

141



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA
DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

"PROBLEMATICA Y METODOS DE SOLUCION PARA LA
ESTABILIDAD DE SUELOS EN LA ZONA PONIENTE DE LA
CIUDAD DE MEXICO"

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 :
MARIA DE LOS ANGELES
VILLANUEVA MOLINA



MEXICO, D. F.

2002

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



UNIVERSIDAD NACIONAL
AVENIDA DE
MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA
DIRECCION
60-1-012/95

Señorita
MARIA DE LOS ANGELES VILLANUEVA MOLINA
Presente.

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor ING. HECTOR SANGINES GARCIA, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de INGENIERO CIVIL.

"PROBLEMÁTICA Y METODOS DE SOLUCION PARA LA ESTABILIDAD DE SUELO EN
LA ZONA PONIENTE DE LA CIUDAD DE MEXICO"

- I. INTRODUCCION
- II. ZONAS MINADAS
- III. ZONAS DE RELLENO
- IV. ZONAS DE LADERA
- V. ZONAS DE CAUCES
- VI. CONCLUSIONES

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el título de ésta.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
Cd. Universitaria, a 03 de febrero de 1995.
EL DIRECTOR.


ING. JOSE MANUEL COVARRUBIAS SOLIS

pl. JMCS/RCR*nil

A mis padres:

Por su cariño, comprensión y apoyo incondicional ante las metas trazadas en mi vida.

A mis hermanos, a mi esposo y amigos:

Quienes me han acompañado y participado en los acontecimientos mas importantes de mi vida, brindando siempre su apoyo, amistad, cariño, comprensión y sabiduría.

A mi asesor:

Ing. Héctor Sangines García

Por su tiempo, apoyo y conocimientos brindados que hicieron posible la realización de ésta tesis.

INDICE

CAPTULO I	
INTRODUCCION	1
CAPTULO II	
ZONAS MINADAS	3
II.1 Problemática	4
II.2 Métodos de estabilidad	7
II.2.1 Relleno de cavidades e inyección	13
II.2.2 Excavación y relleno compactado	16
CAPTULO III	
ZONAS DE RELLENO	17
III.1 Problemática	18
III.2 Métodos de estabilidad	19
III.2.1 Mejoramiento para rellenos conformados por materiales cohesivos	19
III.2.2 Mejoramiento de suelos en terrenos de características granulares	20
III.2.3 Mejoramiento de suelos en terrenos conformados por rellenos producto de estructuras demolidas	21
III.2.4 mejoramiento de suelos en terrenos conformados por basura	21
CAPTULO IV	
ZONAS DE LADERA	22
IV.1 Problemática	23
IV.2 Métodos de solución	27
IV.2.1 Elementos de retención	28
IV.2.1.1 teoría de Rankine	32
IV.2.1.2 Método semiempírico de Terzaghi	39
IV.2.1.3 Estabilidad por medio de Muros Gavión	48
CAPTULO V	
ZONAS DE CAUCE	52
V.1 Problemática	53
V.2 Métodos de solución	55
CAPTULO VI	
CONCLUSIONES	56
REFERENCIAS	59

T E M A I

INTRODUCCIÓN

INTRODUCCIÓN

En el presente trabajo se plantea la problemática de estabilidad de suelo que presenta la zona poniente de la Ciudad de México, demarcación política Álvaro Obregón considerando que es representativa de una gama casi general de los problemas de estabilidad de suelo que se pueden presentar en la vida práctica de la Ingeniería civil, como lo son las zonas minadas, zonas de relleno, zonas de ladera y zonas de cauce, temas que se desarrollan en sus capítulos respectivos.

Las zonas inestables presentan un riesgo latente para los ocupantes de suelo, que por desconocimiento, comodidad económica o siendo víctimas de engaño por fraccionadores fraudulentos, inician procesos de autoconstrucción los cuales carecen de cimentación adecuada o de estabilidad de suelo, para ello se plantean la problemática de cada una de las zonas mencionadas anteriormente y las soluciones de ingeniería factibles de aplicar, ventajas y desventajas técnicas.

En lo respectivo al tema de zonas minadas se plantean métodos de estabilidad, seguimientos para su ejecución, que incluyen rellenos de cavidades e inyección a base de lodo fraguado o mortero y lechada de sello, así como excavación y relleno compactado por medios mecánicos.

El tema de zonas de relleno considera las observaciones pertinentes cuando se presenta material de éstas características en el suelo, describiendo los mejoramientos factibles para rellenos conformados por materiales cohesivos, en terrenos con características granulares, terrenos conformados por estructuras demolidas o bien en aquellos conformados por basura.

En lo que refiere a zonas de ladera se plantean métodos de análisis para el cálculo de estructuras de retención, considerando diferentes tipos de suelo.

En la última parte de este trabajo se consideran los diferentes tipos de falla más comunes en los taludes adyacentes a los cauces y se plantea la mejor solución a esta problemática.

T E M A I I

ZONAS MINADAS

II ZONAS MINADAS

II.1 PROBLEMATICA

Previo a la problemática es necesario describir la geología de la zona conformada por las lomas que se elevan al oeste de la Ciudad de México constituidas por abanicos volcánicos de la Sierra de las Cruces, de materiales piroclásticos depositados en partes bajas de aparatos volcánicos durante su vida activa.

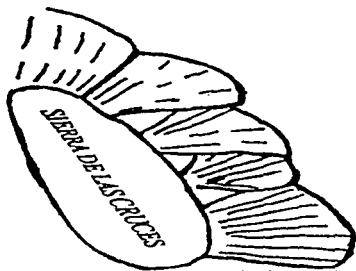


FIGURA 1

El origen de la explotación de zonas minadas deriva de la estratigrafía de suelo conformada esencialmente por tres conjuntos de rocas semejantes, el primero forma parte de la sierra de las cruces, conformado por materiales andesíticos ubicados en la zona suroeste de la demarcación, los niveles en los que se desarrolla alcanzan alturas hasta de 3800 metros sobre el nivel del mar.

El segundo conjunto se encuentra ubicado a una altura que varía de 2300 a 2700 metros sobre el nivel del mar, conformado por material piroclástico el cual deriva de erupciones volcánicas con algunos desarrollos de conglomerados denominados FORMACION TARANGO, tales materiales se superponen en una capa de 200 ó 400 metros de espesor y se encuentra conformada por gravas, arenas, arcillas, pómez, limos y depósitos de lodos volcánicos que contienen materiales en diversos tamaños, desde cenizas a grandes peñascos.

Esta formación Tarango presenta estratos regulares e irregulares, en ocasiones de tipo lenticular, ligeramente inclinado 4 ° compuesto de 6 elementos litológicos.

- A) Horizontes de cenizas volcánicas de muy distintas granulometrías
- B) Capas de erupciones pumíticas
- C) Lahares

- D) Igníbritas
- E) Depósitos fluviales
- F) Suelos

El tercero conformado por derrames basálticos y tezontles en menor cantidad, dichos materiales se visualizan en su afloramiento, en la zona determinada como los pedregales.

La existencia de materiales pétreos en el segundo conjunto litográfico, propicio su explotación, la cual se dio sin planificación, ya que tales actividades eran ejecutadas desde una empresa minera hasta grupos menores, que indiscriminadamente generaban túneles, galerías subterráneas y lumbreras, de las cuales no se tuvo control ni registro alguno.

La explotación de materiales pétreos para construcción fue generada a través de dos métodos:

- 1) **EXPLOTACION A CIELO ABIERTO.** Consiste en la excavación de los materiales a niveles superficiales permitiendo la omisión de techo ó encape, dicha explotación fue factible en los términos de que la existencia de los materiales pétreos se encontraban a niveles no profundos, permitiendo el aprovechamiento de los materiales en un gran porcentaje, dichas extracciones se presentaron generalmente en cambios de pendiente abrupta, en donde la capa de arena era localizable inmediatamente y con ángulos propicios para su explotación.

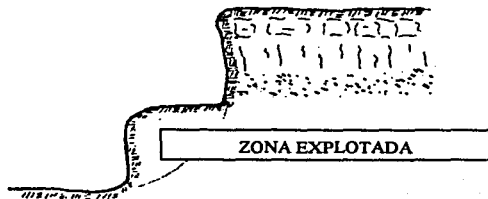


FIGURA 2

- 2) **EXPLOTACION SUBTERRANEA.** Consiste en la excavación de materiales pétreos a niveles profundos, el inicio de la excavación se da en afloramientos visibles, sobre todo en los desniveles con pendiente abrupta, cuya continuidad de extracción de material implicaba el uso específico de un estrato, que en comparación con la superficie de suelo, siempre guarda cierta distancia. Formando un encape entre el techo de la mina y el suelo de la superficie. La problemática referente a este tipo de explotación consiste en los cambios de dirección presentados en el estrato explotado, ya que a consecuencia de la facilidad de extracción del material, los túneles presentan cambios de dirección en sentido vertical y horizontal. El encape presentado, con motivo de intemperismo y filtración, propicia problemas de estabilidad, llegando a causar colapsos súbitos, otro de los motivos de colapso es la falta de encape suficiente.

