.
21. Aguirre, L.M., Sánchez, D. y Zárate, M. Performance Studies of -- the México City International Airport. II International Conference on the structural design of asphalt pavements. University of Michigan. Ann Arbor, Mich. 1967.
22. Marsal, R.J. y Mazari, M. El Subsuelo de la Ciudad de México. Publicación del Instituto de Ingeniería de la UNAM. México, 1959.
23. Juárez Badillo, Eulalio y Rico Rodríguez A. Mecánica de Suelos - Flujo de agua en suelos. Tomo III. Cap.VI. Ed. Limusa, S.A. México, D.F. 1969.
24. Rico Rodríguez, Alfonso y Del Castillo Mejía, Hermilo. La Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres. Carreteras, ferrocarriles y aeropistas. Vol.2. Cap.II. Ed. Limusa, S.A. México, D.F. --- 1977.
25. Caldeira Cabral. Revestimentos Vegetais. Publicación del Laboratorio de ingeniería civil. Lisboa, 1973.
26. Sotelo, G. Drenaje en Carreteras y Aeropuertos. Publicación del Instituto de Ingeniería de la UNAM. (Patrocinada por la Secretaría de Obras Públicas de México). México, D.F. 1971.
27. Dist de Cossio, R. y Siess, C.P. Recomendaciones para el Proyecto de Alcantarillas de Cañón de Concreto Reforzado. Informe técnico al U.S. Army Corps of Engineers. Universidad de Illinois, Urbana, III. 1959. (Trad. por la Secretaría de Obras Públicas de México. Publicación Técnica, 1968).
28. Gómez Cantú, M. y Urquijo, O. Aspectos Generales del Drenaje en -- la Construcción. Construcción de obras complementarias. Ponencia presentada al Seminario de Drenaje de la Secretaría de Obras Públicas, México, D.F. 1970.
29. Escario, J.L. y Escario, V. Caminos. Tomo I. Cap.V. Publicación de la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Madrid, 1960.
30. Linsley, R.K. y Franzini, J.B. Water Resources Engineering. Mc. - Graw Hill Book, Co., Inc. 1964.
31. Springall, R. Drenaje en Cuencas Pequeñas. Publicación del Instituto de Ingeniería de la UNAM. (Patrocinada por la Secretaría de Obras Públicas de México) México, D.F. 1969.



32. Rubio, J., Olivera, F. y Peña, F. Drenaje en Caminos de Mano de --- Obra. Ponencia presentada en el seminario de Drenaje de la Secretaría de Obras Públicas de México. México, D.F. 1973.
33. Bruce, A.G. y Clarkeson, J. Highway Design and Construction. Cap. 6. International Textbook, Co. 1956.
34. Etcharren, R. Manual de Caminos Vecinales. 6a. Parte. Coedición de la Asociación Mexicana de Caminos y de Representaciones y servicios de ingeniería, S.A. México, D.F. 1969.
35. Cederger, H.R. Seepage, Drainage and Flow Nets. Cap. 5. John Wiley and Sons, Inc. 1967.
36. Parker, G.G. Piping, a Geomorphic Agent in Landform development of the Dry-Lands. Pub. No. 65. International Assoc. of Scientific Hydrology, Berkeley, Cal. 1963.
37. Bertram, G.E. An Experimental Investigation of Protective Filters. Harvard Soil Mechanics Series. No. 267. Universidad de --- Harvard, 1940.
38. U.S. Army Corps of Engineers. Investigation of Filter Requirements for Underdrains. Waterways experiment station. Memorandum técnico No. 183-1. Vicksburg, Pa., 1941.
39. Karpoff, K.P. The use of Laboratory Test to Develop Design Criteria for Protective Filters. Proc. A.S.T.M. Vol. 55. 1955.
40. Sheppard, J.L., Woodward, R.J., Gizienski, S.F., y Clevenger, W.A. --- Earth And Earth-Rock Dams. John Wiley and Sons, Inc. 1963.
41. U.S. Army Corps of Engineers. Drainage and Erosion Control-Subsurface Drainage Facilities for Airfields. Parte XIII del Cap. 2. - Engineering Manual, Military Construction. Washington, D.F. 1955.
42. U.S. Bureau of Reclamation. Design of Small Dams. U.S. Government Printing Office. Washington, D.C. 1965.
43. Lovering, W.R., y Cederger, H.R. Structural Section Drainage. Memoria del I Congreso sobre diseño estructural de pavimentos asfálticos. Universidad de Michigan. Ann Arbor, Mich. 1963.
44. Casagrande A., y Shannon, W.L. Base course Drainage for Airport Pavements. Trans. A.S.C.E. Vol. 117. 1952.
45. Smith, T.W., Cederger, H.R., y Reyner, Jr. C.A. Permeable Materials for Highways Drainage. California division of highways. Materials and research department. 1964.
46. Rico Rodríguez, A. y Del Castillo Mejía, R. La Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres. Carreteras, ferrocarriles y aeropistas. Vol. 1. Cap. 7. Ed. Limusa, S.A. México, D.F. 1974.
47. Barber, E.S. Discusión al Artículo: Seepage Requirements of Filters and Previous Bases. Trans. A.S.C.E. Vol. 127. Part. I. 1962.
48. Cederger, H.R. Seepage, Drainage and Flow Nets. Cap. 9. John Wiley and Sons, Inc. 1967.
49. Emmons, W.H., Allison, I.S., Stauffer, C.R., y Thiel, G.A. Geología: Principios y Procesos. Cap. 14. (Trad. Francisco Álvarez Ros). --- Ediciones Castilla. Madrid, 1965.
50. Linsley, R.K., Kohler, M.A., y Paulhus, J.L.H. Hydrology for Engineers. Cap. 6. Mc. Graw-Hill Book Co., Inc. 1958.
51. Spencer, E.W. Geology: A Survey of Earth Science. Thomas Y. Crowell Co. Nueva York, 1966.

52. Cedergren, H.R. Seepage, drainage and flowmets. Cap. 8. John Wiley and Sons, Inc. 1967.
53. Smith, T.W. Notas para un curso presentado en el Laboratorio del Departamento de Carreteras de California. (Procedures, testing -- methods and use of materials for highway purposes. Highway --- Subdrainage). Sacramento, Cal., 1964.
54. California division of highways materials and research department. Slope stability and foundation investigation. Editado por la Universidad de California en Berkeley. 1967.
55. Highway Research Board. Landslides and Engineering Practice. Special report No. 29. Washington, D.C., 1958.
56. Highway Research Board. Construction of Embankments. N.C.H.R.P. Synthesis No. 8. 1971.
57. Smith, T.W., y Stafford, G.V. Horizontal Drains on California --- Highways. Journal ASCE. Soil Mechanics and Foundations Division. Vol. 83, S.M. 3. 1957.
58. Smith, T.W. Groundwater Control for Highways. California Division of Highways. Materials and research department. Sacramento, Cal. -- 1964.
59. Rico, A., Springall, G., Springall, J., Moreno, G., y Mendoza, J.A. - Estabilización de fallas en la Autopista Tijuana-Ensenada. Memoria técnica. Publicación conjunta de la Secretaría de Obras Públicas y de Caminos y Puentes Federales de Ingreso y Servicios Conexos. México, 1973.
60. Rico, A., Springall, G. y Springall, J. Deslizamientos en la Autopista Tijuana-Ensenada. Contribución de la Secretaría de Obras Públicas de México al VIII Congreso Internacional de Mecánica - de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones. México, D.F., 1969.

CAPITULO III

LA TIERRA ARMADA

## CAPITULO III

## LA TIERRA ARMADA

## A.- Introducción.

Fué Henri Vidal quien concibió la idea original de la tierra armada dando cohesión a los materiales granulares con elementos flexibles resistentes, idea que ha evolucionado a través del tiempo, encontrando aplicaciones en la construcción de estructuras de contención y de estribos de puentes. La tecnología actual combina principalmente tres elementos: el material de relleno granular, las armaduras de acero y las escamas de concreto para los paramentos. La primera conferencia sobre tierra armada fué impartida el 14 de marzo de 1965 por Henri Vidal.

El muro Pragnère, construido en 1964, fué la primera estructura de tierra armada. La compañía Reinforced Earth desarrolló importantes investigaciones sobre la tecnología del mencionado método. El inventor realizó una amplia investigación teórica y experimental con modelos de laboratorio a escala reducida. Los primeros avances fundamentales sobre el comportamiento de la tierra armada se realizaron en el citado Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC) (1966). En 1967 se llevaron a cabo las primeras investigaciones tendientes a verificar los métodos empleados para el diseño de muros de tierra armada. Dichos proyectos se realizaron a base de modelos bidimensionales usando cilindros de acero que tomaban el lugar del suelo. (Ref.4).

Al mismo tiempo, los ingenieros del citado laboratorio tomaron parte en un estudio geotécnico efectuado para la construc---

ción de una carretera en un sitio montañoso de la zona de Liza - (al sur de Francia). Preocupados por la construcción de terraplenes altos en taludes compactos e inestables, pensaron que la tierra armada, debido a su flexibilidad, podría proporcionar soluciones interesantes a los problemas específicos del sitio. En 1968 el mencionado laboratorio también efectuó el primer experimento a escala natural en el muro Incervilla. Como resultado, entre 1968 y 1969 se construyeron los primeros muros con un total de paramento exterior de 5,630 m<sup>2</sup>. A pesar de que el empleo de elementos de refuerzo trabajando a la tensión para mejorar la resistencia y la capacidad de carga de los suelos no es reciente, son interesantes los resultados de estudios rigurosos tanto analíticos como experimentales efectuados para la tierra armada. Las referencias 1 y 2 son contribuciones en las que se detalla el uso de la tierra armada y se dan sus principales aplicaciones. La referencia 3 también da alguna información acerca de la tierra armada. La referencia 4 es un documento completo acerca del tema.

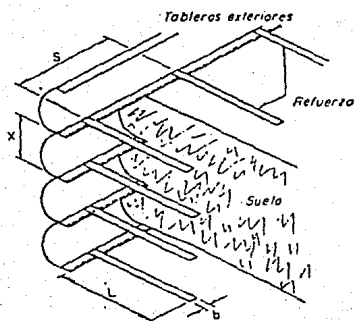


Fig. 47. Concepción del muro de tierra armada de Vidal

### B.- CONCEPTOS BASICOS.

La tierra armada es un material compuesto formado por la -- combinación de refuerzos lineales y un suelo granular prácticamente sin cohesión. Un sistema de tierra armada está constituido por tres elementos: 1) tableros exteriores, 2) tiras de refuerzo y 3) suelo de relleno. (Ref. 4).

El punto clave para la estabilidad de una estructura de --- tierra armada está en la fricción generada entre el suelo y los refuerzos. Una estructura de este tipo bien diseñada y construida, se soporta por sí misma como un cuerpo coherente debido a -- esta fricción, la cual evita que el suelo se desparrame lateralmente en la dirección de los refuerzos. (Ref. 4).

La tierra armada representa una combinación de materiales -- en la cual cada uno de ellos emplea su resistencia intrínseca -- para compensar las carencias del otro. Un suelo granular compactado tiene resistencia a la compresión y al cortante; sin embargo, no puede soportar tensión ni permanecer estable sin confinamiento. Los refuerzos (generalmente de acero) son resistentes a la tensión. (Ref.4).

La fricción generada entre el suelo y los elementos de re-- fuerzo es el fenómeno fundamental de la tierra armada: las fuer-- zas de tensión desarrolladas dentro de la masa se transmiten a -- los refuerzos por medio de la fricción producida en las interfa-- ses. Los refuerzos son puestos a trabajar por las fuerzas de ten-- sión y la masa en conjunto se comporta como si tuviera a lo lar-- go de la dirección de los refuerzos una cohesión proporcional a -- la resistencia a la tensión de dichos refuerzos. (Ref.4).

Todas las mediciones efectuadas en modelos a escala reducida o en prototipos de tierra armada han demostrado que para un cierto refuerzo la fuerza de tensión varía de un extremo al otro del mismo. En el extremo libre del refuerzo esta fuerza de tensión es cero, mientras que en el punto de fijación del refuerzo al tablero exterior, dicha fuerza depende sobre todo de la cantidad de refuerzos por unidad de longitud. Por tanto, si los refuerzos estuviesen muy cercanos entre sí, la tensión en los tableros sería cero y los elementos exteriores no serían necesarios, por otra parte, si los refuerzos están muy separados, las fuerzas de tensión en el punto de fijación pueden resultar muy importantes. Esto señala que los elementos básicos son el suelo y los refuerzos, mientras que el acabado exterior es de menor importancia. Pero los tableros exteriores y las conexiones a los refuerzos deben resistir los esfuerzos inducidos por el equipo de construcción y por la compactación del suelo cerca del paramento. Los tableros exteriores también cumplen con una importante función arquitectónica en muchas de las veces. (Ref. 4).

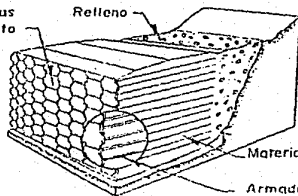
El principio de operación de la tierra armada es lograr que una masa granular que no puede soportar fuerzas de tensión forme un medio coherente debido a la flexibilidad de los refuerzos que sí pueden trabajar a tensión. Se pueden consultar las referencias 5 y 6 para saber acerca de la resistencia movilizada entre el suelo y los refuerzos.

El uso de suelos cohesivos como material de relleno para tierra armada no es aceptado para estructuras permanentes debido



Paramento de escamas  
de concreto

Relleno



Material granular seleccionado

Armaduras de acero

Fig.48: Vista general de un muro de tierra armada

a que la resistencia a la fricción de suelos cohesivos, cuando -  
menos bajo condiciones no drenadas, (que son las más indicadas-  
para analizar las condiciones inmediatamente después de la cons-  
trucción), es baja. Los rellenos de suelo cohesivo puede esperar  
se que tengan un drenaje deficiente y que sean susceptibles a per-  
der resistencia al humedecerse. También son propensos a tener de  
formaciones apreciables por flujo plástico al estar sujetos a es-  
fuerzos permanentes. Por tanto, es de esperarse que en estructu-  
ras de tierra armada con rellenos cohesivos se presenten deforma-  
ciones continuas.

Otro aspecto importante de las estructuras de tierra armada  
estf en su flexibilidad. Pueden soportar deformaciones aprecia--  
bles sin perder su carácter coherente propio, es decir, sin per-  
der su integridad dentro del volúmen comprendido por el suelo --  
reforzado.

La naturaleza flexible de la tierra armada la hace un tipo-  
de construcción adecuado para casos en que se espera cierto asen-  
tamiento de la cimentación o en el caso extremo de que los muros  
de tierra armada se muevan distancias apreciables debido a fallas  
en la cimentación, según Mc. Kittrick (1978) Ref. 4 y 5. En estas  
mismas referencias se recomienda el uso del mejoramiento del sue-  
lo de cimentación con columnas de piedra si se quiere limitar di-  
chas deformaciones para suelos blandos.

Las primeras investigaciones sobre tierra armada se efectua-  
ron con modelos de muros a escala reducida. El Ing. Vidal reali-  
zó muchas pruebas entre 1961 y 1963 con modelos a escala reduci-  
da en los cuales los tableros exteriores y los refuerzos se ha--

cían a base de papel, por lo que dichas pruebas sólo podían proporcionar resultados cualitativos. (Ref.4).

Posteriormente se desarrollaron dos tipos de modelos:

1) Modelos en los que las tiras de refuerzo tenían una resistencia a la tensión uniforme y constante y en los cuales los muros se construían o se cargaban hasta alcanzar la falla. Estos modelos no implicaban ninguna instrumentación especial para las mediciones y eran sencillos. Los primeros ensayos fueron con modelos bidimensionales usando cilindros de acero para simular la tierra y se realizaron en el Laboratoire Central des Fonts et Chaussées, en París por Schlosser y Long (1967). Ref. 7, 8 y 9. Después se emplearon modelos tridimensionales por Bacot (1969), en Lyon. (Ref.10 y 11).

2) Modelos con las mismas características que los anteriores, aunque con algunas de las tiras de refuerzo instrumentadas con "strain gages". Estos modelos fueron tridimensionales. Los primeros modelos de este tipo fueron ensayados por Adams, Lee y Vagneron (1972) en la Universidad de California en Los Angeles, (Ref.12).

Los modelos a escala reducida tienen dos ventajas sobre los experimentos a escala natural:

a) Las pruebas en modelos permiten estudiar el comportamiento de la estructura en la falla, lo cual resulta generalmente imposible en las estructuras reales.

b) Los modelos a escala son rápidos y baratos en comparación con las pruebas al tamaño natural; esto permite estudiar fácilmente la influencia de los diversos parámetros involucra-

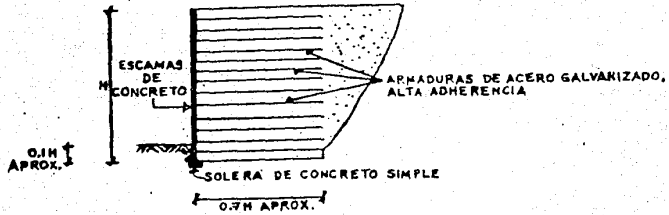


Fig.49.- Corte transversal de un muro de tierra armada.

dos.

Por el contrario, y esto es un inconveniente de este tipo de pruebas, no se conocen las leyes de similitud de los suelos y por tanto, resulta difícil extrapolar los resultados cuantitativos de las pruebas en modelos a las estructuras reales. En la Referencia 13, Mandel (1962) describe las leyes de similitud -- que existen entre el modelo y la estructura real. Se pueden consultar las referencias 4, 10 y 12 para saber acerca de pruebas con modelos a escala reducida.

Algunas diferencias encontradas entre los resultados experimentales de pruebas efectuadas en modelos de laboratorio bi- y tridimensionales y algunos desacuerdos entre los distintos investigadores dió como resultado la realización de pruebas a escala natural en estructuras reales.

Entre 1968 y 1976, el LCPC instrumentó 10 estructuras

El primer experimento a escala natural fuera de Francia se llevó a cabo en California en 1974 en un muro de tierra armada (carretera 38).

Estos experimentos contribuyeron eficazmente al mejor conocimiento del mecanismo de la tierra armada y a la comprensión del comportamiento de los muros reales. (Ref.4).

El LCPC llevó a cabo en 1969 una serie de pruebas triaxiales con especímenes de arena reforzada con placas delgadas de aluminio. Siguiendo este principio, varios investigadores realizaron experimentos similares; Facot y Larcot, 1971. (Ref.11).

Yang y Singh, 1974 (Ref.14), Romstad, et al, 1974 (Ref.15); Hausman, 1976. (Ref.16).