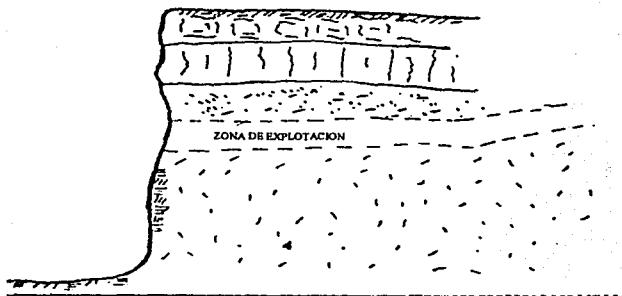


FIGURA 3

Ante la explosión demográfica acelerada y las necesidades inmediatas de vivienda, las áreas determinadas como de antigua explotación de materiales pétreos fueron ocupadas, ya sean por posesión ilícita de terrenos ó bajo engaños ocasionados por fraccionadores fraudulentos, quienes rellenaban cavidades con métodos ineficientes e inseguros realizando la venta de áreas que a simple vista no reflejaban la problemática real de inestabilidad de suelo, sobre el cual mas tarde desplantarían viviendas de manera definitiva, sufriendo consecuencias posteriores, en cuanto se asentaba el relleno u ocurría la falla súbita del encape que la sostenía.

La segunda capa litográfica o formación Tarango contiene materiales clasificados como bastante buenos en resistencia, los cuales permitieron la explotación de materiales sin problemas del encape hasta la fecha, para los cuales se previó el encape correcto entre el terreno superficial y el techo de la mina; Se considera también en este mismo encape la existencia de terrenos de mala calidad, con los cuales las capas de arena se sobreponen, dichos terrenos están constituidos por suelos de fácil meteorización y bajo coeficiente de rozamiento interno, mismos que a pesar de tener un encape suficiente, al infiltrarse el agua de lluvia a través del tiempo, aunado a los posibles escurrimientos ocasionados por la ruptura de drenajes en zonas habitadas, disminuyen su encape propiciando fisuras y con el tiempo la falla.

En el caso de los asentamientos de zonas minadas y rellenadas simultáneamente, el riesgo equivale a que el material que fuera rellenado se dispersara, dado su estado de saturación causando fluidez por las continuidades de las galerías o túneles subterráneos, dejando sin apoyo alguno al terreno superficial así como a las viviendas. En la demarcación se han observado cavidades hasta de tres niveles, motivo por el cual se recomienda el hacer un buen estudio para la determinación de ellos.

En general puede determinarse que existen tres grupos en los cuales puede clasificarse los factores que influyen en la estabilidad de terrenos minados.

GRUPO	FACTORES	CARACTERÍSTICAS
1	Geométricos	Dimensiones, profundidad, altura libre y número de niveles de cavidades
2	Estructura física y mecánica del suelo	Resistencia y deformabilidad de los materiales que constituyen las bóvedas pilares así como la estructura secundaria
3	Agentes externos	Sobrecargas, sismos, erosión e intemperismo

II. 2 METODOS DE ESTABILIDAD

Los métodos de estabilidad propuestos refieren a los factibles de desarrollo en la demarcación de la delegación Álvaro Obregón, que en términos de la estabilidad de zonas minadas, considera aquellos que no requieran de mano de obra calificada y materiales excesivamente costosos, dado el bajo presupuesto de asignación a tal problemática.

Es poco usual la realización de regeneración de mina como medida preventiva, si haberse suscitado un colapso súbito o parcial de algún tramo de la galería o túnel, de tal forma que la regeneración implica la estabilización de suelo que puede solventarse en las siguientes formas, dependiendo de las condiciones en las que se encuentre.

A) En el caso de encontrarse con relleno previo y de mala calidad, se deberá proceder a su eliminación, implicando esta decisión, un costo mayor a causa del desalojo de material insatisfactorio y la introducción de material sano.

B) Colapsar totalmente el tramo a regenerar, a través de excavación a cielo abierto, en cavidades con acceso a maquinaria, considerando encape no muy gruesos, aceptando materiales hallados in situ, producto de los desgajamientos, para evitar acarrees en un 100% ó en el caso de mina colapsada, proceder a la estabilización.

En primera instancia se deberá revisar la capacidad de carga y estabilidad del techo, de tal revisión se desprenderá el proceso adecuado de estabilidad y método de ataque, para tales efectos deberá contar con un perfil de suelos detallado, a lo largo del eje del túnel, que contenga información sobre la estratigrafía, resistencia y tipo de material, dos diámetros arriba de la clave y un diámetro por debajo del túnel, dichos sondeos pueden elaborarse por diversos métodos, debiendo elegir el más óptimo a través de un análisis de costos e información brindada por exploraciones previas para evaluación y toma de decisiones correspondientes.

Los datos frecuentemente empleados para la estabilidad en zonas minadas son:

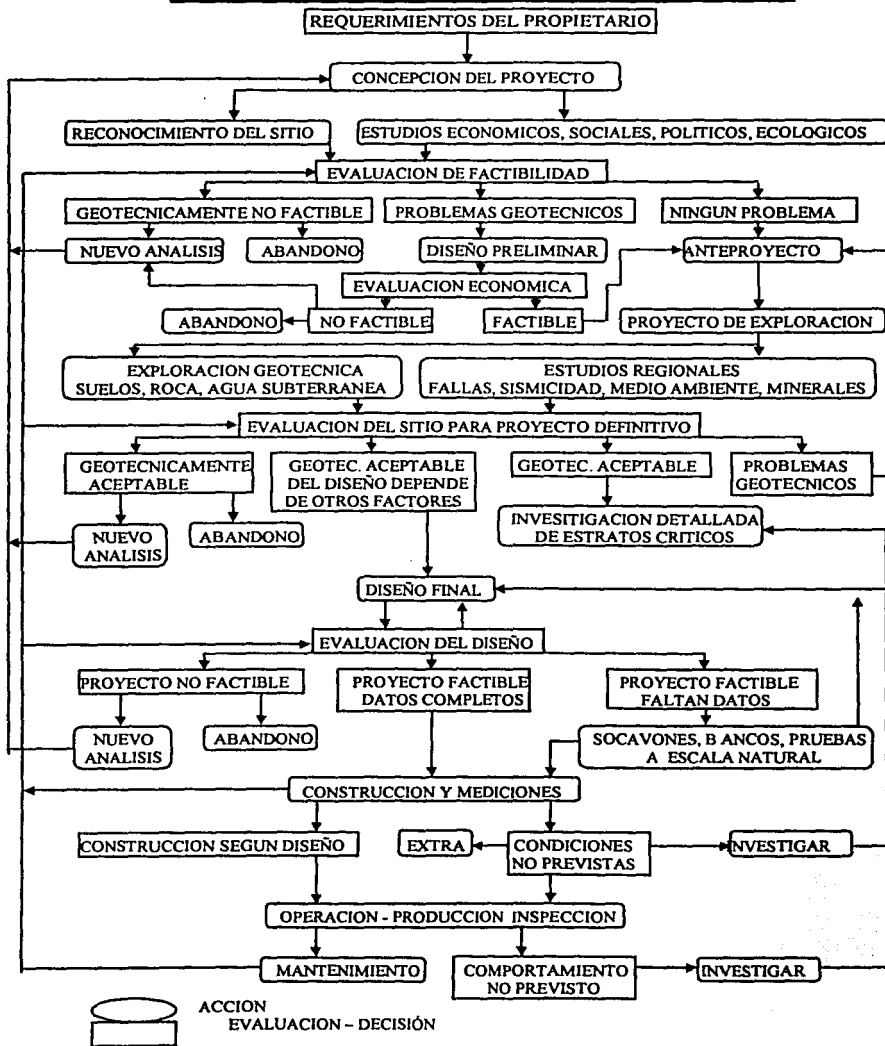
- Rellenos de cavidades e inyección
- Excavación y relleno compactado

- Refuerzos de techos y protección contra la intemperie

La determinación del método de estabilidad a emplear, será el que resulte, después de analizar e investigar el suelo, a través de exploración, sondeos y muestreo. Para la toma de decisiones al respecto puede considerarse el empleo del siguiente diagrama de flujo (TABLA 1), el cual deberá ser adaptado a las condiciones particulares del caso.

TABLA I

TOMA DE DECISIONES PARA LA INVESTIGACION DE UN SITIO



Simultáneamente a las exploraciones de suelo se deberá efectuar una investigación geotécnica en la cual se derivará la siguiente información:

- 1) La naturaleza de los depósitos de suelo, incluyendo geología, historia reciente de rellenos e inundaciones en el lugar y posible explotación minera.
- 2) La extensión lateral, en profundidad y las características generales de cada estrato de suelo y roca, así como la localización y la naturaleza de las discontinuidades geológicas.
- 3) Elevación del nivel freático, localización de acuíferos, la distribución de la presión piezométrica en el subsuelo y las variaciones del nivel freático con el tiempo y con los cambios ambientales.
- 4) Las propiedades ingenieriles de cada estrato de suelo, que afecten en el diseño y comportamiento de la obra.

Dicha información derivará de las actividades descritas a continuación :

ACTIVIDAD	AUXILIARES
Investigación previa	Mapas topográficos Mapas Geológicos Fotografías aéreas Informes geotécnicos de zonas vecinas Publicaciones en revistas de ingeniería y geología
Reconocimiento del sitio	Identificación y localización de estructuras geológicas, fallas, fracturas y rellenos. Clasificación superficial de rocas y suelos Información acerca de la accesibilidad al sitio y de recursos humanos, materiales y de equipos en el lugar.
Exploración	Métodos indirectos (geofísicos) Refracción y reflexión sísmica Resistividad eléctrica Métodos semidirectos (pruebas de penetración) Cono estático (presión) Cono dinámico (percusión) Penetración estándar, SPT Veleta Piezómetro Métodos directos (muestreo) Pozos a cielo abierto
Pruebas de campo	Permeabilidad De placa Carga en un pilote

Las actividades para exploración de suelos dependerán de los datos requeridos para la obra, siendo mayores o menores de acuerdo a las dimensiones de ésta.

INVESTIGACIÓN PREVIA: Esta consiste en conformar un documento con los antecedentes factibles de recopilar, mismos que indiquen la estratigrafía original del sitio y sus posibles modificaciones y causas.

RECONOCIMIENTO DEL SITIO: Consistirá en el recorrido detallado del área en estudio, con el cuidado en la descripción de barrancas, cañadas, cortes cercanos al lugar para la investigación de bocaminas o rellenos, muros o construcciones que posiblemente oculten entradas verticales o laterales. Para el caso de ubicar bocaminas será necesario inspeccionar si su corto desarrollo u otra causa fuera de toda duda es motivo para descartar la posibilidad de que afecte al predio en estudio, en caso contrario el reconocimiento de la mina servirá para definir su estado y condiciones de acceso, con la posibilidad de plantear una exploración por método directo.

Al inspeccionar laderas de barrancas y cortes se deberán observar estratos de arena, grava y materiales pumíticos, que pudieron haber sido objeto de explotación subterránea, anotando datos topográficos respecto a la superficie.

Deberán investigarse la existencia de hundimientos, grietas del terreno y daños en construcciones existentes para reconocimiento de evidencias superficiales de colapso o situación precaria de bóvedas.

En el reconocimiento deberá investigarse la ocurrencia de otros problemas asociados a minas, como pueden ser los rellenos superficiales que pueden encontrarse en estado suelto y es posible sean producto de la demolición de bóvedas de cavidades preexistentes, así como fenómenos de inestabilidad de laderas, barrancas y cortes que pueden originarse en la falla del techo de minas que de ellas emanen.

Recomendable es que los resultados obtenidos de observaciones sean integrados a un reporte escrito e ilustrado, mismo que deberá incluir croquis del área, barrancas, cortes, bocas de mina, zona de rellenos, hundimientos y grietas.

Una vez concluido el reconocimiento y determinada la no existencia de minas, el estudio se termina en esta etapa, para el caso adverso deberá establecerse una segunda etapa de exploración la cual se describirá a continuación.

EXPLORACIÓN DE CAVIDADES.

De existir dudas o comprobación de la existencia de minas se deberá de llevar a cabo su exploración, misma que puede darse a través de los siguientes métodos:

A) DIRECTOS

Basados en observaciones hechas desde el interior de las cavidades, o bien en excavaciones o perforaciones de tamaño adecuado a un ser humano.

B) SEMIDIRECTOS

Basados en sondeos efectuados desde la superficie de terreno con diámetros convencionales, incluyendo mediciones y observaciones.

DIRECTOS

El método es factible habiendo bocas o hundimientos accesibles de minas en el área, ejecutadas excavaciones o demoliciones que permitan acceso a las minas para determinación del área en estudio. Se deberá proceder a un levantamiento topográfico en plantas de una poligonal por los ejes de galerías, con gran precisión para la cual deberán de usarse instrumentos adecuados que cuenten con puntos superficiales de referencia.

Serán localizables y referidos los derrumbes, rellenos y sedimentos depositados por infiltración de agua, de ser franqueables los trabajos deben de continuar, habiendo efectuado limpieza y apuntalamiento de ser necesario. Conociendo las zonas afectadas deberá realizarse un estudio más exacto, efectuando nivelación precisa del piso y clave de la mina. En este método deberán de inspeccionarse las características de materiales explotados, los cuales conforman las paredes, piso y techos, así como grados de fisuramiento.

Para los casos en los cuales el acceso o la posibilidad de existencia de otras minas afecten la zona en estudio es recomendable emplear métodos semidirectos y sísmicos.

METODOS SEMIDIRECTOS

Estos métodos son empleados cuando habiendo aplicado estudios superficiales no se logran discernir dudas referentes a las posibles existencias de minas o cuando las condiciones actuales de estas no permitan el acceso de forma directa. Los sondeos para la detección de cavidades pueden efectuarse sin extracción de muestras, recomendando el uso de equipo rotatorio más no el uso de martillos neumáticos.

Para el caso de pretender conocer la estratigrafía, la extracción de muestras se hace necesario, estudios que pueden darse con muestras alteradas o inalteradas.

II.2.1

RELLENO DE CAVIDADES E INYECCIÓN

Para la ejecución de tal procedimiento se recomiendan 6 pasos, los cuales se describen a continuación:

PASO 1

Realización de sondeos para detección de cavidades abiertas, parcialmente colapsadas y colapsadas, las cuales darán pauta al método de ataque, en el caso de un encape suficientemente resistente, se procederá al método que en este punto se desarrollará.

PASO 2

Excavación de lumbreras de acceso con 1.0 metros de diámetro, mismas que se deberán excavar en forma tangente a las paredes laterales de la cavidad y que permitan el acceso hasta el nivel de piso de la cavidad, debiendo ubicar las lumbreras de manera necesaria en los puntos de coincidencia de diversos ramales.

PASO 3

Las secciones en longitud de la cavidad se deberán dividir en tramos de 60 metros de longitud, en la cual se colocaran costaleras en cada extremo, con el objetivo de limitar el volumen de relleno, la costalera será conformada por costales de yute con material tepetate, vertido en su interior, o material producto de los materiales derrumbados en buenas condiciones. La costalera deberá soportar los empujes ejercidos por el material vertido, para evitar el ser desplazados, las paredes de las costaleras deberán cubrirse con polietileno fijado perfectamente, para no permitir que el material fluya a través de ellos.

PASO 4

Deberán realizarse perforaciones de dos tipos, para la ejecución de la inyección de relleno, la cual puede realizarse mediante dos métodos, el de inyección de gravedad y a presión.

INYECCION POR GRAVEDAD. La separación de perforaciones se recomienda que no sea mayor a 20 metros, debiéndose realizar dos en los extremos para inyección del relleno y uno al centro del eje de la cavidad como pozo de observación. Las perforaciones para inyectar el relleno a gravedad, así como los pozos de observación, deberán tener 60 cm de diámetro para evitar obstrucciones.

PERFORACIONES PARA LA INYECCION A PRESION. Las perforaciones para la inyección a presión, tendrán un diámetro de 4", ubicadas sobre el eje de la cavidad a una separación máxima de 20 metros, cada sección deberá contar por lo menos con dos perforaciones de este tipo, dadas las dimensiones del diámetro la perforación se realizara por métodos mecánicos.

PASO 5

ELABORACION DE MEZCLAS PARA EL RELLENO. Se elaboran dos tipos de mezclas, la tipo "A" para inyección a gravedad y la tipo "B" para inyección a presión.

MEZCLA PARA USO POR GRAVEDAD. El tipo de mezcla será mortero en el cual se pueden emplear los siguientes materiales: arenas limosas con gravas, cemento (Pórtland tipo I), bentonita y agua limpia, debiéndose mezclar en un agitador mecánico de alta velocidad, con la finalidad de lograr una mezcla homogénea.

El procedimiento exacto para la elaboración del mortero, deberá cumplir con los siguientes procesos.

- A) Se elaborará lodo bentonítico, con una proporción 1:7 en peso, hidratando la bentonita 8 horas antes de la elaboración de la mezcla.
- B) Se agrega el cemento, agitando la mezcla hasta presentar un color uniforme sin grumos.
- C) Se agrega arena limosa, la cual deberá cumplir con los requisitos estipulados en la siguiente gráfica, adicionando agua limpia, sin sobrepasar el proporcionamiento indicado, cuidando que la densidad de la misma sea de 1.74 t/m^3 y revenimiento de 20 cm.

SUELO PARA EL "LODO FRAGUANTE"

La proporción para la elaboración del mortero será:

AGREGADO	PORCENTAJE (EN PESO)
Arenas limosas	57%
Bentonita	2%
Cemento	10%
Agua	31%

MEZCLA PARA INYECCION A PRESION. A la mezcla empleada para inyección a presión se denominará "Lechada de sello", será elaborada con cemento Pórtland tipo I, Bentonita y agua, el proceso de preparación será similar al de la lechada empleada para uso por gravedad, excluyendo el uso de suelo arenoso limoso. La proporción para la elaboración será.