El resultado fundamental fué que la presencia de los refuerzos mejora notablemente las propiedades mecánicas de la arena. En el momento de la falla (causada por la rotura de los refuerzos), la muestra se comporta como si la arena tuviera cierta cohesión, proporcional a la cantidad de refuerzos y a la resistencia a la tensión de estos últimos (Schlosser y Long, 1972) (Ref. 8 y 9) Otro estudio interesante al respecto es el de Madani en 1978 (Ref. 17)..

El principio de la tierra armada estriba en la fricción generada en las interfases suelo-refuerzo. Esta fricción es un fenómeno complejo sobre todo en el caso de estructuras reales donde los refuerzos están formados por elementos lineales.

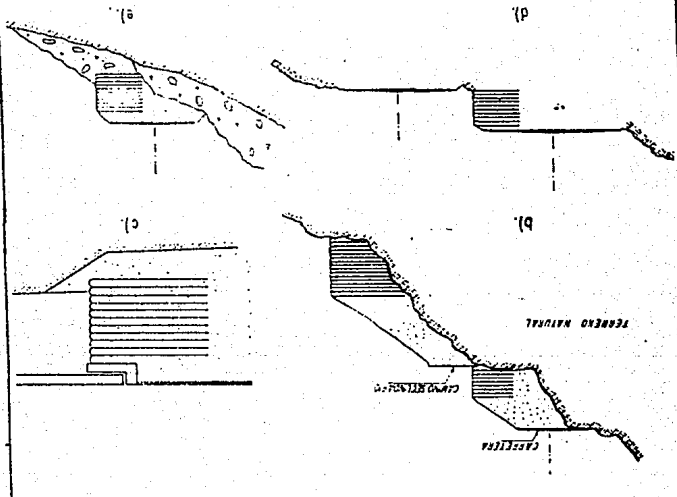
Para determinar el coeficiente de fricción suelo-refuerzo, se han desarrollado varios tipos de ensayos:

1) Pruebas en el aparato de corte directo usando el suelo y el metal de los refuerzos.

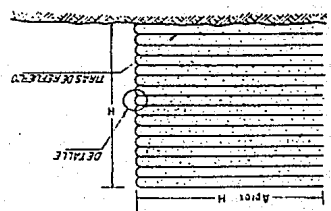
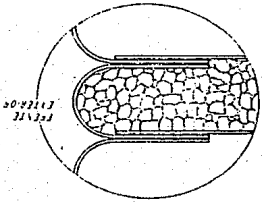
2) Pruebas de resistencia a la extracción con refuerzos colocados ya sea dentro de un terraplén o dentro de un muro de tierra armada.

Durante los primeros años en que se construyeron estructuras de tierra armada, se recomendaba usar únicamente materiales granulares (arenas limpias y gravas). Esta limitación se modificó y las primeras especificaciones establecían como máximo un 15 por ciento en peso de material menor de 80 $\mu$ . De acuerdo a los estudios realizados en el LCFC (Schlosser et al, 1971; Schlosser y Elias, 1978) (Ref. 6, 8 y 9) parece ser que el diámetro de los granos que separan los suelos "friccionantes" de los

Figura 50.- Algunos ejemplos de aplicación de la tierra armada (Refs. 1 y 2).



DETALLE



suelos puramente cohesivos está comprendido entre 10 y 20%. Por tanto, las nuevas especificaciones establecen que el porcentaje de partículas con diámetros menores de 15 $\mu$  en el material de relleno, no debe exceder de 15 por ciento en peso. (Ref. 4).

En la actualidad se están llevando a cabo investigaciones para estudiar la fricción en suelos con un alto porcentaje de material fino, los cuales se acercan bastante a un suelo cohesivo, y se está estudiando la posibilidad de usar estos suelos para estructuras de tierra armada. (Ref. 4).

Una condición granulométrica para que el material cumpla la condición de adherencia es que contenga menos de un 15% en peso de elementos inferiores a 80 micras (tamiz 200) y que el ángulo de fricción interna sea superior o igual a 34° ( $\phi \geq 34^\circ$ ) -- además de  $I_p < 6\%$  (Ref. 4 y 18). Los suelos que contienen más de un 15% de elementos inferiores a 80 micras podrían ser válidos. En estos casos será necesario realizar un ensayo directo de rozamiento tierra-armadura. (según Ref. 18).

La estabilidad de un muro de retención que se construya con tierra armada debe comprender principalmente dos clases de análisis. En primer lugar, el general del elemento como un conjunto, que no será diferente del de un muro convencional del tipo de gravedad. En segundo lugar habrá que hacer un análisis de estabilidad interna, principalmente encaminado a definir la longitud de las tiras de refuerzo y su separación horizontal y vertical para garantizar que no se produzca el deslizamiento del material térreo respecto a las tiras. Además será necesario verificar otros aspectos secundarios, pero muy importantes, tales como el riesgo de corrosión en el caso de tiras metálicas y



- Estudios con vistas a elaborar métodos de diseño .
  - ↓
  - Estudios de modelos bi y tridimensionales Modelos de muros a escala reducida(Vidal, de 1961 a 1963)(Tiras de papel como refuerzo)
  - ↓
  - Modelos que se construyeron o cargaban hasta alcanzar la falla(ninguna instrumentación especial para las mediciones).
  - ↓
  - Mediciones en prototipos construídos. Modelos tridimensionales instrumentando las tiras con strain gages. (Adams, Lee, Vagneron, 1972)(UCLA)
  - ↓
  - Pruebas a escala natural en estructuras reales. (De 1968 a 1976 el LCPC instrumentó 10 estructuras).
  - ↓
  - Pruebas triaxiales con especímenes de arena reforzada con placas delgadas de aluminio (LCPC, Long, Schlosser, 1969).(Bacot y Lareal, 1971)(Yang y Singh, 1974)(Romstad, 1974). (Emswonn, 1976).
- Primeros ensayos con modelos bidimensionales usando cilindros de acero para simular la tierra (LCPC)(Schlosser, Long, 1967).
  - Modelos tridimensionales(Bacot, - 1969)(Lyon).

• Tabla 21 .- Investigaciones en tierra armada .

también el proporcionamiento de algún elemento frontal, que al cubrir la superficie expuesta del muro de retención impida la fuga de la tierra entre las tiras de refuerzo. El drenaje se deberá planear de la misma forma que en los muros, convencionales. (Ref.3).

Hasta ahora se han hecho tres tipos de estudios diferentes en relación con la tierra armada.

1.- Estudios con vistas a elaborar métodos de diseño.  
 2.- Estudios de modelos bidimensionales en el laboratorio. Se trata principalmente de modelos cualitativos y en ellos se estudiaron, sobre todo, los tipos de falla susceptibles de presentarse.

3.- Mediciones en prototipos construidos para resolver problemas específicos. (Ref.3).

De los análisis y estudios anteriores parece concluirse que existe riesgo de que se presente una falla de cualquiera de los tres tipos siguientes:

1.- Una falla en la cual la tierra armada colapsa como un conjunto, sin deformación importante dentro de sí misma. Esta falla puede ocurrir por deslizamiento o volcadura y es análoga a la de un muro de retención convencional que falle por las mismas causas.

2.- Falla por deslizamiento de la tierra en relación a las tiras de armado, acompañada de una desorganización dentro del cuerpo de tierra armada.

3.- Falla por rotura de las tiras de refuerzo. (Ref.3)  
 Las Referencias 1, 2, 3, 4, 19, 20, 21 y 22 se pueden ----

consultar para tener una información amplia acerca de los métodos de análisis y diseño de estructuras de tierra armada.

Las investigaciones fundamentales sobre tierra armada distan mucho de haberse terminado aunque algunos aspectos ya han sido estudiados. Sin pretender un plan ambicioso, los siguientes temas deben ser considerados en investigaciones futuras: -- (Ref.4).

1) Fricción entre suelo y refuerzo y sobre todo fricción en suelos con un alto contenido de material fino.

2) Comportamiento fundamental del material de tierra armada bajo distintos tipos de sollicitaciones y con refuerzos de diferente deformabilidad.

3) Determinación del comportamiento de estructuras reales con base en el conocimiento de las leyes fundamentales que gobiernen el comportamiento de la tierra reforzada. (Ref.4).

Para fomentar el desarrollo de la máxima fricción se ha recurrido al uso de materiales finamente corrugados, en los que se ha observado que fallan a lo largo de superficies ligeramente fuera de la tira, dentro del material friccionante, comportándose éste como solidario de la tira entre las corrugaciones. De esta manera es razonable considerar en este caso un ángulo de fricción igual al de la resistencia del material friccionante. En cambio si la tira es lisa, el valor del ángulo de fricción entre ella y el material friccionante es mucho menor que el anterior. (Ref.3).

Otro punto que ha de definirse con cuidado en el futuro es el de la compactación conveniente al formar una masa de tie-

rra armada. Desde luego un acomodo conveniente aumentará la fricción interna de los rellenos y disminuirá el riesgo de desorganización del conjunto por asentamiento, pero una compactación excesiva podrá entrañar riesgos todavía más graves, pues presiones residuales de compactación podrían deformar mucho el frente del muro o, por lo menos, disminuir seriamente la eficiencia de las tiras de armado, obligándolas a invertir gran parte de su efecto en contrarrestar dichas presiones parásitas. (Ref.3) Se pueden consultar las referencias 23 a la 37 para saber más acerca de la tierra armada.

La tierra armada encuentra abundantes aplicaciones en las zonas de topografía difícil como las carreteras y autopistas de montaña, donde se usa para resolver problemas de estructuras de contención, como en el caso de la autopista franco-española que atraviesa los Pirineos. Se han construido muros de hasta 22 m de altura en laderas muy escarpadas. Debido a su flexibilidad, una estructura de tierra armada puede cimentarse directamente sobre un terraplén artificial. (Ref.4 y 18).

Las obras de tipo urbano, es decir; carreteras y autopistas urbanas, así como conjuntos habitacionales son otro campo de aplicación de la tierra armada. En este tipo de obras se ha elegido esta tecnología por dos razones fundamentales: la rapidez de ejecución de las obras y el aspecto estético de los paramentos. (Ref. 4 y 18).

También se han usado estructuras de tierra armada en carreteras litorales o en carreteras que bordean o cruzan un río y muros inundables. (Ref.4 y 18).

AUTOPISTA BARCELONA - LE PESTHUS  
TRAMO LA JUNQUERA - LE PESTHUS

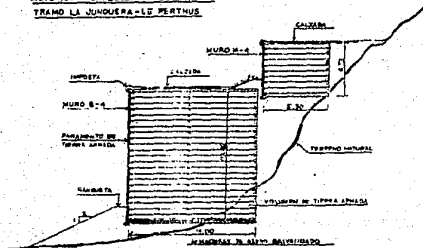


Fig.52.- Utilización en carreteras y autopistas de montaña I..

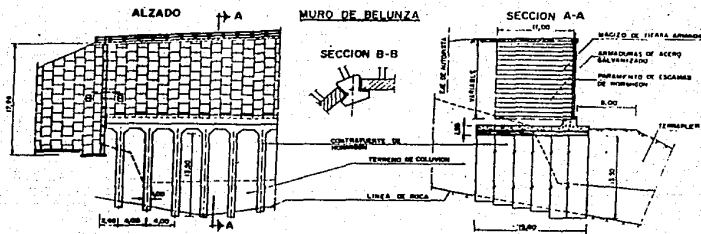


Fig.53.- Utilización en carreteras y autopistas de montaña II.

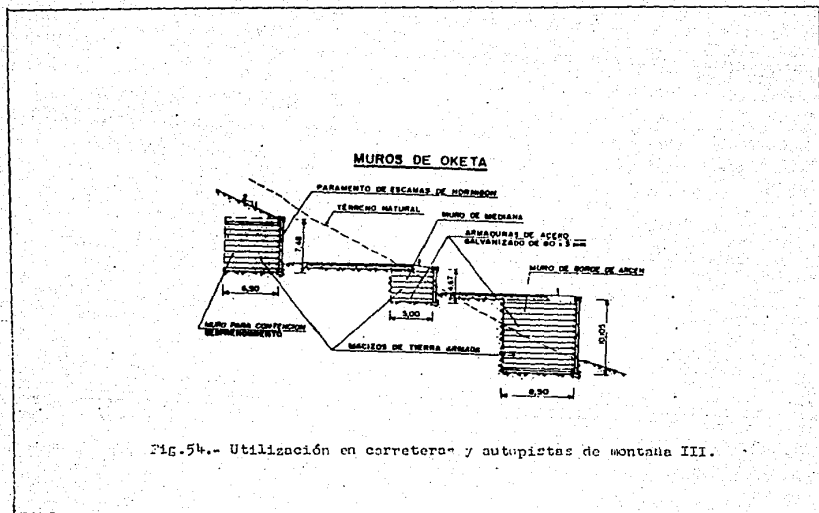


Fig.54.- Utilización en carreteras y autopistas de montaña III.

Se ha usado la tierra armada en estribos de puentes y viaductos en donde el macizo juega un doble papel: soportar directamente la carga vertical del puente y contener el terraplén. Una disposición posible para recoger el derrame de los terraplenes, consiste en prolongar la zona de estribo por una aleta trapezoidal que permite recoger simplemente los cuartos de cono de los terraplenes. El problema de los asentamientos diferenciales entre el estribo y el terraplén de acceso se puede resolver con un estribo de tierra armada que es flexible y se puede decir que tienen un comportamiento gotécnico similar que los terraplenes de acceso. (Ref.4 y 18).

La tierra armada se ha usado también en la construcción de obras viales asociadas a líneas de ferrocarril. (Ref.4 y 18).

La tierra armada permite construir los macizos desde el interior, eliminando los riesgos de accidentes en el contacto con instalaciones, como la de las vías férreas, sobre todo si son electrificadas. (Ref.4 y 18).

Una nueva aplicación de la tierra armada va dirigida a la construcción de casas enterradas en desarrollos urbanísticos de casas sobre una pendiente. La idea consiste en integrar a la casa las estructuras de contención que son necesarias para rectificar la pendiente, logrando integración arquitectónica debido a la estética de sus paramentos prefabricados y a la variedad de efectos arquitectónicos posibles. (Ref.4 y 18).

Si se desea ampliar información acerca de las aplicaciones antes mencionadas se pueden consultar las referencias 4, 18 y 38.



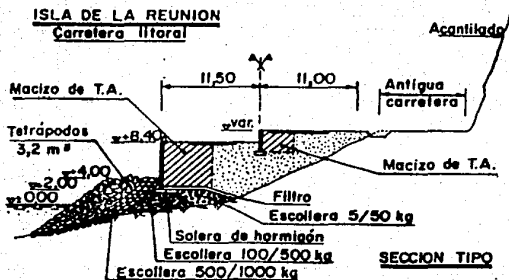


Fig.55.- Utilización en carreteras litorales.

### SECCION TIPO MURO INUNDABLE

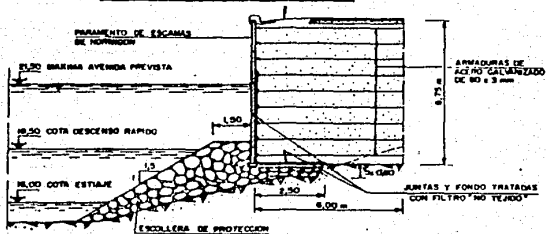


Fig.56.- Utilización para muros inundables.

Algunos usos industriales de la tierra armada pueden ser; - murelones de protección o muros de contención (o protección) a la rricada de tierra armada (fábrica de explosivos Río Tinto de Bilbao), instalaciones militares, petroquímicas, instalaciones nucleog eléctricas, laguna de sedimentación para una planta química en un área bastante reducida, diques secundarios para evitar accidentes en una terminal de gas licuado en Maryland, depósitos de retención, para formar diques de protección de dos tanques y para limitar el área consumida por los taludes en la terminal Valdez del oleoducto de Alaska, para proteger una zona de tanques en una planta de generación eléctrica en Venezuela, almacenaje de sólidos o almacenamiento a granel con fosos en forma de "U" (industria del carbón) (E.E.U.U. y Sudáfrica), estaciones de cribado y trituración y polígonos industriales.

Para ampliar lo anterior consultar las referencias; 4, 10, 38, 39 y 40.

La tierra armada también se puede usar para el control de deslizamientos según asegura la Compañía Tierra Armada, S.A. Comentan que en muchos de estos casos la tierra armada se emplea para crear una masa suficiente para resistir cualquier causa deslizante que pudiera haberse generado después de haber ocurrido la falla. (Ref. 4). Pero no presentan nada para apoyar lo anterior.

Algunas aplicaciones de la tierra armada en México son: uno de los estribos del Puente Coatzacoalcos II en Veracruz, estribo en el Puente Acueducto-Insurgentes de la Ciudad de México, muro de retención urbano en Bosque de Manzanillos, Barques de las Lomas en el D.F., estribo de puente en la prolongación de Reforma,

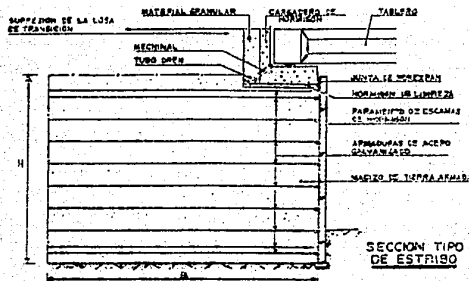


Fig.57.- Utilización para estribos de puentes.

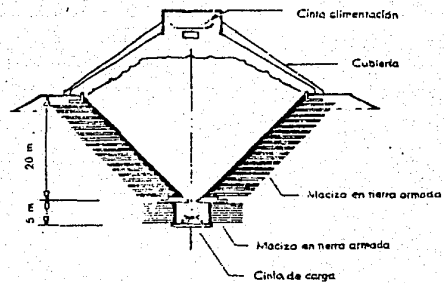


Fig.57.- Utilizaci3n para almacenaje de s3lidos.

INSTALACION DE TRITURADO Y CRIBADO

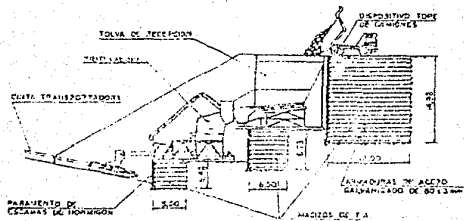


Fig. 59.- Utilización para estaciones de cribado y triturado .

Gómez Farías, D.F., paso a definir el carretera México-Toluca, -- Km 13.5 (Fuente Conafrut) estribo en fuente Lechería, etc. (Ref. 4).

En el dimensionamiento de los macizos, la fricción entre -- terreno y armaduras juega un papel fundamental. Para definir un -- método de diseño y proyecto existían dos opciones: o bien se admitía cualquier tipo de terreno, en cuyo caso había que variar -- el dimensionamiento de las armaduras, o se fijaba como constante de cálculo el rozamiento tierra-armadura y por tanto se imponían condiciones restrictivas en la elección de los materiales de relleno. Se optó por la segunda solución por razones prácticas, -- fundamentalmente para no cambiar el dimensionamiento base de los elementos constituyentes: escamas y armaduras. (Ref.4).

Como resultado de la experimentación, se han llegado a defi -- nir ciertos criterios simplistas para la selección de los rellenos, que se apoyan en la granulometría y en el ángulo de fric -- ción interna del relleno que se va a emplear. Se hace una prime -- ra selección de los terrenos a base de un análisis granulométrico. Si el terreno tiene menos de 15% pasando por la malla No.200 (75 micras), se considera que el relleno es adecuado. Si el mat -- rial disponible no satisface este criterio elemental, conviene -- afinar el conocimiento del relleno y proceder a un análisis --- granulométrico de las partículas que pasan la malla No.200 y medir también el ángulo de fricción interna, que debe ser superior a 25° en prueba de corte directo en condiciones saturadas. Se -- puede verificar que el material tenga un ángulo de fricción ma -- yor de 35° con la humedad óptima Proctor. (Ref.4).

● Se admite cualquier tipo de terreno → Variar el dimensionamiento de las armaduras

● Constante de cálculo, el rozamiento → Condiciones restrictivas en la elección de tierra-armadura. los materiales de relleno. (\*)

(\*) Se opta por esta solución para no cambiar el dimensionamiento base de los elementos constituyentes: escamas y armaduras.

Tabla 22 .- Criterios posibles para el dimensionamiento de tierra armada.



Los criterios en este momento, para duraciones normales de la vida de las obras, de tipo electro-químico necesarios que deben satisfacer los suelos para asegurar un buen comportamiento de las armaduras frente al fenómeno corrosión, son los siguientes: (Ref.4).

- Se ha desarrollado una prueba de medida de la resistividad eléctrica del suelo en estado saturado, lo que involucra un factor de seguridad adicional teniendo en cuenta que, raras veces, tenemos un terraplén completamente saturado. La resistencia debe ser superior o igual a 1000 ohm-cm. Para las obras en contacto con el agua o inundables se eleva la resistencia mínima a 3000 ohm-cm.

- Un segundo criterio se basa en la medición del pH (potencial hidrógeno) de una solución de las sales del suelo. El pH debe quedar comprendido entre 5 y 10.

- Finalmente, se puede medir directamente el contenido de cloruros y de sulfatos eventualmente contenidos en el suelo de relleno. Los contenidos de sales están relacionados con la resistividad. Para las obras secas se considera que el contenido de cloruros tiene que ser inferior a 200 mg/kg de suelo y el de sulfatos menor de 1000 mg/kg de suelo. En el caso de las obras mojadas, estos valores límite se reducen a la mitad. (Ref. 4).

Otra consideración que se ha desarrollado es la noción de sobre-espesor a lo que se ha también llamado "espesor sacrificado", que depende de la duración de la obra y de su situación (mojada o seca, ambiente marítimo o no). En términos generales, -

● Suelo con menos de 15 % de finos ( malla 200 ) → O.K. (\*)

● Suelo con más de 15 % de finos ( malla 200 )

10. Análisis granulométrico de las partículas que pasan la malla 200.

20. Angulo de fricción interna en prueba de corte directo en condiciones saturadas, mayor de 25°.

30. Angulo de fricción interna con la humedad óptima Proctor, mayor de 35°.

y

(\*) Además:

✓ Resistividad, debe ser mayor o igual a 1000 ohm-cm.  
obras inundables, resistividad mayor o igual a 3000 ohm-cm

✓ Potencial hidrógeno, entre 5 y 10 .

✓ Para obras secas, el contenido de cloruros, menor de 200 mg/kg de suelo, y el de sulfatos, menor de 1000 mg/kg de suelo.  
En el caso de obras mojadas, estos valores límite se reducen a la mitad.

Tabla 23.- Criterios para la selección de los rellenos .

es usual duplicar los espesores estrictamente necesarios desde el punto de vista de la estabilidad. (Ref.4).

Para las armaduras se intentó usar las aleaciones de aluminio y el acero inoxidable resultando que no eran convenientes. (Ref.4).

Actualmente, se usa una armadura de mayor espesor (5 mm) -- con corrugaciones para aumentar el coeficiente de rozamiento. La armadura se trata con una galvanización al baño controlada, con depósito mínimo de 70 micras por cada cara. (Ref.4).

Actualmente, en materia de obras marítimas es conveniente sobredimensionar las armaduras de acero galvanizado. (Ref.4).

La galvanización tiene la ventaja de uniformar la corrosión durante los primeros años de vida de un cuerpo metálico enterrado. El fenómeno de corrosión de una pieza metálica enterrada tiene una fase inicial tremendamente rápida. La curva de corrosión-decrece con el tiempo. Progresivamente se presenta una autoprotección del cuerpo metálico. Lo que es realmente importante es poder asegurar la protección durante la primera fase. Se ha demostrado que el mejor sistema es todavía la galvanización debido al funcionamiento del puente galvánico que permite asegurar la uniformidad de la corrosión en toda la armadura. (Ref.4).

El desarrollo de la petroquímica mundial actual aportará -- una solución al problema de las armaduras con la utilización de los plásticos. Sin embargo no se tiene ninguna garantía por parte de los fabricantes de plásticos sobre la durabilidad real y el comportamiento de estos, no por la destrucción eventual de los plásticos si no por el cambio de las características de estos

materiales con el tiempo, pues se puede aumentar la fragilidad de las armaduras. Para obras provisionales de uno o dos años, esto no tiene mayor importancia, pero para las obras que normalmente se construyen implican tal responsabilidad que en la actualidad es un riesgo que no se puede aceptar. (Ref.4) Se puede consultar la referencia 37 para documentarse acerca del uso de geotextiles en la tierra armada.

Para la fabricación de las escamas del paramento exterior, se usan moldes metálicos, los cuales dan un buen acabado. Este acabado puede ser en ocasiones especial, a base de motivos arquitectónicos. El colado de las escamas se hace en forma continua y cada molde puede producir dos escamas por día; por tanto, la producción de las escamas es función del número de moldes disponibles. Estos moldes pueden transportarse fácilmente. Las escamas, después de coladas, quedan con los arranques expuestos. Estos arranques sirven para conectar las armaduras que a su vez están formadas por elementos galvanizados que se fijan con un tornillo galvanizado de alta resistencia de 13 mm de diámetro. Las escamas tienen un peso aproximado de 1 tonelada cada una, y se manejan mediante estribos que permiten moverlas fácilmente en la planta. (Ref.4).

Durante su transporte se colocan sobre unos polines para evitar que se lastimen los arranques. Se pueden estibar fácilmente hasta cinco escamas en la plataforma de un camión. (Ref.4).

Para el desplante del paramento de tierra armada, se utiliza una cadena (solera de desplante) de 15 X 35 cm de sección transversal, sin ningún armado. Es de concreto simple y su función

básica es lograr una superficie horizontal y un alineamiento perfecto para la colocación de las primeras escamas. La cadena no recibe el peso de las escamas, ya que éstas están soportadas por las armaduras. La cadena solamente tiene la función de permitir arrancar perfectamente derecha y a nivel, la primera hilera de escamas. Las escamas se van colocando en forma alterna, es decir, primero se pone una media escama abajo y luego una escama entera, con objeto de que el nivel de arranque de una escama, coincida con el nivel inferior de la otra escama. Entre escama y escama se instala una junta de corcho, la cual permite que el paramento tenga cierta flexibilidad. Verticalmente, se coloca una junta de poliuretano para permitir la salida del agua. En esta forma se consigue un metro lineal de dren por metro cuadrado de escama o paramento aproximadamente. (Ref.4).

El operador utiliza un escantillón para fijar exactamente la distancia entre dos escamas. Las escamas tienen de un lado un tubo ahogado dentro de la misma escama y del lado opuesto llevan una barra de acero galvanizado para formar un acoplamiento entre escamas contiguas, ya que no se emplea mortero. Las escamas tienen así libertad de movimiento ya que la tierra armada es un material flexible y el paramento debe seguir sin deformaciones. Al colocar la primera hilera, como no se tiene todavía el soporte del relleno con las armaduras en la parte interior, las escamas se sostienen con pequeños puntales o polines que sólo son necesarios para esta primera hilera. Conforme avanza la colocación del relleno en la parte interior, las mismas armaduras van sosteniendo las escamas, y con unos pequeños sargentos formados por

un tornillo y dos tablas, se soporta una escama con las vecinas, hasta que las armaduras colocadas desarrollan la fuerza necesaria por fricción interior para sostener las escamas. (Ref.4).

Las armaduras se entregan en la obra y se van colocando una por una. La colocación de las mismas no implica ningún costo adicional al del relleno normal. Este se coloca por horizontes de 75 cm, lo que permite compactar el relleno en dos capas de 37.5-cm entre armaduras. Esta compactación del relleno no es estrictamente necesaria para el funcionamiento de la tierra armada, ya que el grado de la compactación es función del uso general que se le vaya a dar al macizo. Es decir, si se va a tener una carga muy fuerte en la parte superior del macizo, la compactación deberá ser suficiente para soportar esa carga, pero si no hay sobrecarga y se pueden aceptar asentamientos y movimientos diferenciales, puede inclusive no compactarse. (Ref.4).

Ya estando colocadas las armaduras, se puede transitar sobre ellas con cualquier vehículo de llantas de hule para ir transportando y colocando el material de relleno en capas de 37.5 cm. Las armaduras que se van colocando soportan las escamas, es decir que, al colocar una capa de armaduras, se compactan sobre ella 37.5 cm de relleno y en esta forma se sostiene la escama para colocar enseguida otra hilera de escamas y seguir con otra capa compactada de 37.5 cm. Esta secuencia con alturas alternadas de escamas, permite una gran velocidad de ejecución. (Ref.4)

Tierra Armada de México, no es contratista. Su función es entregar exclusivamente ingeniería, asesoría técnica y suministro de elementos, así como supervisión durante su construcción.

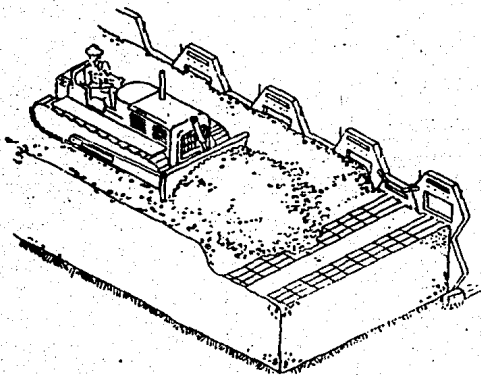
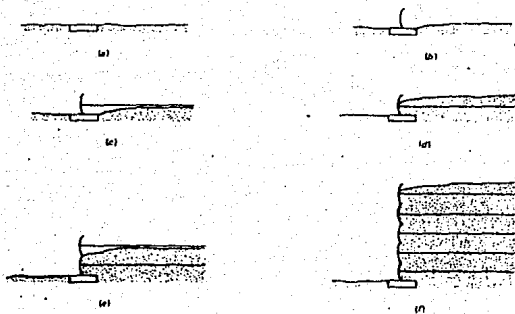


Fig.60.- Secuencia de construcción.

La tierra armada es un material patentado. Tierra Armada es una marca registrada. (Ref.4 y 18). Las referencias 4 y 41 contienen información referente a la construcción de macizos de tierra armada y de los procedimientos de construcción de éstos.

Los Ingenieros de la Compañía Tierra Armada, S.A. señalan que con el fin de lograr un sistema que pueda proporcionar la resistencia suficiente ante empujes laterales generados por un problema de estabilidad de taludes se han usado con éxito en algunas partes del mundo macizos de tierra armada (Ref.4). Comentan que en muchos de estos casos la tierra armada se empleó para crear una masa que resistiera cualquier cuña deslizando que pudiera haberse generado después de haber ocurrido las fallas (Ref.4), también aseguran que la tierra armada por su gran drenabilidad puede contribuir a la estabilización de laderas al límite del equilibrio (Ref.18). Los casos a los que se refieren están incluidos más adelante, pero se debe señalar que no presentan ninguna figura, ni fotografía, ni comentan nada respecto a los detalles de instalación del macizo para los casos presentados. Consultando a los Ingenieros de Tierra Armada, S.A. nos señalan que ellos no conocen personalmente un caso de estos y que ignoran los detalles de instalación para este caso tan especial, ya que nunca se ha usado en México la tierra armada para tal fin, y que inclusive, nunca se ha tomado en cuenta como alternativa en ningún problema de estabilidad de taludes.

Es necesario dejar bien establecido que no es posible construir un macizo de tierra armada al pie de un talud con el fin de proporcionar la resistencia suficiente ante empujes laterales



sin evitar que las operaciones de construcción del macizo no sólo induzcan un aumento de la velocidad del deslizamiento sino que precipiten una falla súbita y total del talud, ya que el volumen de la excavación para su cimentación es considerable, problema -- que no se soluciona excavando y construyendo por etapas alternadas a lo largo del desarrollo del macizo. Este problema también -- lo padecen los muros de retención, lo que hace conveniente el --- limitar nuestro análisis comparativo al caso de muros de reten-- ción y tierra armada como métodos de contención de caídos en ta-- ludes y usados exclusivamente como métodos preventivos.

Se presentan a continuación los casos reportados por la --- . Compañía Tierra Armada, S.A. en los que se utiliza la tierra arma-- da como método para el control de deslizamientos en taludes, pero se deberá tener siempre en mente los comentarios hechos anterior-- mente.

Los ingenieros del "Laboratoire Central des Ponts et Chaus-- sées"(LCPC), tomaron parte en un estudio geotécnico efectuado para la construcción de una carretera en un sitio montañoso de la zona de Niza (al sur de Francia). Preocupados por la construcción de ter-- raplenes altos en taludes compactos e inestables pensaron que -- la tierra armada, debido a su flexibilidad podría proporcionar so-- luciones interesantes a los problemas específicos del sitio. (Ref. 4).

En una carretera en construcción en West Virginia, los proyec-- tistas de un terraplén del orden de 48 m de altura no habían to-- mado en cuenta la resistencia al corte relativamente baja del ---

material arcilloso compactado disponible en el sitio. Cuando el terraplén alcanzó del orden de  $2/3$  de la altura total, mostró evidencias claras de inestabilidad. Por tanto, el propietario tenía que escoger entre importar material adecuado que pudiera compactarse hasta alcanzar resistencia suficiente colocándose con un talud  $2:1$  por limitaciones de espacio, o seleccionar otro método. Se propuso una solución a base de tierra armada. Se removió el material débil hasta llegar a la roca (una lutita) y se construyó un pequeño terraplén de enrocamiento junto con una estructura inferior de tierra armada en la parte inferior, seguida por un talud y una estructura superior de tierra armada. Es interesante hacer notar que esta estructura resultó más económica que la construcción original. (Ref.4).

Otra obra en la que se realizó la estabilización de un deslizamiento fué en el estado noroccidental de Washington. El terraplén original había deslizado en la interfase entre la roca subyacente y los suelos aluviales superficiales. El problema era el desarrollar un sistema que pudiera proporcionar la resistencia suficiente ante los empujes laterales. La solución adoptada fué una estructura inferior de tierra armada a manera de contrafuerte, cuyas dimensiones eran mucho mayores que las que serían necesarias para un simple cambio de nivel, seguido por un talud inclinado y una estructura menor en la corona, que tuviera en conjunto dimensiones más convencionales, para poder alcanzar dentro del espacio disponible, la elevación de proyecto. El problema principal en esta construcción era sin embargo la excavación que tenía que hacerse para poder implantar la estruc-

tura menor. Se temía que la excavación pudiera inducir un nuevo deslizamiento. El procedimiento constructivo adoptado incluyó el abatimiento del nivel freático para disipar la alta presión hidrostática por medio de pozos punta\*, la excavación parcial a lo largo del desarrollo del muro inferior y la construcción parcial del muro en incrementos, en forma tal que la parte inferior de la excavación estuviera soportada durante la construcción. Esto se consiguió a pesar de que el talud trasero se movió entre 15- y 17 cm durante la construcción y aparecieron algunas grietas importantes. (Ref.4).

Otro caso de estabilización de deslizamientos se tuvo en una línea ferroviaria en Tennessee, por la cual generalmente se transporta carbón entre las minas de los Montes Apalaches y las plantas termoeléctricas. Se había tratado de emplear varios métodos, entre ellos el de muros enhuacalados, aunque infructuosamente, para estabilizar los deslizamientos. La solución convencional durante el mantenimiento de carreteras o vías férreas consiste en colocar a volteo material sobre el deslizamiento esperando que se quede estable, lo cual empeoró la situación. El deslizamiento era causado por una capa débil en la interfase entre la roca subyacente y el suelo por encima, agravándose el problema por el flujo de agua y la presencia de un manantial en esta zona en particular. Por tanto, se definió un procedimiento de excavación en el cual los rieles primero se corrieron hasta una posición en el lado derecho del deslizamiento, en lo que llamamos cambio de posición, procediéndose a hacer la excavación y colocando un delantal permeable en la base para disipar las presiones

\* pozos punta =well point

nes que se pudieran generar y para desalojar el agua del Manantial; finalmente, se construyó el pie, lo que realmente constituyó un contrafuerte de tierra armada. Un aspecto interesante de esta solución fué que el ferrocarril no dejó de operar durante todo el proceso de reconstrucción, que se llevó exactamente dos semanas y media. (Ref.4).

No presenta la Compañía Tierra Armada, S.A. ninguna figura, ni fotografía, ni comentan nada respecto a los detalles de instalación del macizo como apoyo a lo aseverado en cada uno de los problemas presentados anteriormente, lo que hace que no quede claro de que manera aplicaron cada solución.

Los macizos sobre laderas pueden llegar a tener un estado eventual de saturación debido a aportaciones fuertes de agua en la parte alta del macizo. Si la obra corta una depresión, que de acuerdo con los estudios hidrogeológicos puede ser una zona de aportación de agua, requerirá una obra hidráulica adecuadamente dimensionada que permita canalizar este flujo. Los muros a media ladera pueden recibir, desde la parte alta de la ladera, una aportación significativa de agua. Normalmente, es en esas zonas donde se crean inestabilidades geotécnicas, sean deslizamientos, movimientos de laderas, etc. Se debe insistir mucho sobre la concepción del drenaje exterior del macizo de tierra armada implantado en una depresión, a medio o sobre, una ladera, para evitar la generación de una carga hidrostática, contando con un excelente estudio y una excelente realización del drenaje exterior.