AGREGADO	PORCENTAJE (EN PESO)
Bentonita	2%
Cemento	33%
Agua	65%

A esta mezcla se le adicionara un aditivo expansor de tipo no ferroso y un retardante de fraguado. La mezcla deberá tener una fluidez de 40 s. Marsh y una densidad igual a 1.29 t/m^3 .

El proceso de regeneración se plantea que se realice en tres fases, como lo son la inyección de mortero a gravedad, la segunda fase consiste en la inyección de la "lechada de sello" a presión y la tercera en el relleno de las perforaciones realizadas.

1a FASE: INYECCION DE MORTERO A GRAVEDAD.

En esta fase se empleará el uso de pozos de 60 cm de diámetro, introduciendo una tubería de inyección de 203 mm (8") de diámetro, mediante la cual se verterá el mortero, empleando la ayuda de una bomba para lodos. En un principio se introducirá la tubería hasta 50 cm arriba del piso de la cavidad, debiendo ajustar esta profundidad durante el proceso de relleno, la inyección por gravedad será llevada a cabo con la ayuda de la bomba para lodos, el nivel del material inyectado será observado a través de los pozos de observación.

El proceso de inyección será suspendido una vez se llegue a 30 cm debajo de la clave o techo de la cavidad, debiendo proseguir con la fase 2.

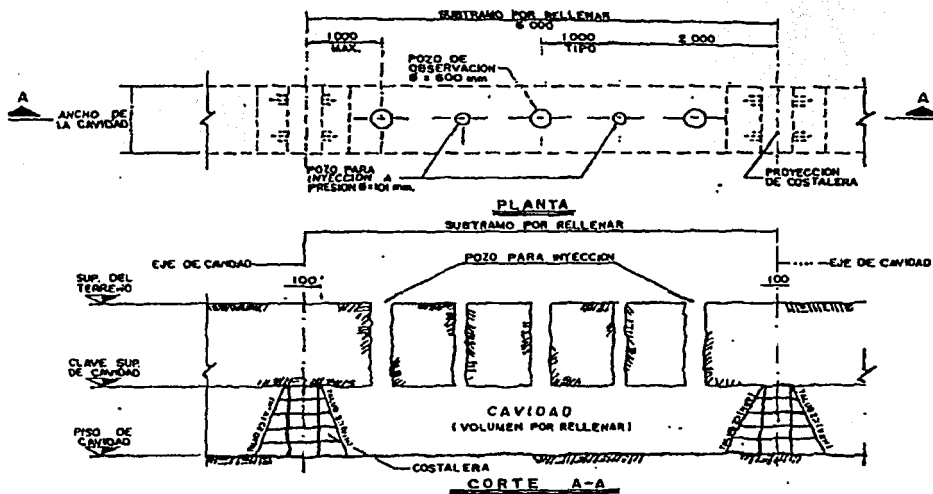
2a FASE: INYECCION DE LA LECHADA DE SELLO A PRESION

La fase 2 de inyección se realizara a través de pozos de 101.6 mm(4") de diámetros, debiendo introducir la tubería hasta 20 cm debajo de la clave de la cavidad o techo y se procederá a la inyección de la lechada de sello, la inyección

es recomendable que se realice a una presión de 3 kg/cm^2 como máximo y deberá suspenderse cuando el nivel de la mezcla en el pozo de observación se tenga correcto.

3a FASE : RELLENO DE LAS PERFORACIONES REALIZADAS

Se deberán realizar sondeos para la verificación y determinación de resistencia del relleno y su continuidad, posteriormente las perforaciones realizadas para el tratamiento de las cavidades deberán ser rellenadas con el material producto de la excavación en capas de 20 cm compactadas manualmente, tres días después de finalizar la 2a Fase de inyección.



PERFORACIONES PARA LA INYECCIÓN DE CAVIDADES
EN ZONAS MINADAS

FIGURA 4

II.2.2. EXCAVACION Y RELLENO COMPACTADO

Este procedimiento generalmente se utiliza cuando la falla en la clave de la cavidad es evidente, teniendo como única opción el colapso total, como solución para la regeneración del suelo. El procedimiento para el colapso total de cavidades se debe realizar en cuatro etapas determinadas como:

- 1) Exploración, sondeo y estudios de investigación
- 2) Excavación de trincheras piloto.
- 3) Colapso de cavidades
- 4) Relleno de trincheras.

PRIMERA ETAPA: Para el caso de la zona de estudio, generalmente se tienen ubicados los puntos aproximadamente factibles a regeneración, ya que se encuentran en falla o están por fallar, por tales motivos se procederá a recabar información existente de manera oral directa en el sitio del problema, así como de manera visual, fotografías aéreas de diversas fechas y sondeos con métodos geofísicos, explicados anteriormente.

SEGUNDA ETAPA: Excavación de trincheras piloto. Se realizarán trincheras piloto para detección de ramificaciones de cavidades abiertas o parcialmente colapsadas, tales se excavarán con un ancho de 1.5 m, conservando taludes verticales, empleando maquinaria que alcance una profundidad de excavación hasta de 8.0 m (retroexcavadora.) Dicha excavación deberá ubicarse por coordenadas, para una rápida identificación, con la finalidad de establecer vínculo con cualquier posible conexión.

TERCERA ETAPA: Colapso de cavidades. Una vez identificadas las cavidades sobre las paredes de las trincheras piloto, se procederá a su colapso total a través de la excavación de una trinchera a cielo abierto, siguiendo el trazo que desarrollen las cavidades detectadas a partir de la trinchera piloto. La excavación de estas trincheras se limitará lateralmente mediante taludes que cumplan con la relación 1.0 horizontal y 2.0 vertical, o bien 45°, cuyo fondo de la excavación se limitará a nivel de piso de las cavidades, aproximadamente el ancho del fondo de la excavación, será hasta cubrir el ancho de las bóvedas.

El material producto de la excavación en la trinchera, se deberá colocar en un lugar adecuado para su homogenización y para empleo posterior en el relleno de las mismas.

CUARTA ETAPA: Relleno de trincheras, el relleno de trincheras se realizara a través de un terraplén dentro de la misma, utilizando el material producto de la excavación, previa homogenización y retiro de partículas mayores de 76 mm(3") de diámetro.

El material se colocara en capas de 20 cm, compactadas al 90% de su P.V.S.M.(peso volumétrico seco máximo) respecto a la norma A.A.S.H.T.O. Modificada (American of State Highway Officials). (E.C.=27.31 kg.cm/cm³) empleando equipo mecánico de compactación tipo vibratorio. El material se tendrá con humedad lo más óptimamente posible.

Al respecto son pocos los tratamientos para estabilidad de talud mediante este procedimiento, ya que ello implica el desalojo de habitantes que ocupan la parte superior y la demolición de viviendas, tratándose de evitar en lo posible.

T E M A I I I

ZONAS DE RELLENO

III ZONAS DE RELLENO

III.1 PROBLEMÁTICA

La necesidad de corregir topografía de la corteza terrestre cuyos materiales excedentes son vertidos de forma no controlada y no compactada a zonas que en lo futuro pueden ser empleados en desarrollos de construcciones nuevas o bien de desechos sobrantes de obras civiles y gubernamentales, como dragado de obras marítimas, presas, desazolves en drenajes, terracerías de cortes para edificaciones, demoliciones, materiales que son depositados en zonas autorizadas previamente y cuyo procedimiento de relleno refiere a eliminar depresiones existentes en el terreno o construcción de terrazas en formas planas cuyo depósito es efectuado a través de volteo sin planteamiento técnico alguno para distribución, compactación y evitar heterogeneidad de los diversos materiales genera problemática severa ante la ocupación de estos terrenos, por demanda excesiva para áreas de vivienda, surgiendo así zonas que no cumplen con la más mínima norma de suelo estable, pues con el tiempo mediante filtración natural se compactan quedando en un proceso intermedio ante la ocupación prematura de ellos, obviamente el proceso de consolidación continua acelerándose, ante la aplicación de un peso adicional llamado vivienda e infraestructura humana.

La problemática esencial son los estragos o daños que sufren las construcciones a través del tiempo, los cuales pueden darse por las siguientes características en suelos de relleno no controlado.

- Peso propio
- Saturación del suelo
- Contracción de material por secado
- Asentamiento de construcciones vecinas
- Sismo y vibración
- Compresión

Existen depósitos de relleno artificial que considerada su edad han presentado consolidaciones y cambios en su naturaleza que al momento de estudio presenta características de un depósito natural.

Hasta ahora se trataron materiales excedentes de obras de construcción, empleado como relleno pero en nuestra ciudad la basura representa un factor importante de desecho el cual es vertido de preferencia en depresiones naturales que por capas serán cubiertas con depósitos naturales artificiales de terracería que eviten olores fétidos y la proliferación de insectos nocivos a la salud, a pesar de que los tiraderos de basura se determinaron alejados de las áreas urbanas el crecimiento excesivo de la ciudad ha invadido zonas que en su origen fueron destinadas a basureros y sobre ellos se replantea el uso de suelo para vivienda.

Para este caso se recomienda sustituir la basura por materiales que técnicamente cumplan con las características de un buen desplante y apoyo de la estructura a construir ya que la basura tendera a presentar en tiempos no determinables deformaciones en el suelo.