## Referencins

1. Schollosser, F., y Vidal, H. La Terre Armée. Bulletin de Liaison -- des Laboratoires Routiers Ponts et Chaussées. No. 41. 1969, Nov. -- Paris, France.
2. Vidal, H. La Terre Armée. Annales de L'Institut Technique du Bati- ment et des Travaux Publics. No. 259-260. 1969.
3. Rico Rodríguez, A y Del Castillo Mejía, H. La Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres. Carreteras, ferrocarriles y aeropistas. -- Vol. 1. Cap. 5. Ed. Limusa, S.A., México, D.F., 1974.
4. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos. Tierra Armada. Simposio Internacional, Julio 1980, México, D.F., 1983.
5. Mc.Kittrick, D.P. Reinforced Earth: Application of Theory and --- Research to Practice. Reinforced Earth Technical Series Report. 79-1, Reinforced Earth Co., Washington, D.C. 1978.
6. Schollosser, F. and Juran, I. Paramètres de Calcul des Sols Artifi- ciellement Améliorés, Proceedings European Conference on Soil - Mechanics and Foundation Engineering, Brighton, England. 1980.
7. Schollosser, F. and Long, N.T. Comportement de la Terre Armée à l' Appareil Triaxial. Rapport D'Activité du Laboratoire Central -- des Ponts et Chaussées, Paris, France, Année 1969.
8. Schollosser, F. and Long, N.T. Le principe de la Terre Armée-Dimen- sion-Nement des Ouvrages en Terre Armée. Laboratoire Central -- des Ponts et Chaussées et Ecole Nationale des Ponts et Chaussées Paris, France. 1974.
9. Schollosser, F. and Long, N.T. Recent French Research on Reinforced- Earth. Journal of The Construction Division, A.S.C.E., Sept. pp. 223
10. Bacot, J. Etude de la Rupture de Massifs en Terre Armée. Rapport interne I.N.S.A., Juin, Lyon, France. 1970.
11. Lee, K.L., Adams, B.D. and Vagneron, J.J. Report to the National -- Science Foundation. University of California, April, Los Angeles, California, USA. 1972.
12. Bacot, J. Etude Théorique et Expérimentale de Soutènement Réali- sée en Terre Armée. Thèse de docteur-ingenieur, Université Clau de Bernard, Juin, Lyon, France. 1947.
13. Mandel, J. Essais Sur Modèles Réduits en Mécanique des Terrains- Etude des Conditions de Similitude. Revue de l'Industrie Minéra le, Sept., France. 1962.
14. Yang, Z. and Singh, A.A. proposed Mechanism of Reinforced Earth. -- Symposium on Reinforced Earth, A.S.C.E. National Water Resour- ces Meeting, January, Los Angeles, U.S.A. 1974.
15. Romstad, K., Hermann, I. and Shen, C.F. Integrated Study of Reinfor- ced Earth. Journal of the Geotechnical Engineering Division. A.S. C.E., May, pp. 457-471. USA. 1976.
16. Hausman, M. Strength of Reinforced Soil. Proc. 8 th Australian --- Road Research Board Conference, Perth, Australia. 1976.
17. Madani, C. Comportement de la Terre Armée à l'Appareil Triaxial. -- Thèse, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris, France. 1978.
18. Tierra Armada, S.A. La Tierra Armada. Teoría, Tecnología, Aplica- ciones. Gráficos Eco, S.A. España, Madrid, 1981.

19. Juren, I. and Schlosser, F. Theoretical Analysis of Fairule in -- Reinforced Earth Structures. Proc. Symposium on Earth Reinforcement A.S.C.E. National Convention, April, Pittsburgh, USA. 1978.
20. Santini, C. Etude Photoélastique d'un Modèle bidimensionnel de mur en Terre Armée. Rapports Internes, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris, France. 1970-1973.
21. Richardson, G.N. and Lee, K.L. Seismic design of Reinforced Earth Walls. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE., -- New York, Vol. 101, No. GT2, PP.167-188, 1975.
22. Richardson, G.N. Earthquake Resistant Reinforced Earth Walls. Proceedings of The ASCE Symposium on Earth Reinforcement, Pittsburgh April, pp. 664-684. 1978.
23. Baguerlin, F. and Bustamante, M. Conception et étude de la Stabilité des ouvrages en Terre Armée. Autoroute de Menton, Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées, spécial R., Dec., Paris, France. 1971.
24. Behnia, G. Etude des Voutes en Terre Armée, rapport de recherches du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, No. 26, Fév., -- Paris, France. 1972.
25. Guegan, Y. and Legear, G. Etude en Laboratoire de la Terre Armée -- en modèles réduits bidimensionnels. Rapport interne du laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris, France. 1968.
26. Schlosser, F., Mandagan, B. and Ricard, A. Comportement de Graves Argileuses Artificielles. Journées nationales du Comité Français de Mécanique des Sols et des Travaux de Fondations, Mai., -- Paris, France. 1972.
27. Vidal, H. La Terre Armée. Diffusion Restreinte, Paris, France, 1963.
28. Vidal, H. La Terre Armée, un nouveau Matériau Pour les Travaux Publics. Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, Juillet-Aout, No. 223-224, France. 1966.
29. American Society of Civil Engineers. Soil Improvement: History, Capabilities, and Outlook. Report of the Committee on Placement and Improvement of Soils, 182 pp. 1978.
30. American Society of Civil Engineers. Proceedings of the Symposium on Earth Reinforcement. Pittsburgh, April 27, 1978.
31. Ecole Nationale des Ponts et Chaussées-Laboratoire Central des Ponts et Chaussées. Proceedings of the Colloque International -- Sur le Renforcement des Sols. Paris, France. 1979.
32. Hausmann, M.R. and Lee, K.L. Rigid model Wall with Soil Reinforcement. Proc. ASCE, Symposium on Earth Reinforcement, Pittsburgh, -- April, pp. 400-427. 1978.
33. Mitchell, J.K. In place Improvement of Unstable Soils. Continuing Education in Engineering, University Extension, and the College of Engineering, University of California, Berkeley, Course in advances in Earthquake Engineering, June 16-10. 1980.
34. Vidal, H. La Terre Armée. Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, Paris, Nos. 223-224, July-August. -- 1966, pp. 889-938.
35. Comisión Federal de Electricidad, Instituto de Investigaciones -- Eléctricas. Manual de diseño de Obras Civiles: Geotecnia: B.2.3. -- Estructuras de Tierras. Mexico, Ediciones del Sector Eléctrico, -- 1983, 92 pp.

36. Ministere des Transports, Direction Generale des Transports Interieurs, Direction des Routes et de la Circulation Routiere. Les Ouvrages en Terre Armée: Recomendations et règles de l'art. Paris, France. LGPC, 1979, 190pp.
37. Koerner, Robert. M. Construction and Geotechnical Methods in Foundation Engineering. Series in Construction Engineering and Project Management, Cap. 3 y 7. Mc.Graw-Hill, 1984.
38. The Reinforced Earth Company. Reinforced Earth/Terre Armée, Applications. Folleto en Inglés/Francés.
39. Reinforced Earth. Industrial Applications. Technical note No.1, - May. 1977.
40. Terre Armée. Terminal Méthanier, Montoir-de Bretagne. 1973.
41. Tierra Armada. La Tierra Armada: Instrucciones de Montaje, folleto, notas técnicas, 1977.

C A P I T U L O   I V  
A N A L I S I S   C O M P A R A T I V O



## CAPITULO IV

## ANALISIS COMPARATIVO

Se han desarrollado varios tipos de refuerzo de suelo para aplicaciones geotécnicas. Las características esenciales de estos métodos se presentan en la tabla 24 y sus aplicaciones se resumen en la tabla 25 (Ref.1).

La tierra armada es un sistema constructivo que consta de capas alternadas de relleno compactado y de tiras de refuerzo a la tensión. La construcción resultante es una estructura coherente tipo gravedad que se puede emplear en cualquiera de las aplicaciones mencionadas en partes anteriores. (Ref.1).

Las banderillas están formadas por una serie de varillas de refuerzo que se inyectan dentro del suelo que se va a estabilizar. Un ejemplo ilustrativo del sistema de banderillas para soportar un talud excavado se muestra en la fig.01. (Ref.1).

Los micropilotes son pilotes de pequeño diámetro (100 a 150 mm) de concreto colado en el lugar que tienen generalmente una varilla de refuerzo colada en el centro. Se instalan en grupo, y los pilotes individuales se construyen tanto en posición vertical como inclinados. Se pueden usar como apoyo de estructuras y para estabilizar el suelo alrededor contra movimientos y pérdida de equilibrio. (Ref.1).

Las columnas de piedra son columnas compactadas de grava o roca triturada que se colocan en suelos blandos. Los diámetros están generalmente comprendidos entre 0.6 y 1.0 m. Proporcionan apoyo vertical a las superestructuras o a terraplenes y funcio-

Tabla 24—Tipos de refuerzo de suelos

Tipo de refuerzo Trabaja principal del refuerzo	Flecha arriba	Ranuras laterales	Hijas- perforadas	Columnas de piedra	Píctos resolvidos en el suelo
A tensión	•	•	•		
A compresión			•	•	•
Por corte		•	(*)	•	•
Por flexión			•		

[Adaptado de Schleier y Juran, 1940]  
(Refs. 1 y 2).

Tabla 25: Aplicaciones del refuerzo de suelos

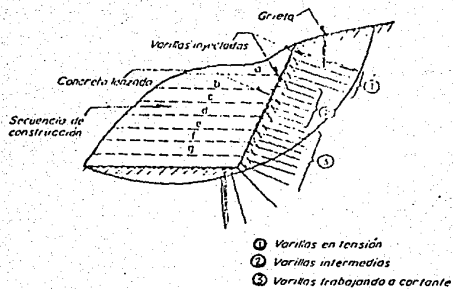
Tipo de refuerzo	Forma asociada	Condiciones	Alcance práctico	Costos de prueba	Pérfosos recomendados en el campo
Cargas de carga	*		***	***	***
Liquidación	***	***	*	*	
Reducción de asentamientos	*		**	***	***
Aumento de la capacidad de asentamiento				**	

\*\*\*

Aplicación principal

\*\* útil

Aplicación secundaria (Refr. 1 y 2).



**Fig. 61**—Ejemplo de estabilización de un talud excavado, por medio de banderillas inyectadas (Tomado de Schlosser y Juran, 1980) (Refr. 1 y 2).

nan como drenes del suelo blando. Se pueden también usar para resistir el cortante en planos horizontales. (Ref. 1).

Los pilotes remoldeados en el lugar, son pilotes cilíndricos, en los cuales, cemento, col u otro aditivo se mezcla directamente con el suelo encontrado en el sitio. Los pilotes así formados se pueden usar individualmente o en grupos como apoyo de cimentaciones. También se pueden agrupar para formar pilas o colocarse uno junto a otro para construir muros. (Ref.1).

La tierra armada es única dentro de las técnicas antes mencionadas en lo que se refiere a que:

1.- Los refuerzos se hacen trabajar únicamente a tensión. Los refuerzos sólo funcionan efectivamente a la tensión.

2.- La tierra armada es un material de construcción compuesto en el cual el suelo y las tiras de refuerzo se van colocando en capas sucesivas. En todos los demás métodos mencionados, el terreno que se va a reforzar o a estabilizar se trata en el lugar. (Ref.1).

Tierra armada es un elemento de construcción compuesto de material granular no cohesivo y refuerzos metálicos, con los que se forma una estructura integral. Su acabado es un recubrimiento a base de escamas de concreto precolado, lo que le da un aspecto atractivo. La combinación del material granular, la tierra y el refuerzo metálico (compuesto de soleras de acero galvanizado de alta adherencia) produce un macizo de tierra armada capaz de resistir esfuerzos, tanto verticales como horizontales. Según las personas de la empresa "Tierra Armada, S.A." algunas de las ventajas de esta tecnología son: bajo costo, rapidez de construc

ción, facilidad de montaje, capacidad para soportar sobrecarga, posibilidad de retener grandes alturas de tierra (hasta 40 m) y buena apariencia. (Ref.3). Además de las siguientes: Buena resistencia en obras de gran altura o que reporten grandes sobrecargas, flexibilidad de los paramentos que permite a los macizos adaptarse a suelos con cimentación conflictiva, buena integración al movimiento de tierras, posibilidad de utilizarlo en grandes macizos con tratamiento similar al de un terraplén, (Generalmente se admiten asentamientos diferenciales del orden de 1/3 para un muro de 6 m de altura, que son difíciles en estructuras rígidas), experimenta mínimas deformaciones en el sentido de las armaduras por lo que prácticamente las elimina el paramento, buen comportamiento ante las vibraciones y sismos como ha sido demostrado en las pruebas realizadas sobre modelos por el Laboratorio de los Ferrocarriles Japoneses y en las obras situadas en la región de Udine, en el norte de Italia, la tierra armada es económica comparada con métodos convencionales (muros de mampostería o de concreto armado), ya que se utilizan materiales disponibles localmente, mano de obra no especializada y por la rapidez de colocación se pueden ahorrar muchas horas-hombre, reflejándose en el costo. El costo de una obra de tierra armada es inferior al de una obra clásica, siendo la diferencia más importante cuanto mayor es la altura. En el caso de obras de cimentación difícil, la diferencia puede crecer debido a que la solución tierra armada suprime las cimentaciones especiales dentro de lo posible. (Refs. 3 y 4). La figura 62 de la variación de precio por metro cuadrado en función de la altura, en obras de contención en los E.E.U. si----

Precio por pie<sup>2</sup>  
en  $\$$  Dolares, U.S.A.  
(material + relleno)

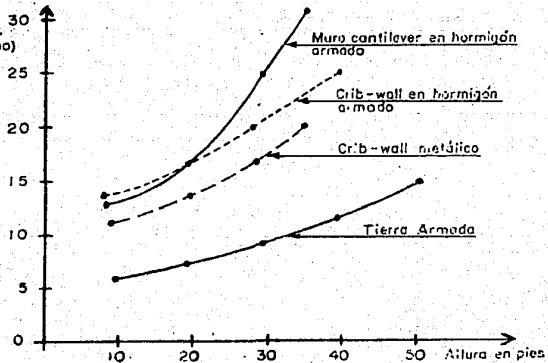


Fig.62.

(Fuente: California Department of transportation and Federal Highway administration 1973)

guiendo diferentes técnicas. La figura 63 permite comparar los precios del metro lineal de sistemas de contención en tierra armada y concreto reforzado. La figura 64 da la variación de precio por metro cuadrado (pesos x 1000) en función de la altura libre, comparando los precios del sistema por tierra armada y mampostería, en obras de contención en México. (Refs. 3 y 4). La tabla 26 muestra una comparación de costos de la construcción del estribo del puente Ticomán-Ecatepec, entre el método convencional y la tierra armada con mejoramiento de cimentación.

En zonas montañosas la optimización de un trazado de carreteras y autopistas de montaña está condicionada frecuentemente por el volumen de terraplén y la estabilidad de los taludes.

Un trazado que se desarrolla en la ladera de una montaña siguiendo las curvas de nivel es por lo general de perfil mixto. Por un lado se tiene el problema de la inestabilidad de los taludes de cortes y por otro, la limitación de los taludes de terraplén sobre terreno natural en pendiente, a menudo, al límite de la estabilidad. (Ref. 1 y 4).

En este caso, la tierra armada es por lo general una solución rentable, tanto en el aspecto técnico como en el financiero. Además, la construcción de las estructuras en tierra armada se integra a los trabajos del terraplén lo que facilita la ejecución de la obra.

Las fuertes pendientes de las laderas, así como los problemas de expropiación, aconsejan la construcción de muros de contención en posiciones difíciles.

Se han construido muros de 22 m de altura en laderas muy escarpadas como el enorme macizo de tierra armada cimentado so-



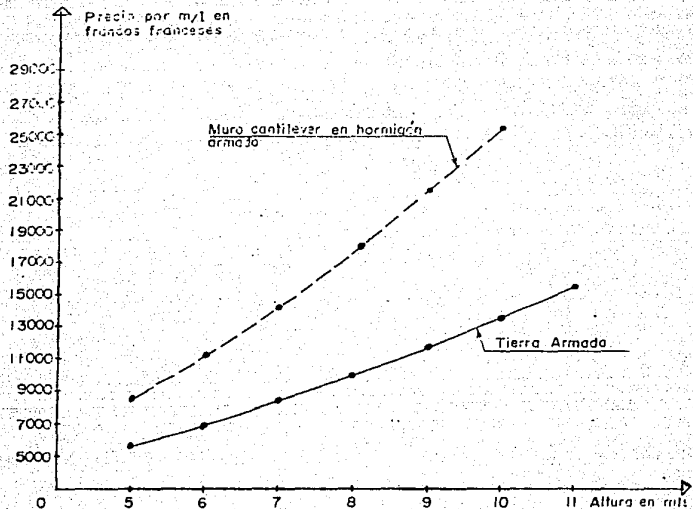


Fig. 63.

Fuente: Société Nationale des Chemins de fer Français (SNCF) Nota sobre la Tierra Armada - Abril 1975

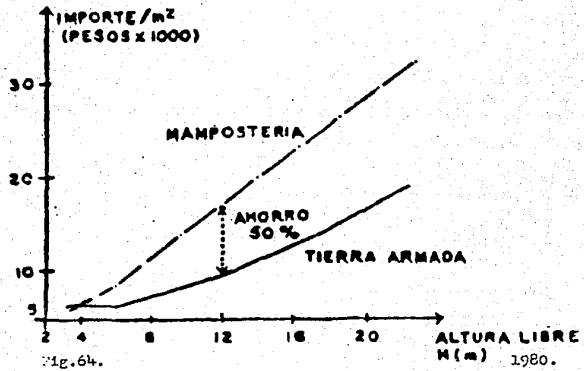


Fig. 64.

1980.

PUENTE TICOMAN - ECATEPEC

PROYECTO 83/005

COMPARACION DE COSTOS  
1983

METODO CONVENCIONAL

1. Caballetes o soportes	\$ 14'178,600.-
2. Cajón de concreto	35'000,000.-
3. Pilotes fabricación perforación - hincado	71'679,552.-
4. Muro Mampostería	5'384,860.-
5. Trabes	27'384,625.-
6. Montaje trabes	1'500,000.-
7. Fletes trabes	1'800,000.-
8. Excavación y relleno	789,560.-
9. Losa	5'447,064.-
10. Cargaderos	2'700,000.-

TOTAL: \$165'864,261.-

TIERRA ARMADA SOBRE COLUMNAS BALASTRADAS

1. Tierra Armada	\$ 48'508,000.-
2. Solera p/tierra armada	127,200.-
3. Trabes	2'635,000.-
4. Montaje trabes	1'000,000.-
5. Fletes - trabes	500,000.-
6. Excavación y relleno	7'271,920.-
7. Losa	510,000.-
8. Cargadero	1'300,000.-
9. Cimentación caballete	5'400,000.-
10. Caballete	2'800,000.-
11. Columnas balastradas	49'500,000.-

TOTAL: \$119'752,120.-

Tabla 26.-

bre un terraplén a la salida norte del puente de Rande, en la autopista del Atlántico.

Debe hacerse notar que, gracias a su flexibilidad una estructura de tierra armada puede cimentarse directamente sobre un terraplén artificial.

En ocasiones, es necesario desplazar mazzos en zonas inestables, lo que puede requerir ciertas precauciones especiales. En un caso es el que el estudio geotécnico preveía grandes deformaciones y asentamientos diferenciales debido a la existencia en la cimentación de materiales aluviales inestables, se optó por dejar, a lo largo del paramento, una serie de juntas verticales que permitieran absorber tales movimientos. (Ref. 1- y 4).

La tierra armada es una buena solución para la realización de muros de gran altura por la facilidad de montaje y el interés económico que supone.

Cuando la topografía es muy accidentada (pendientes de laderas muy acusadas) una solución interesante consiste en desdoblarse las calzadas de la autopista. Esta solución se realizó en la autopista Barcelona-Le Perthus, cerca de la Junquera (España-Francia).

Esta disposición permite limitar las excavaciones; y los mazzos de tierra armada se adaptan bien a esta solución teniendo en cuenta su posibilidad de cimentación sobre terraplenes artificiales.

La tierra armada encuentra abundantes aplicaciones en las zonas de topografía difícil donde se usa para resolver problemas de estructuras de contención. El drenaje se resuelve acoplando

el macizo con una alcantarilla clásica de concreto que recoge a las aguas de la corriente. En el caso de estructuras localizadas en pendientes muy fuertes, el problema de la longitud de las armaduras, que necesitarían excavaciones importantes, se ha resuelto con una base de concreto a partir de la cual se desarrolla la estructura de tierra armada. Las autopistas en zonas montañosas con pendientes importantes, se han diseñado utilizando un doblamiento de las calzadas a fin de quedar lo más cerca posible de la ladera, como es el caso de la autopista que mencionamos anteriormente; la autopista Franco-Española que atraviesa los Pirineos. (Ref. 1 y 4).

En trazados de montaña se producen zonas de inestabilidad de laderas, que se acentúan a veces, por la realización de grandes movimientos de tierra. En la zona de Belunza, la autopista Vasco-Aragonesa pasa sobre una ladera de aluvión de gran potencia. La solución adoptada ha sido la construcción de unos contrafuertes de concreto, apoyados en roca, y arriostrados al cabezal por un dintel, que evitan el deslizamiento del aluvión. Encima se sitúa un muro de tierra armada, de gran altura (11 m sobre el dintel y 21 m sobre el terreno natural) que contiene el terraplén de la autopista.

Para impedir los efectos sobre el pavimento de los asentamientos diferenciales se ha intercalado una junta vertical entre la zona rígida, apoyada sobre la viga, y la zona de maca cimentado directamente sobre el terreno natural.

Cuando una carretera de montaña tiene que cruzar una corriente es interesante muchas veces limitar el derrame del terraplén, con

el fin de evitar expropiaciones, limitando también la longitud de la obra hidráulica que debe permitir eliminar los caudales de la corriente. (Ref. 1 y 4) .

Las primeras soluciones para resolver el problema de drenaje en cortes, por ejemplo de corrientes, consisten en acoplar en la parte baja del macizo, obras de arte clásicas de concreto o de tubos corrugados metálicos, la colocación de estructuras de concreto implica tener un punto de cierta rigidez respecto al macizo de tierra armada, por lo que es conveniente prever juntas verticales que permitan asentamientos diferenciales entre la parte central del macizo y los lados que se apoyan directamente en el terreno natural. En el caso de tubos corrugados, la asociación de dos estructuras flexibles permite absorber eventuales deformaciones pequeñas o asentamientos.

En la carretera Calahonda a Motril\* se puede apreciar la aplicación de lo anteriormente descrito. Una alcantarilla incorporada al macizo de tierra armada de más de 15 m de altura, la alcantarilla atraviesa el macizo y es un tubo metálico de más de 6 m de diámetro. (Ref. 1 y 4).

Como se ha señalado anteriormente se pueden producir en las laderas escarpadas algunas inestabilidades locales. En el caso indicado en la sección tipo de los muros de Okeba en la Autopista Bilbao-Zaragoza. (España).

El empleo de macizos de tierra armada en este tipo de problemas, es fundamentalmente interesante por la rapidez de ejecución, así como por la flexibilidad de la estructura, que permite adaptarse a pequeños movimientos parásitos.

\* España.

En las zonas urbanas donde se tienen que construir grandes obras de infraestructura, como cinturones periféricos o nuevas avenidas, el costo elevado del terreno y la densidad de la construcción obligan normalmente a limitar los derrames de los terraplenes.

El empleo de macizos de tierra armada, para solucionar este tipo de problemas, aporta una buena solución debido fundamentalmente a los argumentos siguientes:

a) Facilidad de cimentación sobre cualquier tipo de terreno (eliminación de cimentaciones profundas siempre costosas y de realización delicada en zonas urbanas).

b) Rapidez y comodidad de ejecución en espacios reducidos (se trabaja siempre por el interior de los macizos de tierra armada sin andamios y cimbras exteriores).

c) Estética de los paramentos prefabricados de las escamas de concreto que puedan adaptarse a una decoración arquitectónica.

Algunos ejemplos de usos urbanos son: (Ref. 1 y 4).

Macizos de tierra armada de diferentes alturas para la creación de los desniveles de las vías laterales y de los enlaces de distinto nivel.

La supresión de pasos a nivel sustituidos por un paso elevado en urbanizaciones existentes. Los cuales pueden realizarse empleando estribos de tierra armada prolongados por muros de acompañamiento, con el fin de limitar los terraplenes.

La supresión de un paso a nivel ha permitido la construcción de un paso superior cuyas rampas de acceso se han contenido

con macizos de tierra armada.

Se han aprovechado estos macizos para realizar una rampa de acceso para peatones, lo que permitió reparar el tráfico de vehículos del tráfico peatonal.

Se realizaron dos macizos de tierra armada de 15 m de altura, con el fin de colaborar a la estabilización de una ladera y crear así una plataforma horizontal que sirve de áreas de juegos y deportes. (No presentan figuras ni fotografías).

El acceso a la plataforma se ha obtenido por la intercolocación de una carretera entre los dos macizos.

En la construcción de macizos (muros o estribos) que pueden ser inundados la tierra armada es una buena solución. En el caso de las carreteras litorales o de las carreteras, que bordean o cruzan un río.

Al dimensionar, debe tenerse en cuenta la pérdida de densidad del relleno y asegurarse que el pavimento tenga una buena permeabilidad. (Ref. 1 y 4).

De ahí que es conveniente tomar las siguientes precauciones:

a) Buen conocimiento de las cotas de máximas avenidas con el fin de tener en cuenta el peso del relleno saturado en caso de crecida.

b) Tratamiento especial de las juntas entre escamas con empleo de productos filtrantes, (por ejemplo, un geotextil tipo polyfilter) con el fin de asegurar una buena permeabilidad del paramento y evitar así un desnivel hidrostático importante entre el interior y el exterior del macizo, sobre todo durante la bajada de la crecida.



c) Proteger el pie del macizo contra socavación durante las crecidas o aceleraciones de la corriente del agua. Para ello puede formarse un rastrillo de concreto, escollera o tetrapodos. Así se evita un sifonamiento sólido por debajo de las escamas y se le protege de una posible erosión.

Muchas veces es aconsejable intercalar un filtro no-tejido entre la base del volumen armado y el apoyo del macizo, es decir, normalmente, en el contacto entre el macizo armado y la escollera se acostumbra colocar también polyfilter con objeto de permitir la eliminación rápida del agua del macizo y evitar que exista tubificación de los finos contenidos en este.

d) Dimensionar correctamente las armaduras para tener en cuenta una eventual corrosión en función del tipo de agua en contacto con el macizo.

e) Seleccionar dentro de las normas tierra armada, un buen material de relleno con el fin de obtener una buena drenabilidad del macizo. (Ref. 1 y 4).

La flexibilidad del macizo de tierra armada se puede adaptar a las deformaciones y asentamientos del pedraplén. Inclusive en costas construidas por fondos inestables de rocas sueltas que son movidas por las corrientes litorales y el oleaje.

La rapidez de ejecución de la tierra armada en este tipo de obras, puede demostrarse con el volumen de obra realizado en poco tiempo, es decir;

75,000 m<sup>2</sup> de paramento, 750 km de armaduras y 345,000 m<sup>3</sup> de relleno, siendo realizada la obra en 24 meses, incluyendo puentes, terraplenes y calzadas, (Isla de la Reunión, al este de

Madagascar. Carretera litoral de 11.7 km) estando actualmente en servicio y habiendo soportado desde su construcción el peso de dos importantes ciclones en 1975 y 1976 sin haber sufrido daño.

La tierra armada se puede adaptar a las realidades de estribos de puentes y viaductos. Las principales ventajas que se deriven del empleo de tierra armada en este tipo de estructuras son las siguientes:

a) Adaptación a cualquier tipo de suelo de cimentación difícil y supresión de las costosas cimentaciones profundas.

b) Excelente comportamiento de estas estructuras frente a asentamientos importantes debido a la flexibilidad de la tierra armada.

c) Supresión del clásico escalón de entrada y salida del puente debido al asentamiento diferencial entre el estribo rígido y el terraplén de acceso flexible. (Ref. 1 y 4).

Debido a que el estribo de tierra armada se puede construir al mismo tiempo que la rampa de acceso, se puede considerar que tiene el mismo comportamiento geotécnico que el terraplén y por lo tanto se pueden eliminar considerablemente los posibles asentamientos diferenciales. Debido a esto, en los proyectos de tierra armada se suprime la tradicional losa de transición.

En los estribos de tierra armada para puentes, el macizo juega un doble papel; soportar directamente la carga vertical del puente y contener el terraplén. La transmisión al macizo de las cargas puntuales de las vigas que constituyen el tablero se

realiza a través de un cargadero colado in situ un reparte de dichas cargas en la cabeza del macizo. En terreno de cimentación difícil, se podrían tener asentamientos diferenciales entre la parte frontal del estribo y las partes laterales. Es evidente que el macizo frontal está más solicitado que las aletas de acompañamiento; de ahí la idea de incorporar esquinceros que permiten cierto juego para acomodar estos asentamientos. Los rampas largas de acompañamiento evitan los derrames de los terraplenes. Otra disposición posible para recoger el derrame de los terraplenes, consiste en prolongar la zona de estribo por una aleta trapezoidal que permite recoger simplemente los cuartos de conde de los terraplenes. (Ref. 1 y 4).

Cuando el tablero del puente es de tipo isostático, por ejemplo: vigas prefabricadas, los asentamientos eventuales de los estribos no preocupan. En cambio, en el caso de una estructura hiperestática, éstos asentamientos pueden poner en peligro la estabilidad general de la estructura y el terreno de cimentación debe ser de buena calidad.

La ventaja que presentan los estribos de tierra armada es que se apoyan sobre el mismo terreno de cimentación que el terraplén de acceso contenido o libre. En el caso de suelos de cimentación malos, conocemos todos el problema que plantean a las soluciones tradicionales, los asentamientos diferenciales entre terraplenes de acceso y estribos rígidos. Mientras peor es el terreno de cimentación, mayor es la tendencia a rigidizar los estribos (por ejemplo; mediante pilotes) aumentando así el problema de los asentamientos diferenciales. El problema se puede re-

olver mejor con los estribos de tierra cruda que tienen el mismo comportamiento geotécnico que los terraplenes de acero. Al eliminar por completo el asentamiento diferencial entre las estructuras, se transforma realmente el primer claro del viaducto o del puente en una verdadera losa de transición, con longitud mucho mayor que las losas con las cuales se han venido equipando los estribos clásicos rígidos. Este último tipo de losas da por otra parte lugar a muchos incidentes y constituyen un problema permanente para la conservación del puente. Los primeros estribos que se construyeron hace unos diez años en Francia, tenían un paramento metálico, sustituido en la actualidad por el paramento de concreto. (ref. 1 y 4).

En algunas obras se han hecho observaciones y mediciones -- a lo largo de cierto tiempo durante y después de la construcción. En un viaducto hiperestático de 70 m de claro apoyado en estribos de 18 m de altura, se había previsto un asentamiento del conjunto de 50 cm. Por tratarse de un tablero hiperestático, se tomaron ciertas precauciones a nivel de obra; empezar la construcción con anticipación a la colocación de los elementos prefabricados del tablero, precargar el estribo con objeto de obtener la estabilización de los asentamientos y dejar en el contacto entre el tablero y el cargadero de apoyo unos gatos planos -- para eventualmente nivelar el tablero, cosa que, hasta la fecha, no ha sido necesaria.

Es recomendable el empleo de la tierra cruda en las soluciones mixtas en busca de una considerable economía.

En las grandes obras de autopista es necesario la construcción de numerosos pasos bajo autopista para el establecimiento

de comunicaciones, cruce de ferrocarril, etc. (Ref. 1 y 4).

La construcción de los estribos en tierra armada permite una integración total al movimiento de tierra armada, lo que mejora considerablemente su planificación y elimina la necesidad de producción de concreto "en sitio".

La tierra armada se ha usado también con éxito, en la construcción de obras viáles asociadas a líneas de ferrocarril. Las grandes sociedades nacionales ferroviarias de todo el mundo se han interesado por la tierra armada esencialmente por su aceptable comportamiento ante las vibraciones y a las fuertes cargas.

Por otra parte, las obras a realizar en la proximidad de instalaciones ferroviarias requieren siempre unas grandes medidas de seguridad.

La realización de estas obras en tierra armada permite la eliminación de cimbras y andamios exteriores y la alineación de los paramentos al límite de los gálibos de seguridad, ya que la tecnología de la tierra armada permite construir los arcos desde el interior, esto elimina aceptablemente los riesgos de accidentes en el contacto con los gálibos ferroviarios sobre todo si se trata de líneas electrificadas. (Ref. 1 y 4).

Por otro lado, la gran rapidez de ejecución disminuye los plazos y por tanto permite reducir las disminuciones de velocidad de trenes muchas veces necesarias en este tipo de obras.

En una planta nucleoelectrica, el problema consistió en construir el contenedor nuclear, el edificio de turbinas simultáneamente. La separación horizontal entre los dos era relativamente pequeña y ambas estaban a elevaciones totalmente distintas.

Se construyó un muro de contención para soportar la base de la zapata (aproximadamente 2 m de concreto), la losa de cimentación del edificio de turbinas y además la estructura de acero. La estructura era subterránea ya que el edificio del contenedor se relleno posteriormente alrededor hasta alcanzar el nivel del edificio de turbinas. Este ejemplo muestra la enorme capacidad de carga con que puede diseñarse una estructura de tierra armada (Ref. 1 y 4).

Se tenía que construir una laguna de sedimentación para una planta química en un área bastante reducida, por lo que una excavación a cielo abierto no era factible. Por esta razón se construyeron muros de tierra armada y la laguna se recubrió con un material ahulado colocado en la parte interior, para garantizar la estanqueidad del sistema. Esto constituye una combinación de dos nuevas tecnologías: membranas impermeables y tierra armada.

Para la protección de las personas e instalaciones en zonas peligrosas es necesaria la construcción de estructuras especiales, que tengan un buen comportamiento frente a riesgos de explosiones.

La tierra armada por su flexibilidad y su carácter masivo responde a los criterios de seguridad exigidos por las normas internacionales, siendo empleado con éxito para la realización de muros de protección en fábricas o depósitos de explosivos o municiones, así como en instalaciones militares y en petroquímica. (Ref. 1 y 4).

En una terminal de gas licuado en Maryland, la tierra armada se usó para construir diques secundarios para casos de -----

accidentes. Se realizaron depósitos de retención en tierra armada para el importante complejo de Core-Point, con una capacidad total de 375,000 barriles. El almacenamiento primario está dado por el tanque propiamente dicho que es un tanque de doble pared, uno dentro de otro. El almacenamiento secundario está formado por los diques cuya capacidad es igual al volumen dentro del tanque, en forma tal que en caso de ruptura todo el gas natural licuado quedaría contenido dentro del dique. El problema de diseño en este caso es el de construir una estructura que pueda soportar los casi 2000°F de variación térmica que podría ocurrir en la condición más crítica entre el gas licuado dentro del tanque a -400°F y su temperatura de explosión del orden de 1800°F. Este sistema fue probado en Francia por la compañía Gas de France y demostró ser capaz de soportar esta alta variación de temperatura sin menoscabo de su integridad estructural.

Otro tipo de proyecto industrial en el cual se empleó la tierra armada fue en la terminal Valdez del oleoducto de Alaska. La tierra armada se usó para limitar el área consumida por los taludes en esta terminal muy exigua, así como para formar diques de protección de dos tanques. El aspecto interesante, aparte de la altura considerable de estos muros (de aproximadamente 19 m de altura cada uno), es que el proyecto tenía que diseñarse para soportar un temblor de magnitud 8.5 Richter. Algunos de los métodos de diseño desarrollados o iniciados por el Prof. Lee en UCLA se usaron para llevar a cabo este diseño que resultó totalmente aceptable para las comisiones reguladoras que se encargan de revisar los diseños de grandes terminales como ésta. (Ref. 1 y 4).

En Venezuela se tenía que proteger una zona de tanques en una planta de generación eléctrica. Esta protección se logró cerrando el talud en un extremo y cerrando el otro extremo con un muro de tierra armada, que también sirve para conducir las tuberías necesarias para distribución. Una característica adicional fue la colocación de un sistema permanente contra incendios en la parte superior en forma tal que el fuego pudiera atacarse automáticamente por control remoto en caso de accidente.

Otra aplicación de este tipo es el empleo de barricadas de tierra armada en plantas en las cuales se fabrican o almacenan explosivos o municiones. En España se ha construido un iglú de almacenamiento y un muro de protección en una unidad de fabricación de explosivos en la fábrica Río Tinto de Bilbao. Los muros de tierra armada tienen una gran resistencia ante explosiones cercanas de gran potencia. En los Estados Unidos se tiene un programa de varios arsenales para sustituir las barricadas contra explosión al frente de los edificios de manufactura que fueron construidos generalmente de maderera durante la segunda Guerra Mundial. Tal parece que la madera ha llegado al final de su vida útil y se están usando nuevos sistemas a base de tierra armada en todos lados para sustituir a estas barricadas contra explosión en las distintas terminales. (Ref. 1 y 4).

Un aspecto que es de interés particular, lo constituye un desarrollo reciente y una experiencia ligeramente diferente del sistema de tierra armada, que es sobre todo adaptable a sistemas automáticos de almacenamiento a granel.

Está aumentando en el mundo la necesidad de disponer de



mayor capacidad de almacenamiento para una infinidad de productos: carbón, minerales, productos agrícolas, etc.

Se pueden realizar en tierra armada tolvares con pavimento inclinado que permiten un almacenamiento económico y una construcción rápida.

Su mayor campo de acción a la fecha ha sido en la industria del carbón para la cual en los últimos seis o siete proyectos de almacenamiento a granel que se han construido en los Estados Unidos en los últimos dos años, se ha utilizado en todos ellos el concepto de tierra armada. (Ref. 1 y 4).