III.2 METODOS DE ESTABILIDAD

Prevía a la propuesta de métodos de estabilidad en zonas de relleno será imprescindible un estudio para determinar la posibilidad de cimentar estructuras sobre estos, para efectos de estudio es conveniente se observe las siguientes características.

Materialés que le conforman Distribución de planta Distribución de profundidad	Con base a estos tres puntos deberá establecerse si es factible dejar el material en el lugar a emplear o deberá retirarse. Siendo un pequeño espesor de relleno que no presente característica favorables para la estructura sería conveniente eliminarlo.
Estudios de propiedades físicas y mecánicas	Los conocimientos de estas propiedades será un sustento para definir la factibilidad de empleo del suelo sobre todo cuando se trata de relleno con espesores de gran importancia, las características físicas y mecánicas brindaran la pauta para la elección del método indicado en el mejoramiento de suelo.

Los métodos de estabilidad en zonas de relleno tendrán directa vinculación con el mejoramiento de suelos requerido para estas zonas, existiendo dos tomas de decisión, el retiro de material o el beneficiar propiedades físicas y mecánicas del suelo.

III.2.1 MEJORAMIENTO PARA RELLENOS CONFORMADOS POR MATERIALES COHESIVOS

A) Aplicación de sobrecarga equivalente a la que efectuara la estructura por desplantar, este método es recomendable para estructuras ligeras, puede ser aplicable empleando parte de los mismos rellenos superficiales cuya colocación deberá ser conveniente sobre las áreas por construir durante un período adecuado de tiempo, cuyo objetivo es incrementar la resistencia de suelos y disminuir la compresibilidad cuando la aplicación de precarga de terracería representa las facilidades siguientes:

- Facilidad de ejecución.
- Menor riesgo de fallas de estabilidad.
- Pocas consecuencias de los asentamientos producidos.
- Uso del material de la misma obra.
- Omisión de una etapa de nivelado para desplante.

Sin embargo para su aplicación deberán considerarse grandes áreas de trabajo o maniobra y para el caso de que el material producto de cortes y terracerías no sea factible de emplear en la precarga, el costo se torna elevado.

Las precargas serán dispuestas a partir de terraplenes o plataformas en las superficies destinadas a cimentación, la geometría de la plataforma o terraplén, estará estrictamente vinculada con el proyecto de la estructura a cimentar y deberá ser homogénea en cuanto a secuencia, espesor y propiedades mecánicas del suelo, así como dependerá de las limitaciones de asentamientos diferenciales de la estructura diseñada, la altura dependerá del peso específico del material.

El sistema de precargas se establece en dos etapas, la primera consiste en un terraplén estructural construido con especificaciones propias del diseño considerando una sobre elevación que cubra los asentamientos de la precarga, previniendo que incremente el factor de seguridad a la falla general o local. La segunda etapa es conformada por la precarga que por facilidad y economía se compone de los suelos vertidos a volteo y bandeados con tractor.

- B) Otra forma de mejorar el suelo y estabilizarlo para el uso proyectado puede ser el sustituirlo parcialmente por material granular convenientemente compactado y colocado en forma de cilindros como es el procedimiento Sand-Piles.

III. 2.2 MEJORAMIENTO DE SUELO EN TERRENOS DE CARACTERÍSTICAS GRANULARES (ARENAS Y GRAVAS)

Se pueden compactar en espesores importantes utilizando el proceso de vibroflotación, empleos de explosivos, hincado de pilotes o bien cambiar su composición por inyección de productos diversos.

En el sistema de VIBROFLOTACIÓN la pieza importante es denominada "Vibroflot" siendo este un vibrador gigante similar a los utilizados para el concreto el cual tiene un diámetro de 40 cm(16") y longitud de 183 cm(6') y peso de 2 t. A través de su masa excéntrica interna logra desarrollar una fuerza horizontal de 10 t a 1800 rpm, desplazándose lateralmente del orden de 2 cm(3/4"). El vibrador cuelga libremente de un cable operado por una draga ligera y su velocidad de penetración en terreno arenoso es del orden de 1 a 2 m (3 a 6 pies) por minuto. Para facilitar su operación de hincado el Vibroflot lleva chiflones de agua en el extremo superior e inferior, mismos que pueden suministrar agua a razón de 4 a 5 lts/s (60 a 80 gpm) con una presión de 4 a 6 kg/cm² (60 a 80psi).

El proceso de densificación menor en un punto inicia con el hincado de Vibroflot en el terreno arenoso, con el chiflón inferior operando a toda su capacidad cuyo gasto de agua será mayor al que pueda drenar el suelo creando saturación excesiva, la cual permite la penetración del elemento por peso propio hasta la profundidad requerida, como otra etapa el chiflón inferior se cierra y los superiores se abren dirigiendo el flujo hacia abajo, moderando el gasto para hacer que la arena se deposite en el fondo, la densificación mayor inicia cuando el Vibroflot funciona a través de su masa excéntrica e inicia el retorno hacia la superficie por intervalos de 30 a 49 cm (1pie), simultáneamente se va agregando material granular por el borde del cono que se forma arriba, para ocupar el volumen extra, Resultado de la densificación y para reemplazar el suelo barrido por los chiflones, compactando así el suelo del sitio y el agregado.

El consumo de energía del motor es una norma para el control del proceso ya que al iniciarse la vibración, el terreno ofrece poca resistencia a los desplazamientos del cabezal y la intensidad de corriente es baja, pero a medida que se compacta ofrece mayor resistencia al desplazamiento, haciendo que la intensidad de corriente suba.

La experiencia indica que el proceso de densificación, es más eficiente en suelos arenosos limpios, de preferencia gruesos, lo anterior con base a que las partículas gruesas mejoran la transmisión de vibraciones al suelo y suelen recomendarse para el llenado de los huecos dejados durante el proceso. Cuando los materiales por densificar contienen gran cantidad de finos, se reduce la eficiencia del método, en apariencia la consolidación por vibración de los suelos menos permeables, después que fueron aflojados por el chiflón, no ocurre suficientemente rápido.

El diseño de un tratamiento por vibroflotación solicita el que sean especificados, la densidad relativa que deba obtenerse, así como la distribución geométrica de los puntos de vibrado.

En suelos cohesivos blandos y en depósitos orgánicos, se ha usado con éxito el método de columnas de grava formadas por vibroflotación, variante del proceso original que permite aplicarlo a suelos blandos. En esta variante el vibroflot forma un agujero vertical a través del terreno blando, el cual posteriormente es llenado con grava o piedra quebrada, además de ser compactado por el mismo vibrador. Las columnas de grava y piedra formadas de esta manera llegan a ser de 0.8 m a 1.1 m de diámetro, con disposición en planta de forma triangular a separaciones de 1.5 m a 2.7 m, encima de las columnas será colocado relleno granular para el auxilio en la distribución de las cargas, además de servir como drenaje.

Las columnas actúan originalmente como pilotes, pero a medida que la carga vertical se incrementa se ensancha y desarrollan empuje pasivo en el suelo blando que queda entre las columnas. Al mismo tiempo las columnas actúan como drenes de la arcilla, acelerando su consolidación y generando mayor resistencia conjunta, permitiendo aplicar cimentaciones de tipo superficial, cuando originalmente no eran factibles.

III.2.3 MEJORAMIENTO DE SUELOS EN TERRENOS CONFORMADOS POR RELLENOS PRODUCTO DE ESTRUCTURAS DEMOLIDAS

Para el caso específico en depósitos de relleno producto de la demolición de estructuras, dada la heterogeneidad de materiales, el pretender mejorarlo resulta complejo de lograrse por lo que deberá determinarse eliminar las áreas que contengan este tipo de rellenos o bien transmitir cargas hacia zonas libres de este material pretendiendo no depender de los rellenos para transmitir las cargas de las construcciones pretendidas

III.2.4 MEJORAMIENTO DE SUELOS EN TERRENOS CONFORMADOS POR BASURA

Conformada la existencia de basura en el suelo se recomienda eliminar este relleno, o para el caso de que la capa sea relativamente pequeña, recomendable será sustituirla por materiales que permitan las propiedades físicas y mecánicas del suelo necesarios, lo anterior considerando que las basuras permitan deformaciones importantes dada su naturaleza.

T E M A I V

ZONAS DE LADERA

IV ZONAS DE LADERA

IV.1 PROBLEMÁTICA

Los terrenos que conforman la zona poniente del Distrito federal se clasifican como de tipo abrupto, cuya topografía varía entre montaña y cauce, existiendo un pequeño porcentaje de planicies, en algunos casos los desniveles son grandes generados por procesos volcánicos y pluviales.

Originalmente el aspecto de la región era el de un valle fluvial, que drenaban la actual delegación política; ante corrientes de gran capacidad de arrastre, sus causas rápidamente erosionaron los suelos, hasta convertirlos en profundas barrancas, dejando a su paso desniveles variados denominados laderas y taludes.

Cuando el talud se produce en forma natural, sin intervención humana, se denomina ladera natural o ladera, cuando los desniveles son realizados con la intervención del hombre, se denominan cortes o taludes artificiales.