Generalmente, ya sea en la mina o en el sitio de recepción que puede ser una planta eléctrica, existen edificios largos en los que el material se transporta por arriba y se deja caer para un almacenamiento en una estructura de sección transversal en "V", para luego ser desalojado por el fondo a través de otra banda y llevado así a la superficie para ser cargado o descargado. En los Estados Unidos, se pueden cargar trenes de 100 vagones, llamados trenes unitarios, en la mina en aproximadamente dos horas y media.

Estos sistemas de almacenamiento a granel con forma en forma de "V" se diseñan para poder alcanzar esta alta capacidad de carga. Las paredes laterales de la estructura están inclinadas entre 55 y 60 grados, que en términos generales corresponden al ángulo de auto-limpieza del carbón sobre superficie de concreto. El único avance tecnológico aparte de algunos aspectos de diseño que tuvieron que estudiarse con cuidado, fue el desarrollo de un tablero inclinado que también tenía que ser autoportable.

Los tableros inclinados son preclados y se colocan fácilmente en la forma convencional, arrojándose con el mismo tipo de tiras de refuerzo que se usan en el sistema tradicional de tierra armada. Esta tecnología está muy bien desarrollada y se está usando no sólo en los Estados Unidos, sino también en Sudáfrica y en varias localidades mineras. (Ref. 4 y 5).

En las grandes explotaciones mineras o en la cantera es necesario la creación de desniveles importantes para la implantación de tolvas, instalaciones de cribado o de triboqueo. Normalmente se suelen emplear en estas explotaciones medios de construcción de gran peso que transmiten fuertes cargas a las infraestructuras. El empleo de la tierra armada para la creación de estos desniveles supone una ventaja aceptable desde el punto de vista económico, rapidez de ejecución y buen comportamiento mecánico frente a fuertes cargas y vibraciones.

Además la tierra armada permite un desmontaje económico y no una demolición en caso de cambio de sitio de estas instalaciones.

Cerca de las grandes zonas industriales se desarrollan cada día nuevos polígonos e implantación de nuevas industrias.

El costo elevado del terreno en estas zonas y la necesidad de aprovechar al máximo los espacios ocasionan muchas veces la construcción de estructuras de contención para limitar terraplenes e instalar zonas de estacionamiento o de almacenamiento de materias primas alrededor de las fábricas.

El empleo de la tierra armada en este tipo de estructura aporta una solución económica, rápida y estética. Permite tam-

bien resolver el famoso problema de la conservación estética e higiénica de los traludes en zona industrial. (Cof. 1 y 2).

El desarrollo de las grandes ciudades, así como de las zonas turísticas en las costas o en las montañas requieren la creación de grandes infraestructuras de puentes, estacionamientos, vías de circulación, etc., con la necesidad de emplear cada día más los terrenos accidentados dejados de lado por los promotores hasta la fecha.

La tierra armada aporta para todos estos problemas una solución interesante debido fundamentalmente a la estética de sus paramentos prefabricados y a la gran variedad de efectos arquitectónicos posibles. La prefabricación permite lograr toda una serie de efectos arquitectónicos más o menos esculturales y emplear técnicas y productos varios: cemento blanco, concreto arenado, etc. Esta técnica permite la estructuración de las vías de comunicación y la implantación de viviendas unipersonales con reparación vertical de la propiedad, además permite la construcción de muros para la creación de plataformas de juego y práctica de deportes.

Una nueva aplicación de la tierra armada va dirigida a la construcción de casas enterradas. Todos sabemos que para desarrollos urbanísticos la infraestructura de una casa sobre una pendiente es a veces de un costo muy elevado. La idea por tanto consiste en integrar a la casa misma las estructuras de contención que son necesarias para rectificar la pendiente, por ejemplo como fachada posterior. En Europa y en Estados Unidos se ha descubierto que este tipo de casa habitacional presenta, además-

de su integración arquitectónica, grandes ventajas térmicas. Este tipo de construcciones enterradas o semi-enterradas es una buena respuesta a la crisis energética mundial. (Ref. 1 y 4).

En el sistema de transporte colectivo que se está construyendo en Atlanta, el problema consistió en garantizar que los elementos dentro de la estructura de tierra armada pudiera aguantar cualquier tipo de corriente que pudiera transmitirse al terreno a través del tercer riel del sistema de corriente directa. La esencia de la solución fue la unión de todos los elementos metálicos del sistema entre sí y la colocación de varias estaciones de prueba. El concepto básico detrás de todo esto es el hecho de que si se generan corrientes directas al romperse el sistema del tercer riel, será posible aplicar una corriente a las tiras de refuerzo para darles protección catódica. Aparte de lo anterior, el muro es de tipo convencional. (Ref. 1 y 4).

En un muro construido al norte de Canadá, el problema era que las olas en marea alta se estrellaban contra el muro y podían pasar por encima de la carretera creando una situación de peligro. En colaboración con el Laboratorio Hidráulico de Canadá, se desarrolló un sistema deflector preculado que puede colocarse encima de los muros convencionales a base de tableros, con el fin de desviar el agua durante una tormenta. Este es el tipo de detalle que es importante tener en mente cuando se trata de definir si la tierra armada es aplicable a un proyecto en particular. La tierra armada es un material del tipo extremadamente maleable que se adapta por sí mismo a soluciones únicas para resolver problemas específicos. (Ref. 1 y 4).

Se presentan a continuación los casos reportados por la Compañía Tierra Armada, S.A. en los que se utiliza la tierra armada como método para el control de deslizamientos en taludes a pesar de no presentar dicha Compañía ninguna figura, ni fotografía ni comentar nada respecto a los detalles de instalación del macizo para los casos presentados como apoyo a lo aseverado en cada problema. Se deberán considerar los comentarios anteriores.

En una carretera en construcción en West Virginia, los proyectistas de un terraplén del orden de 40 m de altura no habían tomado en cuenta la resistencia al cortante relativamente baja del material arcilloso compactado disponible en el sitio. Cuando el terraplén alcanzó del orden de 2/3 de la altura total, mostró evidencias claras de inestabilidad. Por tanto, el propietario tenía que escoger entre importar material adecuado que pudiera compactarse hasta alcanzar resistencia suficiente colocándose con un talud 2:1 por limitaciones de espacio, o seleccionar otro método. Se propuso una solución a base de tierra armada. Se removió el material débil hasta llegar a la roca (una lutita) y se construyó un pequeño terraplén de enrocamiento junto con una estructura inferior de tierra armada en la parte inferior, seguida por un talud y una estructura superior de tierra armada. (Ref. 1)

Es interesante hacer notar que esta estructura resultó más económica que la construcción original.

La tierra armada participó en la estabilización de un deslizamiento en el estado noroccidental de Washington. El terraplén original simplemente había deslizado en la interfase entre la --

roca subyacente, y los suelos aluviales sus eficientes. El problema era el desarrollar un sistema que pudiera proporcionar la resistencia suficiente ante los empujes laterales. La solución adoptada fue una estructura inferior de tierra armada a manera de contrafuerte, cuyas dimensiones eran mucho mayores que las que serían necesarias para un simple cambio de nivel, seguido por un talud inclinado y una estructura menor en la corona, que tuviera en conjunto dimensiones más convencionales. Para poder alcanzar dentro del espacio disponible, la elevación de proyecto. El problema principal en esta construcción era sin embargo la excavación que tenía que hacerse para poder implantar la estructura menor. Se temía que la excavación pudiera inducir un nuevo deslizamiento. El procedimiento constructivo adoptado incluyó el abatimiento del nivel fático para disipar la alta presión hidrostática por medio de pozos punta, la excavación parcial del muro en incrementos, en forma tal que la parte inferior de la excavación estuviera soportada durante la construcción. Esto se consiguió a pesar de que el talud trasero se movió entre 15 y 17 cm durante la construcción y aparecieron algunas grietas importantes. (\*Pozos punta = Well-point).

Otro caso de estabilización de deslizamientos se tuvo en una línea ferroviaria en Tennessee, por la cual generalmente se transporta carbón entre las minas de los Montes Apalaches y las plantas termo-eléctricas. Se habían tratado de emplear varios métodos, entre ellos el de muros emborcados, aunque infructuosamente, para estabilizar los deslizamientos. La solución convencional durante el mantenimiento de carreteras o vías férreas consiste en colocar a volteo material sobre el deslizamiento esperada,

da que se pueda establecer, lo cual obviamente agravó la situación. Resultaba claro que el nuevo deslizamiento era causado por una copa débil en la interfase entre la roca subyacente y el suelo por encima, agravándose el problema por el flujo de agua y la presencia de un manantial en esta zona en particular. Por tanto, se definió un procedimiento de excavación en el cual los rieles primero se corrieron hasta una posición en el lado derecho del deslizamiento, en lo que llamamos cambio de posición, procediéndose a hacer la excavación y colocando un delanteo permisible en la base para disipar las presiones que se pudieran generar y para desalojar el agua del manantial: finalmente, se construyó el pie lo que realmente constituyó un contrafuerte de tierra armada. Un aspecto interesante de esta solución fue que el ferrocarril no dejó de operar durante todo el proceso de reconstrucción, que se llevó exactamente dos semanas y media. (Ref. 1).

El "Laboratoire Central des Ponts et Chaussées" de Francia ha realizado 12 pruebas a escala natural en ruros de concreción y estribos de puentes. Se colocaron dispositivos para medir las fuerzas de tensión en el refuerzo, sobre todo a base de strain-gages, así como otros instrumentos para definir el estado de esfuerzos en el material de relleno, formados básicamente por celdas de presión, también se instalaron dispositivos de asentamientos y también se midieron las deformaciones; los desplazamientos del paramento exterior, tanto en dirección horizontal como vertical, así como los asentamientos en la superficie del relleno. Estos son básicamente los dispositivos que se han usado y que se emplean en la actualidad cuando es necesario realizar pruebas --

a escala natural. En general se obtienen mediciones de las fuerzas de tensión en los refuerzos y alguna idea del comportamiento del material de relleno, sobre todo con medidores de desplazamientos. Los resultados obtenidos con celdas de presión son muy difíciles de interpretar ya que se miden únicamente los esfuerzos normales a un plano y resulta difícil conocer el estado de esfuerzos real a menos que use un gran número de celdas de presión. (Ref. 1).

En UCLA se realizó una prueba sísmica a escala natural de un muro. Se emplearon acelerómetros para medir la respuesta. Similarmente, en los otros cuatro muros a escala natural que se ensayaron con vibradores pesados, se usaron también acelerómetros para registrar el comportamiento dinámico del muro. (Referencia 1).

A pesar de todo lo anterior debe señalarse lo siguiente:

Las normas actualmente en vigencia en Francia señalan que una condición granulométrica para que el material cumpla la condición de adherencia es que contenga menos de 15% en peso de elementos inferiores a 60 micras (malla No.200) y que el ángulo de fricción interna sea superior o igual a 25° ( $\phi \geq 25^\circ$ ). También señalan que los suelos que contienen más de 15% en peso de elementos inferiores a 60 micras podrían ser válidos. En estos casos será necesario realizar un ensayo directo de rozamiento tierra-armadura. Pero, aún en la condición más estricta, un material bien graduado que tiene 15% de finos, puede constituir una masa impermeable. (Ref.1). La presencia de finos (materiales que pasan la malla No.200-0.074 m.m.), aún en pequeñas cantidades, -



puede tener marcado efecto en el comportamiento de los suelos. -- Una cantidad tan baja como el 10% de partículas menores que la malla Núm. 200 (0.074 mm), en arenas y gravas, puede hacerlas casi virtualmente impermeables, especialmente cuando los granos --- gruesos están bien graduados. (Ref. 5). Si esa masa se satura debemos tomar muy en cuenta los problemas que ello le crea al macizo y tenemos que pensar como se toman en cuenta esos problemas en el diseño.

En la tierra armada el drenaje está muy relacionado con la fricción desarrollada entre las partículas de suelo del material de relleno y las armaduras. Es así como se presentan dos casos extremos: en general, en la tierra armada se usan suelos fricciones como material de relleno, obteniéndose así una condición drenada; sin embargo, en algunos casos, cada vez con más frecuencia, se tiene que emplear el suelo disponible en el sitio de la estructura, para el cual la fricción fina puede resultar de importancia. Cuando se puede emplear un material con buen drenaje tal como la arena, la estructura de tierra armada está propiamente como un dren, constituyendo éste uno de los dos casos extremos. El otro caso tiene lugar cuando se usa un material de relleno con un considerable porcentaje de finos, en el cual será absolutamente necesario evitar la saturación o la absorción de humedad por parte del material de relleno, ya que esto podría reducir drásticamente la fricción entre el refuerzo y el suelo y ocasionar deflexiones del pavimento exterior, debido a la falta de adherencia entre el suelo y el refuerzo. Por esta razón se debe evitar cualquier aumento en el contenido del agua del macizo.

Es necesario un buen drenaje detrás y por debajo del macizo. Sin embargo, estos son casos extremos y en la práctica se pueden encontrar cualquier otra condición intermedia. (Ref. 1).

Es necesario tener presente el caso de los macizos implantados sobre laderas que pueden tener aportaciones fuertes de agua en la parte alta del macizo. Si la obra corta abruptamente una depresión que, de acuerdo con los estudios hidrogeológicos puede ser una zona de aportación de agua, la estructura requiere una obra hidráulica adecuadamente dimensionada que permita canalizar este flujo. Cabe mencionar los muros a media ladera que pueden recibir, desde la parte alta de la ladera, una aportación significativa de agua. Normalmente, es en esas zonas donde se crean inertabilidades geotécnicas, sean deslizamientos, movimientos de laderas, etc. En los proyectos de implantación de macizos de tierra armada en una depresión, a media o sobre, una ladera se insiste mucho sobre la concepción del drenaje exterior al macizo, porque es un punto fundamental, con el fin de evitar la generación de un carga hidrostática; por lo tanto, la solución es contar con un excelente estudio y una excelente realización del drenaje exterior. (Ref. 1).

No presenta la Compañía Tierra Armada, S.A. ninguna figura, ni fotografías, ni comenta nada respecto a los detalles de instalación del macizo como método para mejorar la estabilidad de taludes en apoyo a lo aseverado en los casos presentados anteriormente, lo que hace que no quede claro de que manera se puede aplicar la tierra armada como método de estabilización de taludes.

Para la adecuada construcción de un macizo de tierra armada

no deberá usarse a la arcilla como material de relleno. Por lo que respecta a la composición química no puede asegurar que es la adecuada, pero no pasa la prueba del cloro. Además hay que señalar que es un material virtualmente impermeable. Se tendrían problemas de compactación debido a su alto contenido de humedad. -- También sucede que durante, e inmediatamente después de la construcción se tendría una condición drenada sí o no más bien se acercaría a la condición no drenada.

Lo señalado anteriormente nos indica que se tendría que emplear entonces una gran cantidad de acero con el fin de aumentar el área de contacto entre el mortero de relleno y el refuerzo de acero. Si hay necesidad absoluta de construir un muro de tierra armada con un cierto tipo de suelo, se puede hacer, aunque más allá de un cierto límite ya no se podrá considerar como muro de tierra armada sino que más bien será un muro reforzado con acero y con algo de material de relleno. Desde el punto de vista económico un ángulo de fricción no drenada del orden de -- 25 grados es el adecuado; con un ángulo de 20 grados el muro resultará antieconómico. (Ref.1).

Conviene subrayar que cuando se habla de ángulo de fricción, debe especificarse en que tipo de prueba y porqué. En medios -- granulares limpios el problema de la presión de poro no importamoyormente, pero tratándose de materiales muy bien graduados con 15% de finos, sí es importante. Cerca de la cresta, podrá haber drenaje, pero dentro de la masa la presión de poro podrá elevarse y afectar la adherencia entre el refuerzo y el material de relleno que en este momento comienza a trabajar un de acuerdo con su condición drenada, sino la no-drenada. La existencia del drenaje

que se da a los macizos de tierra armada, siempre queda la posibilidad de que el material, por acción de la lluvia se sature ya que con esa cantidad de finos la adherencia sea diferente de la que se obtiene en prueba drenada. (Ref.1).

El Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) reconoce que las propiedades mecánicas e hidráulicas de los suelos - constituidos por partículas menores que la malla 200 (0.075 mm), pueden deducirse cualitativamente a partir de sus características de plasticidad. En cuanto a los suelos formados por partículas - mayores que la malla mencionada, el criterio básico de clasificación es el granulométrico. (Ref.7). De esto se desprende que - podemos hacer uso del SUCS para definir correctamente el tipo de relleno que puede usar un macizo de tierra armada. Dicho relleno deberá ser bien graduado y con pocos finos o limpio por completo. La presencia de los finos que pueda contener no debe producir cambios apreciables en las características de resistencia de la fracción gruesa, ni interferir con su capacidad de drenaje. - Los anteriores requisitos se garantizan en la práctica, especificando que el contenido de partículas finas no sea mayor de un -- 5%; en peso. Una arena limpia (poco o nada de partículas finas)- bien graduada (amplia gama en los tamaños de las partículas y -- cantidades apreciables de todas las fracciones intermedias) cumple con los anteriores requisitos y se simboliza en el SUCS as: SW --

Los criterios posibles para el dimensionamiento de tierra - armada considera dos posibilidades.

1a.- Se admite cualquier tipo de terreno, lo que implicaría variar el dimensionamiento de las armaduras.

2a.- Determinar una constante de fliculo el rozamiento tierra-armadura, lo que implican condiciones restrictivas en la elección de los materiales de relleno.

Se opta por la segunda posibilidad para no cambiar el dimensionamiento base de los elementos constituyentes: arquetas y armaduras.

Un suelo SW no tendrá problemas para cumplir con la restricción de cálculo "rozamiento tierra-armadura", pero se podrá afinar el conocimiento del suelo midiendo el ángulo de fricción interna, que debe ser superior a 25 grados en prueba de corte directo en condiciones saturadas (aunque es difícil poder lograr un espécimen para ensayo con este suelo). Se puede verificar que el material tenga un ángulo de fricción mayor de 25 grados con la humedad óptima Proctor. (Ref.1).

Además, cumplir con las condiciones de tipo electro-químico ya mencionadas en el capítulo anterior.

En el SUCS los suelos con símbolo de las SW-SM y SW-SC se les conoce respectivamente como:

SW-SM: Arena bien graduada, con un contenido entre 5% y 12% de finos limosos.

SW-SC: Arena bien graduada, con un contenido entre 5% y 12% de finos arcillosos.

En ambos casos, si se quiere seguir el criterio de dejar como constante de cálculo el rozamiento tierra-armadura, se tendrá que medir el ángulo de fricción interna del material y deberá ser mayor de 25 grados en prueba no drenada, y además cumplir con las demás condiciones.