Para el caso en atención la problemática esencial son los taludes originados por excavaciones cuya finalidad es ganar espacio horizontal para destinarlo a vivienda, o aquellas viviendas asentadas al pie de laderas con pendientes pronunciadas; en ambos casos taludes artificiales y laderas presentan en ocasiones inestabilidad, generando riesgo latente.

En términos generales la problemática se podrá encauzar a la inestabilidad de taludes artificiales o laderas conformadas por materiales cohesivos y granulares.

La falla de un talud se genera en la gran variedad de fenómenos que se involucran desde una falla rotacional que afecte al cuerpo entero del talud y su terreno de cimentación que suele afectar su función estructural tanto como un corrimiento traslacional de gran parte de la masa, o como en el deslizamiento lento y superficial de una ladera natural. Para estos casos la falla existe debiéndose acudir a normas correctivas o tratados en los que las propuestas de solución son indiscriminadas, sin considerar que una falla rotacional es diferente de un movimiento traslacional, que tienen diferente modo de ocurrir y que han de ser concebidos y tratados de modo totalmente distinto para diversos casos.

Es importante distinguir los múltiples modos por los que un talud puede llegar a no cumplir la función para la que se pretendió emplear o a un colapso no esperado.

La formación geológica y homogeneidad de los materiales contenidos en un talud son esenciales en el planteamiento y definición del problema de estabilidad. El ingeniero deberá analizar el elemento extrayendo los suficientes datos de carácter general para plasmarlos en un modelo matemático. En el que analizar la estabilidad del talud se convierta en un análisis matemático.

Dentro de la problemática presentada por taludes, ésta se puede clasificar considerando los siguientes factores:

- 1) *GEOMORFOLÓGICOS*
Topografía de los alrededores y geometría del talud.
Distribución de las discontinuidades y estratificaciones
- 2) *FACTORES INTERNOS*
Propiedades mecánicas de los suelos que lo constituyen
Estado de esfuerzos actuantes
- 3) *FACTORES CLIMÁTICOS*
Clima
Agua superficial y subterránea

Los tipos de falla se pueden clasificar en:

A.) Fallas relacionadas a la estabilidad de las laderas naturales.

- ✓ A.1 Deslizamiento superficial asociado a falta de resistencia por baja presión de confinamiento. (Creep).
- ✓ A.2 Fallas asociadas a procesos de deformación acumulativa, generalmente relacionadas con perfiles geológicos desfavorables.
- ✓ A.3 Fallas entre diversos tipos de material
 - A.3a Flujo en materiales relativamente secos
 - A.3b Flujo en materiales húmedos, flujos de lodos.

B) Fallas ligadas a la estabilidad de taludes artificiales.

C) Derrumbes y caídos.

A.1) El deslizamiento llamado Creep bien puede definirse como deslizamiento superficial lento ladera abajo. El Creep suele afectar a grandes áreas y el movimiento superficial se produce sin una transición brusca entre la parte superficial móvil y las masas inmóviles más profundas. No se puede hablar de una superficie de deslizamiento. El Creep suele deberse a una combinación de las acciones de las fuerzas de gravedad y de otros varios agentes. La velocidad de movimiento ladera debajo de un Creep típico puede ser muy baja y rara vez sobrepasa de algunos centímetros por año.

Existen dos tipos de Creep según la teoría de Terzaghi, el estacional, que afecta solo a la corteza superficial de la ladera, que sufre los cambios climáticos en forma de expansiones y contracciones térmicas o por humedecimiento y secado; y el masivo, que afecta a las capas de tierra más profundas, no interesadas por los efectos ambientales y que en consecuencia, solo es atribuible a efectos gravitacionales.

El espesor de la capa superficial a la que afecta el Creep estacional es sumamente bajo y su dimensión máxima puede estimarse en un metro.

Actualmente no se conoce un método seguro para detener el efecto del Creep una vez que se ha iniciado el movimiento, debido a esta causa se comprende la importancia que para el ingeniero tiene la localización oportuna del inicio de este efecto.

A.2) Se refiere al tipo de fallas que se producen en laderas naturales como consecuencia de procesos de deformación acumulativa, por la tendencia de grandes masas a moverse ladera abajo. La falla usualmente es generada por depósitos geológicos heterogéneos no consolidados y bajo acción exclusiva de fuerzas gravitacionales.

A.3) Relacionado al tipo de falla o movimiento más o menos rápido de una parte de la ladera natural, de tal manera que el movimiento y la distribución aparente de velocidades y desplazamientos recuerda el comportamiento de un líquido viscoso, es muy usual que la zona de contacto entre la parte móvil y las masas fijas de la ladera sea una zona de flujo plástico.

El material susceptible de fluir puede ser cualquier formación no consolidada, y así el fenómeno puede presentarse en fragmentos de roca, depósitos de talud, suelos granulares finos o arcillas francas.

A.3a) Flujo en materiales relativamente secos. Estos movimientos pueden explicarse en términos de falla plástica de los contactos profundos entre los fragmentos de roca, y en consecuencia afectan siempre a grandes masas de fragmentos y suelen ser catastróficos.

Los flujos en suelos relativamente secos han ocurrido en "Loess", asociados muchas veces a temblores, a los cuales se les adjudica la destrucción rápida de la estructura del material, produciendo una verdadera licuación, pero con el aire jugando el papel que en estos fenómenos en común corresponde al agua. Tales fenómenos se han registrado en arenas secas ó cementadas.

A.3b) Flujo en materiales húmedos ó flujo de lodos. En este caso se trata de flujos que requieren una proporción apreciable de agua contenida en el suelo. Los flujos de 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 influencia, no existe una distinción clara entre los flujos de tierra y los flujos de lodo.

El flujo de detritus ocurre cuando el material que fluye contiene un porcentaje apreciable, del orden de un 50% por lo menos de gravas, boleos o fragmentos de roca.

En flujos lentos es común que en la velocidad de movimiento influyan mucho las variantes estacionales del clima. En tanto que los flujos rápidos suelen seguir a épocas de violenta precipitación pluvial. Los movimientos lentos suelen ocurrir en materiales arcillosos fisurados o finamente interstratificados con capas delgadas de arena con alto contenido de agua; ocurre a lo largo de superficies no muy profundas y con inclinación media que naturalmente no puede apartarse mucho del valor del ángulo de resistencia residual del suelo.

Los flujos de lodo muy rápidos se presentan muchas veces en laderas de las que se ha removido la cobertura vegetal por alguna razón y suelen comenzar en muy modestas proporciones, creciendo rápidamente con un poder de transporte del suelo sobre el que pasa, que parece fuera de proporción en comparación con su importancia inicial.

B.1) Se describen ahora los movimientos rápidos o prácticamente instantáneos que ocurren en los taludes y que afectan a masas profundas de los mismos, con deslizamiento a largo de una superficie de falla curva que se desarrolla en el interior del cuerpo del talud, dentro de este existe un estado de esfuerzos cortantes que vence en forma más o menos rápida la resistencia al esfuerzo cortante del suelo; a consecuencia de ello sobreviene la ruptura del mismo, con la formación de una superficie de deslizamiento, a lo largo de la cual se produce la falla.

Las fallas de tipo rotacional pueden producirse a lo largo de superficies de fallas identificables con superficies cilíndricas o coloidales, cuya traza en un plano sea un arco de circunferencia o puede adoptar formas diferentes, en las que por lo general influye la secuencia geológica local, el perfil estratigráfico y la naturaleza de los materiales.

Las fallas rotacionales de forma circular ocurren por lo común en materiales arcillosos homogéneos o en suelos cuyo comportamiento mecánico esté regido básicamente por su fracción arcillosa.

Cuando las laderas son muy tendidas, las superficies de falla pueden desarrollarse con poca profundidad. 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 conoidal, con un ancho pequeño comparado con su longitud.

Los tipos de fallas rotacionales descritas anteriormente se pueden observar en la *FIGURA 5*.

TIPOS DE FALLAS ROTACIONALES

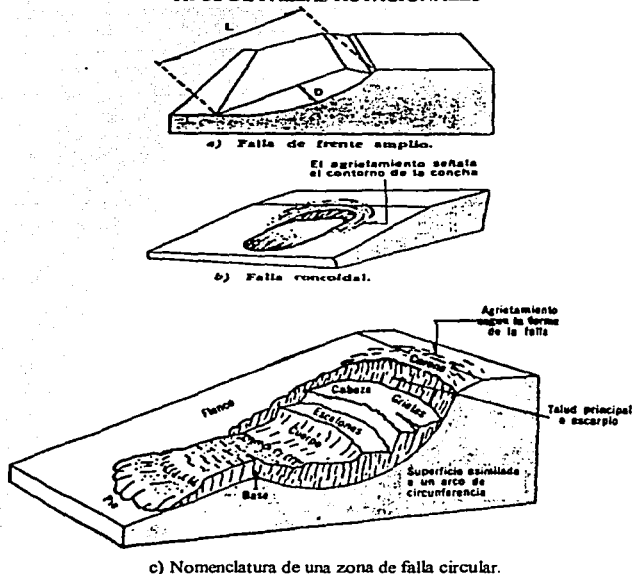


FIGURA 5

Las fallas rotacionales de forma distinta a la circular típica, parecen estar asociados sobre todo a arcillas sobreconsolidadas, que se presenten en taludes no homogéneos, por diferencias en la meteorización, por influencia de la estratificación o por otras causas que se reflejen en las discontinuidades o debido a desorden estructural en el talud.