Según el SUCS, en los suelos con símbolo SM y SC el contenido de finos afecta las características de resistencia y esfuerzo-deformación, y la capacidad de drenaje libre de la fracción gruesa; en la práctica se ha visto que esto ocurre para porcentajes de finos superiores a 12%, en peso. En este caso se tendrá que hacer un ensayo directo de rozamiento tierra-arcilla, es decir; utilizar el 1er. criterio. Además deberá cumplir con las condiciones electro-químicas.

Si el material en prueba no drenado a un ángulo menor de 20 grados, se considerará un muro anti-económico por la cantidad de acero que se necesitará para reforzarlo.

Si se desea mayor información acerca del SUCS se pueden consultar las referencias 7, 8, 9 y 10.

Para el caso de arenas mal graduadas con poco o nada de finos (menos de 5% en peso de finos), "E" por las siguientes causas:

SE-SM: Arena mal graduada, con un contenido entre 5% y 12% de finos limosos.

SE-SC: Arena mal graduada, con un contenido entre 5% y 12% de finos arcillosos.

Si se quiere seguir el criterio de dejar a un constante de ángulo el rozamiento tierra-arcilla, se tendrá que medir el ángulo de fricción interna del material y este deberá ser mayor a 25 grados en prueba no drenada (aunque es difícil lograr un espécimen para ensayo en arena), y además cumplir con las demás condiciones. Pero deberá tenerse presente que una arena mal graduada es muy difícil de compactar, sobre todo si es una arena

fina mal graduada.

La tierra armada es un material dúctil que puede soportar deformaciones. Una ventaja de la tierra armada es su comportamiento cohesivo en caso de falla; tiene cohesión en el sentido de que permanece unida, a pesar de que se deforma.

Debe mencionarse que el Profesor Lee hizo unas pruebas en modelo a escala reducida, en donde estos fallaron en forma frágil, pero en relación a lo anterior, dicho problema está relacionado con la resistencia y el modo de falla del refuerzo sometido a esfuerzos de tensión. En la tierra armada la idea es colocar refuerzos para tener un material que puede soportar esfuerzos de tensión; de ahí que la falla pueda estar gobernada por falta de resistencia a la tensión. Sin embargo, se debe mencionar que es necesario tener mucho cuidado de no extrapolar el comportamiento de modelos a escala reducida, en los cuales se usan materiales como el aluminio tipo 4 que tiene una falla frágil en comparación con el acero que resulta dúctil. Los materiales que tienen una alta resistencia a la tensión pero tienen un comportamiento frágil no son adecuados para la tierra armada. El acero galvanizado que se está usando, tiene un comportamiento plástico muy importante, relativamente hablando, o sea, que presenta una fluencia que permite el desarrollo cuando ciertos elementos son fuertemente solicitados, lo que permite una colaboración más completa entre la tierra y el acero. Se deben usar en Tierra Armada materiales que tienen gran resistencia a la tensión y además un comportamiento dúctil. De ahí que se recomienda el uso de aceros que tienen un alargamiento del orden del 25%, es decir

aceros muy plásticos. El material usado debe tener dos cualidades: Un módulo muy alto, pero pasado cierto límite, fluir para permitir el reajuste. De esto se desprende que la tierra armada es una estructura noble en el sentido de una estructura indicativa de una condición crítica, es decir; el ingeniero puede detectar a simple vista cuando una estructura de tierra armada está en una condición crítica, debido a lo anterior. (Ref.1).

El empleo de equipos vibratorios para compactar el relleno en tierra armada es la forma más eficiente de densificación del material granular, pero hay que tomar en cuenta que puede producir deflexiones del paramento cuando el compactador se acerca a menos de 1 m del paramento; por esta razón las especificaciones generales indican que el equipo pesado de compactación vibratorio no debe acercarse a menos de 1 m del paramento y que se deben usar compactadores pequeños para ancilla en el espacio restante. Pero se debe señalar que cuando el suelo contiene un porcentaje de material fino (por arriba de 5%), se deberá compactarse con equipo vibratorio pues el material tenderá a desplazarse y no hay forma de poder diseñar el acero suficiente para evitar que esto ocurra. Por otro lado, cuando se tiene un material mal graduado, entre arena mediana y fina, un compactador ligero y pesado no logrará más que formar olas, cuestión que tendrá que tomarse en cuenta si se utiliza para el relleno un suelo SF, (según el SUGS). Un relleno bien compactado reduce asentamientos en la corona del macizo y logra un aumento de la fricción entre el suelo y el refuerzo. (Ref.1).

La cualidad fundamental de la tierra armada es su flexibili



dad, su adaptabilidad a las deformaciones, sin embargo en el caso de suelos blandos como terreno de cimentación, como al caso del subsuelo de la zona del lago de la Cd. de México, la construcción de macizos de tierra armada plantea problemas. Se deben tomar en cuenta dos aspectos que deben resolverse por separado: uno se refiere al problema de los estribos de tierra armada, y otro al de los muros de contención tradicionales de tierra armada. En los estribos de puente es necesario reducir los asentamientos y mejorar la capacidad de carga del suelo. Con los muros de contención clásicos, el problema fundamental es el de mejorar la capacidad de carga para evitar la falla del suelo de cimentación. Para ello, existen distintos métodos; algunos son relativamente económicos y otros no. Por ejemplo; sustituir el suelo tanto como sea posible para el caso de estribos, estando limitados por la posición del nivel freático. También se puede recurrir a los métodos de construcción por etapas, instalaciones de drenaje, etc., que se usan en la construcción de terraplenes sobre suelos blandos. También es posible emplear agregados ligeros o material de relleno ligero para reducir el peso de la masa de tierra armada. Se puede usar también las columnas de piedra. Este método tiene la ventaja de poder mejorar moderadamente el suelo de cimentación, en la medida que uno lo desea, disminuyendo los asentamientos, aunque también se reduce la rapidez de deformación, ya que las columnas de piedra tienen dos funciones: una como refuerzo en la dirección vertical y la otra como drenes también en la dirección vertical. (Ref.4).

El futuro de la tierra armada será brillante en la medida -

en que no la tierra armada, sino el refuerzo de tierra, sea investigado correctamente. Se requerirá el laboratorio, se requerirá la observación, y se requerirá el cálculo. El método del elemento finito adaptado correctamente a este caso, y para los casos de estados a los que puede estar sometida una masa de tierra armada, es adecuado. Hay un campo de estudio e investigación muy amplio. En la medida en que esto progresa se va a ver cada vez más allá de las posibilidades de armar la tierra. Existen algunas pautas a seguir para los investigadores, por ejemplo; el diseño sísmico de un macizo de tierra armada, se deberán ampliar las posibilidades no sólo de la tierra armada sino también del refuerzo de suelos. (Ref. 1).

Hay una ventaja adicional muy importante en la tierra armada: En los usos urbanos dan un ahorro adecuado en espacio, reduciendo así las áreas de afectaciones; por consiguiente los costos de indemnización. Tal es el caso del puente Lechería; donde el costo del suelo es alto, debido al alto número de instalaciones industriales superficiales, aéreas y subterráneas que hay en la zona debido a que es una zona industrial. El problema de afectaciones se resolvió considerando estribos de tierra armada para el puente, eliminando así el derrame de los taludes del terraplén como estribo.

Un aspecto que se debe cuidar en la construcción de la tierra armada, es la colocación de los espigas, pues una mala instalación haría que el paramento quedara desfilando. También se debe vigilar mucho la compactación, pues si en las orillas no se compacta bien, esto puede ser causa de falla por turbidificación.

Además, de no realizarse dicha compactación en las orillas con el equipo adecuado; virón de mano, ballarina, etc. y no se use con equipo pesado (con el que se compacta la base del pedestal), para ahorrar tiempo y dinero en la construcción, causarían movimientos en las escamas, quedando éstas desahucadas. En el caso del uso de la tierra trizada en uno de los pedestales del puente Coahuacalcos II, el relleno se construyó usando una pequeña compactadora portátil en las orillas hasta una distancia aproximada de 75 cm del paleo interior de las escamas. Las especificaciones sugieren que el equipo adecuado para compactar el relleno de tierra trizada, si este es un material granular con un porcentaje menor a 5% en finos, es el empleo de equipos vibratorios, pero, se deberá tener presente que cuando este equipo se acerca al paramento a menos de 1m, produce deflexiones del paramento; por esta razón las especificaciones generales indican que el equipo pesado de compactación vibratoria no debe acercarse a menos de 1m al paramento y que se deben usar en cantidades pequeñas por orilla en el espacio restante. (Ref.1).

En lo que se refiere a tiempo de ejecución de la construcción de un trazo de tierra trizada, se ha calculado que una cuadrilla formada por un sobrestante y cuatro peones auxiliares por una pequeña grúa con su operador, puede colocar hasta de 30 escamas por día, o sea, de 50 a 75 m<sup>2</sup> de paramento por día. La rapidez de colocación y de ejecución de un trazo de tierra trizada depende básicamente del ritmo de colocación del relleno. Es interesante notar que para un sistema convencional, a ser, tubería de manzanera o tubería de concreto, se requiere al menos, 2 días de

perar el fraguado y desmenuzarse antes de iniciar el colado. Con el procedimiento de tierra armada, se puede ir compactando y rellenando simultáneamente con la sub-estructura del paramento. Esto indudablemente representa un ahorro muy importante a nivel de ejecución. En relación al costo, se ha estudiado, con pruebas de la Ciudad de México, (Julio, 1973), una serie de opciones de estructuras tradicionales de mampostería de piedras, y se ha encontrado un punto de equilibrio a una altura de 3.00 m; es decir, hasta de esta altura, el muro de mampostería tiene ventaja económica; a partir de 3.00 m, el uso de tierra armada es más económico, y conforme se va incrementando la altura, va aumentando esta diferencia; para grandes alturas, por ejemplo: arriba de 15 a 20m, el ahorro es considerable. (Ref.1) ( Fig.6<sup>a</sup> , pág.206 ).

Tierra armada de México no es autolimita. Su función es entregar exclusivamente inercia, los aligres; suministra de elementos, así como supervisión durante la construcción.

Para decidir sobre el uso de la tierra armada no deberán basarse por alto los análisis de estabilidad del subsuelo de apoyo, ya que la capacidad de carga gobierna el comportamiento de las rampas. El uso de la tierra armada en la zona del Lago de la Ciudad de México y en general en zonas muy compressibles debe revisarse cuidadosamente, debido a los asentamientos que pueden presentarse, sobre todo cuando deba existir continuidad con otro tipo de estructuras más rígidas. Desde luego, esta recomendación también es válida para terraplenes y rampas de tierra no armada. (Ref.1).

Como ya se ha visto, existen gran variedad de soluciones --

rara prevenir o corregir fallas de talud. Al seleccionar debe tenerse en cuenta que las soluciones basadas en el drenaje o en el subdrenaje constituyen quizá la principal metodología para resolver este tipo de problemas. El subdrenaje constituye uno de los tipos de solución más efectivos y muchas veces más rápidos, económicos y elegantes para deslizamientos de tierras. (Ref.14). Estos métodos ya están incluidos en capítulos anteriores.

Así pues, dado un caso específico, un talud inestable, para señalar cual método es más conveniente para mejorar la estabilidad del talud en cuestión, se ofrecerán en general al ingeniero varias alternativas en principio atractivas; por otra parte, quizá, varias de las soluciones viables se vean a primera vista no apropiadas al caso. Surgirá así la necesidad de realizar un estudio selectivo, en el que es común que se eliminen algunas de las alternativas consideradas. El esfuerzo de este estudio selectivo deberá ser todavía de naturaleza eminentemente técnica. El resultado final serán unas cuantas soluciones viables, todas ellas técnicamente recomendables; la selección final se hace con base en consideraciones de preferencia, entre las que las económicas suelen ser preponderantes, sin que dejen de desempeñar su papel las que se refieren a facilitar la ejecución y más la estética. En especial, muchas veces la solución queda inalterada por la necesidad de terminar la obra correctiva en un momento dado, por ejemplo, en vías terrestres; cuando la vía haya de ser abierta al tránsito, o antes del comienzo de una temporada de lluvias, etc. Pero, debe insistirse, sobre todo en el costo, en la más amplia acepción ingenieril, al seleccionar la solución que...

definitivamente se recomiende, ya sea un método, o la combinación de dos o varios métodos, incluyendo los de drenaje y subdrenaje. (Ref.11)(Fig.65).

No todas las soluciones propuestas son apropiadas para todos los tipos de fallas de laderas y taludes. No todas las soluciones comentadas pueden considerarse aconsejables para los diferentes tipos de fallas. Un método que sirva para estabilizar un talud puede no servir para estabilizar a otro e inclusive puede ser perjudicial para su estabilidad y empeorar sus condiciones de equilibrio; cada problema es un caso específico y debe tratarse como tal. (Ref.11).

Independientemente de que es muy difícil generalizar en estos materiales, para los deslizamientos de tierras, los siguientes son los métodos que más comúnmente se emplean en problemas conectados con dicho fenómeno: relocalización, abatimiento de taludes, empleo de bermas, remoción de material en la cabeza de la falla, drenaje superficial y sellado de grietas, modificación de la rasante, empleo de contrapesos, técnicas de drenaje y subdrenaje. El pilotaje, los muros, y el empleo de explosivos no han sido efectivos en deslizamientos. Pedraplenes y muros se han usado para prevenir erosión. (Ref.11 ) .

No es posible construir un muro de tierra armada al pie de un talud con el fin de proporcionar la resistencia suficiente ante empujes laterales sin evitar que las operaciones de ----

construcción del muro no solo induzcan un aumento de la velocidad del deslizamiento sino que precipiten una falla súbita y total del talud, ya que el volumen de la excavación para su cimentación es considerable, problema que no se soluciona excavando y construyendo por etapas alternadas a lo largo del desarrollo del muro. También padecen este problema los muros de retención.

Referente a los problemas por flujos: los siguientes son los métodos que más comúnmente se utilizan en este tipo de fallas: relocalización, abatimiento de taludes, escalonamiento de taludes, remoción parcial o total del material fallado, drenaje superficial, incluyendo sellado de grietas, y subdrenaje. También en este caso el subdrenaje ofrece toda una gama de soluciones frecuentemente exitosas. Estas se deberán considerar siempre en problemas relacionados con flujos. Las estructuras de retención (dentro de las que se puede incluir a la tierra armada) sólo se pueden emplear en flujos muy pequeños. El salvar la zona de falla con un viaducto se ha utilizado en flujos más que en otros tipos de fallas, debido a que muchos suelen ser estrechos. (Ref.11).

En los derrumbes y caídas los métodos correctivos suelen referirse a alguno de los siguientes criterios: relocalización, abatimiento de taludes, escalonamiento y drenaje superficial.

También se han usado métodos de retención (dentro de los que podemos considerar a la tierra armada), no tanto con este fin propiamente dicho, sino con el de contener materiales fácilmente

atacables por el intemperismo; dentro de esta línea se construyen pantallas de mampostería o placas delgadas de concreto. En derrumbes y caídos de escasa magnitud ha rendido buenos resultados el recubrimiento con gunita, concretos lanzados, mallas de alambre, etc. Los anclajes se usan cada día mas para resolver este tipo de problemas. En el caso de cortes en que los caídos y derrumbes se presentan en la zona de coronamiento debe realizarse la remoción periódica del material que se va soltando. (Ref. 11) .

Para el caso de erosión, agrietamiento, tubificación, licuación, deformación en los hombros de los terraplenes y falta de capacidad de carga en el terreno de cimentación, el uso de estructuras de retención, dentro de las que se puede incluir la tierra armada, no aporta nada a la solución del problema.

Los Ingenieros de la Compañía Tierra Armada, S.A. señalan que con el fin de lograr un sistema que pueda proporcionar la resistencia suficiente ante empujes laterales generados por un problema de estabilidad de taludes, se han usado con éxito en algunas partes del mundo muros de tierra armada (Ref. 1) . Comentan que en muchos de estos casos la tierra armada se empleó para crear una masa que resistiera cualquier cuña deslizando que pudiera haberse generado después de haber ocurrido las fallas (Ref. 1) , también aseguran que la tierra armada por su gran drenabilidad puede contribuir a la estabilización de laderas al límite del equilibrio (Ref. 4) . Los casos a los que se refieren están incluidos en el cuerpo de este trabajo, pero no presentan ninguna figura, ni fotografía, ni comentan nada respecto a los detalles de instalación del muro para los casos presentados. Consultando a los Ingenieros de Tierra Armada, -



S.A. nos señalaron que ellos no conocen personalmente un caso de estos y que ignoran los detalles de instalación para este caso -- tan especial, ya que nunca se ha usado en México la tierra armada -- para tal fin, y que inclusive, nunca se ha tomado en cuenta como alternativa en ningún problema de estabilidad de taludes. No sería posible construir un muro de tierra armada al pie de un talud con el fin de proporcionar la resistencia suficiente ante empujes laterales sin evitar que las operaciones de construcción del macizo no sólo induzcan un aumento de la velocidad del deslizamiento sino que precipiten una falla súbita y total del talud, ya que el volumen de la excavación para su cimentación es considerable, problema que no se soluciona excavando y construyendo por etapas alternadas a lo largo del desarrollo del muro. Este problema también lo padecen los muros de retención, lo que hizo conveniente el limitar el análisis comparativo al caso de muros de retención y tierra armada como métodos de contención de caídos en taludes y usados exclusivamente como métodos preventivos, como se aclaró en hojas atrás.

En relación a la figura 65, pág. 249, podemos decir lo siguiente; Dado un caso específico, es decir; mejorar la estabilidad de un talud, se presentarán varias alternativas, que se pueden englobar -- en dos grupos: a) Métodos mecánicos, b) Métodos basados en drenaje y subdrenaje. Supondremos que el caso específico que nos ocupa es un deslizamiento de tierras, lo que implicaría que de inmediato -- algunos métodos de estabilización quedaran fuera debido a que son soluciones no apropiadas al caso a primera vista, como es el caso del empleo de vegetación, y algunos otros que quedarían fuera dependiendo del problema en sí; espacio y geometría por ejemplo. Los-

métodos posibles a primera vista que queden deberán estudiarse -- técnicamente, es decir; se realizará un estudio selectivo cuyo enfoque será de naturaleza técnica, lo que eliminará algunas de las alternativas consideradas, por ejemplo; puede suceder que el método para eludirlo cause pendientes inadmisibles al hacer la relocalización, o que no se pudiera abatir el talud, debido a espacio, o que el uso de explosivos afecte aún más la estabilidad del talud, etc. El resultado de este estudio serán algunas soluciones posibles -- técnicamente recomendables. A estas soluciones se les tendrá que someter a consideraciones de preferencia, es decir; consideraciones económicas o de costo, rapidez de ejecución y estética.

Respecto a ambos estudios selectivos; técnicos y de preferencia, se puede decir lo siguiente: respecto a la técnica, podemos decir que actualmente no existe obra imaginada por el hombre que no sea posible de realizar, ya que, tanto la propia tecnología, como el desarrollo de procesos constructivos, han alcanzado horizontes no imaginados. En relación al tiempo, también podemos afirmar que las nuevas disciplinas de programación proporcionan al hombre moderno la posibilidad de realizar cualquier obra en condiciones de tiempo que anteriormente se podrían considerar imposibles. Pero en referencia al costo, si bien aceptamos que está intrínsecamente ligado con los anteriores elementos de base, tiene también un valor "sustancial" hasta cierto punto incommovible; es decir, creemos que los dos factores anteriores están, en cierta forma, supeditados al tercero. Es más común en la época moderna encontrar la palabra incosteable que la palabra irrealizable o inacabable, y en última instancia po-

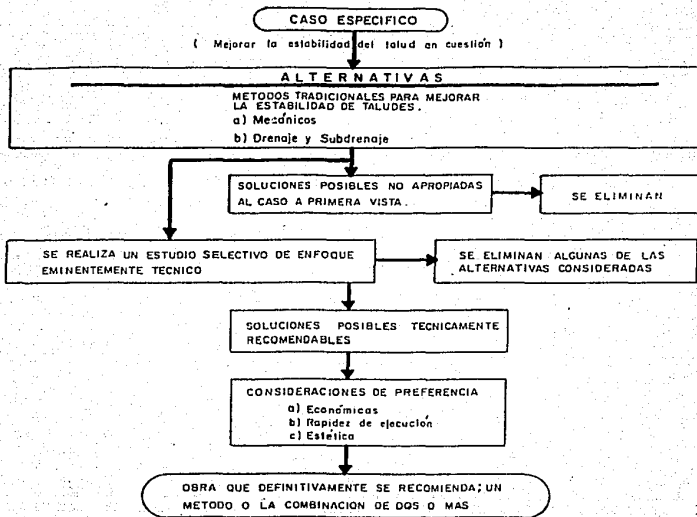


FIG. 65.- PROCESO DE SELECCION DE METODOS PARA MEJORAR LA ESTABILIDAD DE TALUDES

demostramos decir que si el elemento costo de una obra cualquiera, está dentro de los rangos lógicos acostumbrados para ese momento o época histórica, es posible realizar la misma, reduciendo los tiempos de ejecución y aún supliendo en muchos casos las carencias de técnica. (Ref. 12 ) .

No es ocioso mencionar que en la Ingeniería en general y en la Mecánica de suelos en particular no son válidas las "recetas", lo que implica que un análisis comparativo no deberá señalar caminos estrechos y ordenar criterios y soluciones, por el contrario, debe abrir los criterios, ampliar conocimientos y proponer el debate científico. Por todo lo anterior, un análisis comparativo no puede ser cuantitativo en mecánica de suelos, sino cualitativo, ya que lo que sirve para un caso o suelo, no sirve para otro, y el resultado de un análisis comparativo cuantitativo en este caso resulta ser totalmente subjetivo, es meramente un ejercicio aritmético. Cada caso es un caso específico y debe tratarse como tal.

## Referencias

1. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos. Tierra Armada. Simposio Internacional, Julio 1980. México, D.F. 1983.
2. Schlosser, F. and Juran, I. Parámetros de calcul des sols artificiellement améliorés, Proceedings European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1980, Brighton, England.
3. Tierra Armada, S.A. La tierra armada, folleto.
4. Tierra Armada, S.A. La tierra armada, teoría, tecnología, aplicaciones. Gráficos ECO, S.A. España, Madrid, 1981.
5. Secretaría de Recursos Hidráulicos. Mecánica de Suelos, instructivo para ensayo de suelos. Dirección de proyectos, Departamento de Ingeniería Experimental, editado por la dirección de información, México, 1967.
6. Marsal, R.J. y Mazari, M. El subsuelo de la ciudad de México. Parte A: Estratigrafía y propiedades. Publicación del Instituto de Ingeniería. Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México 1959.
7. Juárez Badillo, E. y Rico Rodríguez, A. Mecánica de Suelos, Tomo I, Fundamentos de la Mecánica de Suelos. Cap. II. Ed. Limusa, S.A. 3a. ed. México, 1974.
8. Casagrande, A. Classification and identification of soils. American Society of Civil Engineers, Trans. Vol. 113, 1-4.
9. Wagner, A.A. The use of the unified soil classification system by the Bureau of Reclamation. Proceedings of the Fourth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Vol. I. London, 1957.
10. Corps of Engineers U.S. Army. Flexible Airfield Pavements. Manual EM-1110-45-302-Apéndice II. 1958.
11. Rico Rodríguez, A. y Del Castillo Mejía, E. La ingeniería de suelos en las vías terrestres. Carreteras, Ferrocarriles, y Aeropistas. Vol. I. Cap. 6. Ed. Limusa, S.A. México, D.F., 1974.
12. Suárez Salazar, Carlos. Costo y tiempo en edificación. Cap. I. p. 22. Ed. Limusa, S.A. México, D.F. 3a. ed. 1977.

C O N C L U S I O N E S .

## CONCLUSIONES

Las ventajas más importantes a tener en cuenta en el uso de la tierra armada para la contención de caídos son: bajo costo, rapidez de construcción, facilidad de montaje, flexibilidad, y buena apariencia, además de adecuada drenabilidad.

La tierra armada ha tenido muchas aplicaciones en diversos problemas ingenieriles, se deberá tener un correcto conocimiento de su comportamiento en cada aplicación que se vaya hacer.

Se debe señalar que es necesario hacer uso del SUCS en los criterios para la elección del tipo de relleno a utilizar en macizos de tierra armada, pues las normas actuales consideran adecuado un 15% de contenido de finos, siendo este tipo de suelo, un suelo virtualmente impermeable, por eso, se deberá tomar como norma el considerar que un relleno adecuado para tierra armada es del grupo SW (según el SUCS), y los suelos pertenecientes a los grupos: SW-SC y SW-SH, deberán tener un ángulo de fricción interna mayor a 25 grados en prueba no drenada. Para los suelos del grupo SP, SP-SC y SP-SH, se tendrá que cumplir con las anteriores condiciones, pero se deberá tener presente las dificultades para compactar un suelo de este tipo, sobre todo si es una arena fina mal graduada. Todo lo anterior será si requiere seguir el criterio de considerar una constante de cálculo al rozamiento tierra-armadura, pero si se desea usar otro tipo de suelo o en el caso de no cumplir con las condiciones señaladas se deberá adoptar el criterio de variar el dimensionamiento de las armaduras, lo que implica el realizar un ensayo directo de rozamiento tierra-armadura, pero si el material

en prueba no drenada de un ángulo menor de 30 grados, se considerará un muro antieconómico por la cantidad de acero que se requerirá para reforzarlo. En todos los casos, los suelos deberán - además de lo anterior, cumplir con las condiciones cíclicas - púncas señaladas en el cuerpo del último capítulo.

El modo de falla de un muelle de tierra armada está gobernado por el modo de falla de los refuerzos, de ahí que se recomienda usar materiales con gran resistencia a la tensión y además comportamiento dúctil, de esto se desprende que la tierra armada es una estructura inductiva de una condición crítica.

Se deberán seguir las normas de construcción vigentes para tierra armada, sobre todo en la compactación del relleno, que dicen: el equipo pesado de compactación vibratoria no debe acercarse a menos de un metro del paramento, de lo contrario el paramento sufrirá deflexiones, en el espacio restante se deberán usar compactadores pequeños para excilla.

Muchos problemas de la construcción de muros de tierra armada se pueden resolver con un adecuado plan de trabajo en lo que respecta a supervisión; en la compactación, la colocación de escamas, y el uso adecuado de los equipos de construcción que se utilicen. Problemas como el desplomar el paramento del muro debido a una mala instalación; o a causa de un golpe dado al intentar compactar el material de relleno con equipo inadecuado, - decir; con el equipo pesado de compactación vibratoria para ahorrar tiempo, pueden evitarse con una correcta supervisión durante la construcción desde los primeros etapas; hasta la conclusión de la obra.



De la mayor parte de los casos se podrán generalizar estructuras de tierra armada que sean seguras y económicas, siempre que se cuente con suelos adecuados para rellenar y condiciones de cimentación propicias.

Para decidir sobre el uso de la tierra armada no deberán basarse por alto los análisis de estabilidad del subsuelo de apoyo.

Para el uso de la tierra armada en la zona del lago de la Ciudad de México y en general en zonas muy compresibles debe vigiarse cuidadosamente, debido a los asentamientos que pueden presentarse, sobre todo cuando debe existir continuidad con otro tipo de estructuras más rígidas. Dado luego, esta recomendación, también es válida para terraplenes y un tipo de tierra no armada.

Se deberá seguir investigando no sólo a la tierra armada, sino también al refuerzo en suelos. Existen algunas pautas a seguir para los investigadores: El signo típico de un suelo de tierra armada, fricción entre suelo y refuerzo y sobretodo fricción en suelos con un alto contenido de material fino, comportamiento fundamental del material de tierra armada bajo distintos tipos de sollicitaciones y con refuerzos de diferente deformabilidad, determinación del comportamiento de estructuras reales con base en el conocimiento de las leyes fundamentales que gobiernan el comportamiento de la tierra armada.

En la construcción de carreteras, debido a la resquebrajamiento de la orografía nacional, la tierra armada es una solución muy competitiva para muchos problemas concernientes a consolidación de terraplenes en laderas inclinadas.

Se debe seguir investigando acerca del refuerzo en suelos y su posible aplicación en vías terrestres .

Cuando se tenga un caso específico, es decir una situación - en donde haya un problema de estabilidad de un talud, y se desee señalar cuál método es más conveniente para mejorar la estabilidad del talud en cuestión, se tendrá que hacer un estudio selectivo de todas las alternativas, técnico primero y de preferencia, económico, rapidez de ejecución y estética, después. De esta forma - se determinará la obra que definitivamente se recomienda, que -- puede ser un método o la combinación de varios, e inclusive la - combinación de uno o varios métodos mecánicos con uno o varios - métodos relacionados con técnicas de drenaje y subdrenaje. No todas las soluciones propuestas son apropiadas para todos los tipos de fallas de laderas y taludes. No todas las soluciones comentadas en el cuerpo de este trabajo pueden justificarse como aconsejables para los diferentes tipos de fallas. Un método que sirve para estabilizar un talud puede no servir para estabilizar a otro e inclusive puede ser perjudicial para su estabilidad y empeorar sus condiciones de equilibrio. Cada problema es un caso específico y debe tratarse como tal.

No sería posible construir un muro de tierra armada al pie de un talud con el fin de proporcionar la resistencia suficiente ante empujes laterales sin evitar que las operaciones de construcción del muro no sólo induzcan un aumento de la velocidad del deslizamiento sino que precipiten una falla súbita y total del talud, ya

que el volumen de la excavación para su cimentación es considerable, problema que no se soluciona excavando y construyendo por etapas alternadas a lo largo del desarrollo del muro. Este problema también lo padecen los muros de retención. Ambas técnicas pueden usarse como métodos preventivos de contención de caídas en taludes, en las que la tierra armada tiene ventajas sobre los muros de retención debido a su menor costo en función de la altura (Figs. 62, 63, y 64, págs. 205, 207, y 208 respectivamente), rapidez de construcción, facilidad de montaje, flexibilidad, buena apariencia y adecuada autodrenabilidad, además de que los muros de retención requieren de todo un conjunto de obras auxiliares, tales como subdrenaje, ademado, desagües, etc., que han de atenderse cuidadosamente y que elevan en forma considerable el costo total.

En la Ingeniería en general y en la mecánica de suelos en particular no son válidas las "recetas", lo que implica que un análisis comparativo no deberá señalar caminos estrechos y ordenar criterios y soluciones, por el contrario, debe abrir los criterios, ampliar conocimientos, y proponer el debate científico. Por todo lo anterior, un análisis comparativo no puede ser cuantitativo en mecánica de suelos, sino cualitativo, ya que lo que sirve para un caso o suelo, no sirve para otro, y el resultado de un análisis comparativo cuantitativo en este caso resulta ser totalmente subjetivo, es meramente un ejercicio aritmético. Cada problema es un caso específico y debe tratarse como tal.

## BIBLIOGRAFIA .

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

- 1.- MECANICA DE SUELOS. Teoría y aplicaciones de la mecánica de suelos. Juárez Badillo, Eulalio y Rico Rodríguez, Alfonso. 2a. Ed. México. Editorial Limusa, S.A., 1981. Tomo II. 704 pp.
- 2.- LA INGENIERIA DE SUELOS EN LAS VIAS TERRESTRES. Carreteras, Ferrocarriles y Aeropistas. Rico Rodríguez, Alfonso y Del Castillo Mejía, Hermilo. 1a. Ed. México. Editorial Limusa, S.A., 1984. Vol. 1. 460 pp.
- 3.- TIERRA ARMADA. Simposio Internacional. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, México, 1980. 102 pp.
- 4.- MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES. Geotécnia, 2.2.1. Estructuras de Tierra. Comisión Federal de Electricidad, Instituto de Investigaciones Eléctricas, México, 1983. 68 pp.
- 5.- LES OUVRAGES EN TERRE ARMEE. Recommendations et règles de l'art. Ministère des Transports, Direction Generale des Transports Interieurs, Direction des Poutes et de la Circulation Routiere, France, 1979. 195 pp.
- 6.- THEORETICAL SOIL MECHANICS. Terzaghi, Karl. U.S.A., John Wiley and Sons, 1943. 510 pp.
- 7.- MECANICA DE SUELOS EN LA INGENIERIA PRACTICA. Terzaghi, Karl y Peck, Ralph B. 2a. Ed. Barcelona, España. Editorial El Ateneo, S.A., 1973. 722 pp. Tr. Oreste Moretto.
- 8.- INVESTIGACIONES SOBRE ESTABILIDAD DE TALUDES Y FUNDACIONES. Tesis Doctoral, Carrillo Flores, Labor. México. Universidad Nacional Autónoma de México, Escuela Nacional de Estudios Profesionales. Acapulco. 1984. 119 pp. Tr. Gerardo de Izarriturri.
- 9.- MECANICA DE SUELOS. Lambe, T. William y Whitman, Robert V. 1a. Ed. México, Editorial Limusa, S.A., 1972. 582 pp. Tr. José A. Jiménez Salas y José Ma. Rodríguez Ortiz. Rev. Alfonso Rico Rodríguez.
- 10.- MECANICA DE SUELOS. Fundamentos de la Mecánica de Suelos. Juárez Badillo, Eulalio y Rico Rodríguez, Alfonso. 3a. Ed. México, Editorial Limusa, S.A., 1974. Tomo I. 643 pp.
- 11.- MECANICA DE SUELOS. Flujo de agua en suelos. Juárez Badillo, Eulalio y Rico Rodríguez, Alfonso. 1a. Ed. México, Editorial Limusa, S.A., 1972. Tomo III. 414 pp.
- 12.- LA INGENIERIA DE SUELOS EN LAS VIAS TERRESTRES. Carreteras, Ferrocarriles y Aeropistas. Rico Rodríguez, Alfonso y Del Castillo Mejía, Hermilo. 1a. Ed. México, Editorial Limusa, S.A., 1977, Vol. 2, 643 pp.

- 13.- INTRODUCCION A LA MECANICA DE SUELOS Y CIMENTACIONES. Sowers, George B. y Sowers, George F. 1a. Ed. México, Editorial Limusa, S.A., 1972. 677 pp. Tr. José Menéndez Menéndez. Rev. Alfonso Rico Rodríguez.
- 14.- PROPIEDADES GEOFISICAS DE LOS SUELOS. Bowles, Joseph E. 1a. Ed. -- Bogotá, Colombia. Editorial Mc. Graw-Hill, 1982, 490 pp. Tr. Eugenio Retamal y Hugo Cosme. Rev. Luciano Rivera.
- 15.- MECANICA DE SUELOS Y CIMENTACIONES. Crespo Villalaz, Carlos. - 2a. Ed. México, Editorial Limusa, S.A., 1981, 575 pp.
- 16.- FUNDAMENTALS OF SOIL MECHANICS. Taylor, Donald W. 1a. Ed. U.S.A. -- John Wiley and Sons, Inc. 1948. 700 pp.
- 17.- SOIL MECHANICS. N. Tsylovich. 1a. Ed. Moscow, Russia. Mir Publishers, 1976. 293 pp. Tr. V. Afanasyev.
- 18.- INGENIERIA DE CIMENTACIONES. Peck, Ralph B., Hanson, Walter E., - Thornburn, Thomas F. 2a. Ed. México. Editorial Limusa, 1982, 557 pp. Tr. José Luis Lepe Saucedo. Rev. Hermilo Del Castillo Mejía. - Biblioteca Limusa para la Industria de la Construcción.
- 19.- FOUNDATION ANALYSIS AND DESIGN. Bowles, Joseph E. 3th. Edition. International Student Edition. Singapore. Mc. Graw-Hill. International Book Company, 1982, 816 pp.
- 20.- ESTABILIDAD DE LOS MACIZOS ROCOSOS Y METODOS DE ESTABILIZACION. Gaziev, Erast G. 1a. Ed. México. UNAM. Instituto de Ingeniería, Series del Instituto de Ingeniería. I.O.D.-3, 1984. 202 pp. Tr. Uxon Doyhamboure.
- 21.- MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES. Geotécnia. E.3.1. Estabilidad de taludes. Comisión Federal de Electricidad, Instituto de Investigaciones eléctricas, México, 1980, 60 pp.
- 22.- MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES. Geotécnia. E.3.5. Tratamiento de macizos rocosos. Comisión Federal de Electricidad, Instituto de Investigaciones Eléctricas, México, 1980. 14 pp.
- 23.- LA TIERRA ARMADA. Teoría, Tecnología y Aplicaciones. Tierra Armada, S.A. 1a. Ed. Madrid, España. Gráficos Eco., S.A., 1981, 18 pp.
- 24.- LA TIERRA ARMADA. Instrucciones de montaje. Tierra Armada, S.A. 1a. Ed. Madrid, España. Gráfico Eco., S.A., 1981, 12 pp.
- 25.- TIERRE ARMÉE/REINFORCED EARTH. La Terre Armée, S.A./The Reinforced Earth Company. 1a. Ed. Paris, France, Arlington Virginia, USA, 1980, 12 pp.
- 26.- REINFORCED EARTH. INDUSTRIAL APPLICATIONS. The Reinforced Earth Company. 1a. Ed. Arlington Virginia, USA. 1977. 5 pp.

- 27.- TERMINAL NETHANIER, MONTAIS-DE-BRETAGNE. La terre armée, S.A., 1a. Ed. Paris France, 1974, 4pp.
- 28.- LA TIERRA ARMADA. Tierra Armada, S.A. 1a. Ed. México, Folleto, 1965, 4 pp.