Una vez deslizado el talud la cabeza de la falla puede presentar taludes casi verticales, por lo que tendrán a producirse nuevas fallas, si no se interviene oportunamente.

B.2) Falla traslacional. Consiste en movimientos traslacionales importantes del cuerpo del talud sobre superficies de falla básicamente planas, asociadas a la presencia de estratos poco resistentes localizados a poca profundidad bajo el talud.

La superficie de la falla se desarrolla en forma paralela al estrato débil y se remata en sus extremos por dos cantiles, por lo general formados por agrietamiento. Los estratos débiles que fomentan estas fallas son por lo común de arcillas blandas o de arenas finas o limos no plásticos sueltos. Con frecuencia la debilidad del estrato está ligada a elevadas presiones de poro en el agua contenida en las arcillas o fenómenos de elevación de presión de agua en estratos de arena.

Las fallas del material en bloque muchas veces están asociadas a discontinuidades y fracturas de los materiales que forman un corte o una ladera natural. Las fallas de una franja superficial son típicas de laderas naturales formadas por materiales arcillosos producto de meteorización de las formaciones originales.

B.3) Fallas con superficie compuesta. Considera movimientos en los que se combinan la rotación y la traslación, dando lugar a superficies de falla compuesta en que se desarrollan zonas planas a la vez que tramos curvos, similares a arcos circulares, estas superficies están predeterminadas por la presencia de heterogeneidades dentro del talud. Las fallas compuestas suelen producir la distorsión de los materiales, que es típica de las fallas circulares.

B.4) Fallas múltiples. Son fallas que se producen con varias superficies de deslizamiento, sean simultáneas o en rápida sucesión. Conviene distinguir las fallas sucesivas y las regresivas. Ambas son comunes en laderas naturales en las que se practique un corte.

Las fallas sucesivas se deforman a partir de una primera, la situada ladera abajo; por la inestabilidad en que sucesivamente van quedando las zonas de cabeza de cada falla que se forma. Generalmente ocurren en lugares de topografía escalonada.

Las fallas traslacionales regresivas ocurren en capas superficiales y muchas veces también se asocian a arcillas fisuradas y lutitas; cuando más cohesivo es el material, menos unidades tienden a formarse en la masa deslizante.

Las fallas sucesivas suelen consistir en un conjunto de deslizamientos rotacionales superficiales.

C) Derrumbes y caídos. Estas fallas típicas tanto de las laderas naturales como de los cortes practicados en aquellas, generalmente consiste en desprendimientos locales no muy grandes de volumen, aunque naturalmente existen desprendimientos de grandes masas fragmentadas, que se deben clasificar como derrumbes. En estas fallas no puede hablarse de una superficie de deslizamiento y el desprendimiento suele estar predeterminado por las discontinuidades y fisuras preexistentes. Suele suceder que éstas se abran al construirse el corte y que su frente quede si el anterior confinamiento lateral, lo que da ocasión a que se aflojen los fragmentos, actúen presiones hidrostáticas del agua acumulada y otros efectos indeseables.

Siempre existen fuerzas actuantes que tienden a generar movimientos de la masa, la gravedad es la más importante de las fuerzas que actúan en la dirección del movimiento probable, los motivos más comunes que propician un deslizamiento son la remoción del pie de un talud o una sobrecarga en la orilla de la parte alta del mismo. Cuando las fuerzas que generan el movimiento de la masa de roca resultan mayores que aquellas que lo resisten, entonces ocurrirá la falla de talud. Algunas de las condiciones que favorecen la creación de deslizamientos son los cambios en el nivel freático y la estructura del suelo.

IV.2 METODOS DE SOLUCIÓN

Los métodos de solución dependerán del objetivo, de las condiciones técnicas y de campo, de tal forma que se podrá hacer uso de diversos elementos de estabilidad, debiéndose analizar el óptimo en costo y funcionamiento, tales elementos pueden ser los que a continuación se mencionan.

Estabilidad por medio de:

Elementos de retención	Muros de contención <ul style="list-style-type: none"> • Muros de mamposteo • Muros de concreto armado • Muro-gavión
	Sistemas de tierra armada
Terraplenes y taludes	Compactación de terraplenes
	Suelo- cemento
	Zampeos

IV.2.1 ELEMENTOS DE RETENCIÓN

Los elementos de retención son estructuras diseñadas con el propósito de mantener una diferencia de niveles de un suelo hacia ambos lados del muro, por lo que será necesaria para la determinación de estabilidad describir los tipos de fuerzas que intervienen en el cálculo de muros de retención de manera general (FIGURA 6):

- 1) Peso propio del muro, el cual actúa en el centro de gravedad de la sección, puede calcularse subdividiendo la sección en áreas parciales de cálculo sencillo.
- 2) Presión del relleno contra el respaldo del muro, con su correspondiente intensidad y distribución.
- 3) Componente normal de las presiones en la cimentación, generalmente se considera a tal presión, como linealmente distribuida a lo largo de la línea AC generando un diagrama trapecial. La resultante vertical de estas presiones (ΣV) actúa en el centro de gravedad de tal diagrama.
- 4) La componente horizontal de las presiones en la cimentación, como resultante de estos efectos, se presenta en el esquema como (ΣH), la distribución de éstas presiones (no figurada en el esquema), se supone análoga a la de las presiones normales en arenas y uniforme en suelos plásticos.
- 5) La presión de la tierra contra el frente del muro. El desplante de un muro de contención deberá ubicarse por debajo de la zona de influencia de las heladas y a nivel que garantice la adecuada capacidad de carga del terreno, así la tierra colocada en el frente del muro ejerce una resistencia, mostrada en el esquema, representada por E' . Esta fuerza suele omitirse en los cálculos en algunas ocasiones, a causa de ciertas incertidumbres que pudieran existir en lo relativo a su magnitud en un caso práctico.
- 6) Fuerzas de puente. Se incluye aquí el conjunto de fuerzas actuantes sobre el muro, si éste forma parte. Por ejemplo, de un estribo de puente. El peso propio de los elementos de puente, las fuerzas de frenaje, centrífugas para puente en curva etc. Deben ser consideradas.
- 7) Las sobrecargas actuantes sobre el relleno, usualmente uniformemente distribuidas o lineales.
- 8) Las fuerzas de filtración y otras debidas al agua. Si se permite la acumulación de agua tras el muro, ésta generara presiones hidrostáticas sobre él, independientes de la calidad de relleno, pero en este caso, por otra parte, se reduce la presión, debido a la tierra por efecto del peso específico sumergido, tal condición deberá suprimirse al colocar el drenaje suficiente y adecuado. Si a través del relleno se establece un flujo por lluvia, la condición de presiones contra el muro puede hacerse más desfavorable, por lo que será preciso analizar la condición de flujo, tomando en cuenta la presencia de fuerzas de filtración.
- 9) Subpresiones. Si el drenaje bajo el muro no es correcto o ha sufrido desperfecto, el agua puede ser almacenada en ésta zona. Ante una cimentación impermeable, el agua puede fluir a lo largo de ella emergiendo a la superficie del suelo en el frente del muro, en estas condiciones puede existir tubificación (inestabilidad local, originada por erosión gradual y la socavación). En cimentaciones permeables, el agua que sale a la superficie puede ser poca, pero en todo caso se producirán presiones de agua contra los materiales constituyentes del muro (subpresiones).
- 10) La vibración. Los movimientos ejercidos por el paso del tránsito vehicular, ferroviario, maquinaria y diversos, pueden ejercer presiones contra muros cercanos. No es frecuente introducir éstos efectos por lo pequeño de sus dimensiones en cálculos sencillos y comunes, suele convenir considerar la vibración haciendo $\delta=0$.
- 11) Impacto de fuerzas. Los movimientos que suelen producir impacto sobre el relleno del muro, tienden a ser rápidamente amortiguados por los materiales que conforman el relleno, motivo por el cual no suele tomarse en cuenta.

- 12) Temblores. El efecto sísmico se manifiesta en el incremento momentáneo de la presión lateral contra un muro. Para zonas altamente sísmicas la consideración del efecto será incrementado el 10 % de los empujes calculados.
- 13) Acción de heladas. Ante las heladas la parte superior de los rellenos tiende a saturarse y en condiciones climáticas el agua puede helarse, acción que produce expansiones de importancia en el relleno del muro; cuando la acción se repite consecutivamente el efecto puede percibirse, los efectos pueden evitarse con un correcto drenaje.
- 14) Expansiones generadas por cambios de humedad en el relleno. Este tipo de problemas se presentan frecuentemente en rellenos arcillosos, los cuales presentan un incremento en las presiones laterales sobre la estructura. En un proceso contrario, cuando el suelo se seca, se contrae y la presión disminuye.

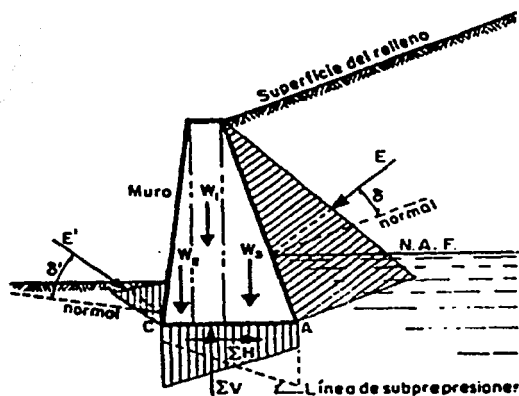


FIGURA 6

Hablar de estabilidad refiere a estructuras de sostenimiento para las cuales el proyectista debe asegurar que no se produzca colapso o falla, desplazamiento de varios centímetros o más, así como alguna falla súbita, para estos fines se deben realizar los análisis siguientes:

- Volteo
- Desplazamiento
- Estabilidad en su terreno de cimentación o del talud que lo soporta
- Rotura estructural

Para dichas revisiones no se plantean factores de carga y de resistencia, ante la falta de asignación de tales valores por parte del R.C.D.F.

VOLTEO

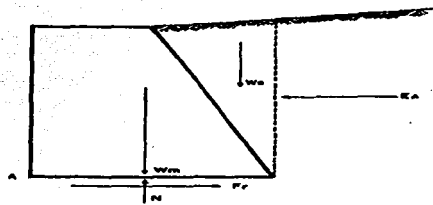


FIGURA 7

Donde:

- EA = Empuje activo del terreno
- Wm = Peso propio del muro
- Ws = Peso de la porción de relleno
- N = Fuerza normal
- Fr = Fuerza de fricción

Considerando el punto A (FIGURA 7) como eje de giro, el factor de seguridad para volteo será otorgado por:

$$F_s = \frac{M_r}{M_a} = \frac{\text{Suma de momentos resistentes}}{\text{Suma de momentos actuantes}}$$

Es recomendable que el factor de seguridad sea mayor que 2.5

REVISIÓN POR DESPLAZAMIENTO (DESLIZAMIENTO)

El empuje originado por el relleno tiende a deslizar el muro sobre la superficie del terreno, tal deslizamiento solo puede ser evitado por la rugosidad existente entre la superficie del suelo y la base del muro.

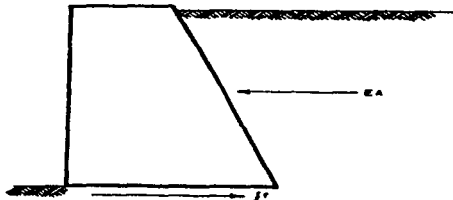


FIGURA 8

El factor de seguridad por desplazamiento es :

$$F_s \text{ desp} = \frac{\text{Suma de fuerzas resistentes}}{\text{Suma de fuerzas actuantes}} = \frac{F_r}{F_a}$$

$$F_s \text{ desp} > 1.5$$

$$F_r = F_s \text{ desp} \cdot F_a$$

F_r = Fuerza resistente (Σ fuerzas que se oponen al deslizamiento de la estructura).

F_a = Fuerza actuante (Σ fuerzas que tienden a provocar el deslizamiento de la estructura).

La fuerza de fricción F_r entre la base del muro y un suelo francamente permeable, como una arena limpia es igual a:

$$F_r = \mu N$$

$$N = \text{Presión normal total}$$

$\mu = 0.55$ en suelo granular grueso (grava o arena)

$\mu = 0.45$ en suelo con limos

ESTABILIDAD EN TERRENO DE CIMENTACIÓN.

Los esfuerzos generados por el muro de contención, no deberán exceder los esfuerzos permisibles del terreno sobre el que se desplanta.

ROTURA ESTRUCTURAL (REVISIÓN DE LOS ESFUERZOS INTERNOS)

Los esfuerzos internos ocasionan esfuerzos sobre los elementos de retención, es condición que los esfuerzos generados sean de compresión, debido a que no existe adherencia entre la base del muro y suelo.

La manera de revisar tales esfuerzos se realizará pasando la resultante de las fuerzas por el tercio central de la sección transversal del muro, considerando que este pertenece al núcleo central. Dicha revisión deberá realizarse en diferentes secciones a lo largo del muro y en la base, con la formula de la escuadría.

$$\nabla = \frac{P}{A} + \frac{M}{I} \text{ y}$$

El conocer y evaluar el empuje ejercido de la tierra sobre el muro de contención, es básico para efectuar un diseño adecuado y garantizar su buen funcionamiento en condiciones reales de trabajo; para ello se plantean diversos métodos de cálculo que pueden ser:

- Teoría de Rankine
- Método semiempírico de Terzaghi
- Coulomb
- Método gráfico de Culmann

IV.2.1.1 TEORIA DE RANKINE

Al efectuar el análisis de una muestra diferencial de suelo a una profundidad "z" podemos observar que la presión vertical equivale a :

$$P_v = \gamma z$$

γ = Peso Especifico del suelo

z = Profundidad de la muestra considerada

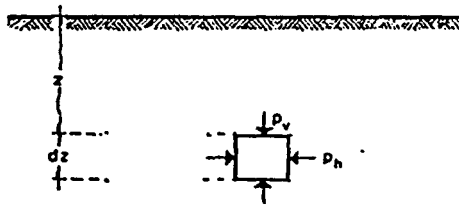


FIGURA 9

Suponiendo una expansión horizontal del material, lo cual sería equivalente a someter la muestra diferencial (FIGURA 9) a una prueba triaxial en la cual el esfuerzo vertical permanece constante mientras que el esfuerzo horizontal va disminuyendo hasta llegar a la falla bajo la acción del esfuerzo vertical aplicado, lo cual gráficamente se puede ejemplificar de la manera siguiente.

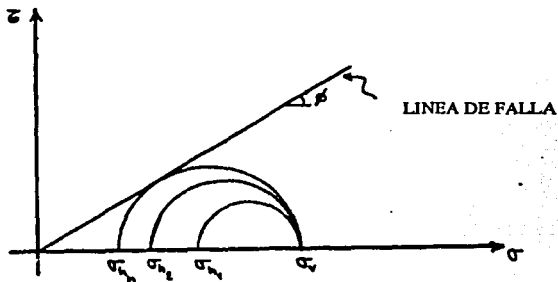


FIGURA 10

El esfuerzo vertical (σ_v) se mantiene constante y en el mismo punto. El esfuerzo horizontal (σ_h) va disminuyendo hasta el momento en el que el círculo de Mohr sea tangente a la línea de falla (FIGURA 10), entonces los esfuerzos

horizontales no podrán disminuir más pues se produciría la falla súbita del suelo. A este valor de la presión horizontal se le conoce como presión activa (P_a) y la relación entre la presión horizontal y la vertical se le llama coeficiente de presión activa.

$$\sigma_3 = \sigma_h = P_a = \text{presión activa}$$

$$\sigma_1 = \sigma_v = P_v = \text{presión vertical}$$

$$\frac{P_a}{P_v} = \frac{\sigma_3}{\sigma_1} = K_A \quad \text{-----} \quad [1]$$

K_A = Coeficiente de presión activa.

Ahora se supondrá que la muestra diferencial se comprime en sentido horizontal, esto es el esfuerzo horizontal se aumenta y el vertical se mantiene constante, en donde se obtendrá como resultado que el círculo de Mohr será tangente a la línea de falla y la presión horizontal no podrá aumentar más (FIGURA 11). Al valor de la presión horizontal se le conoce como presión pasiva (P_p) y a la relación de esta con la presión vertical se le llama coeficiente de presión pasiva (K_p).

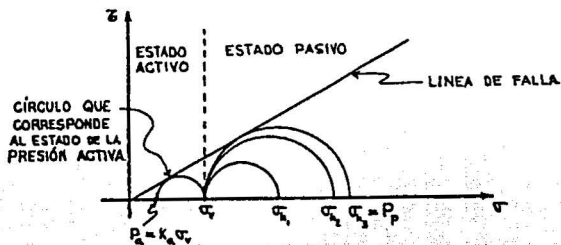


FIGURA 11

$$\sigma_h = \sigma_1 = P_p = \text{presión pasiva}$$

$$\sigma_v = \sigma_3 = P_v = \text{presión vertical}$$

$$\frac{P_p}{P_v} = \frac{\sigma_1}{\sigma_3} = K_p \quad \text{-----} \quad [2]$$

K_p = Coeficiente de presión pasiva.

Los valores de presión activa (P_a) y pasiva (P_p) se les conoce como estados plásticos de equilibrio de Rankine y se logran obtener despejando las ecuaciones (1) y (2).

$$P_a = K_a P_v$$

3

$$P_p = K_p P_v$$

4

De estas dos últimas ecuaciones se observa que las magnitudes de las presiones horizontal y vertical son diferentes entre sí.

En el plano de Mohr podemos ver que la presión vertical es mayor que la horizontal en el estado activo; y en el estado pasivo la presión horizontal resulta mayor que la vertical.

SUELOS FRICCIONANTES:

Presión Activa .

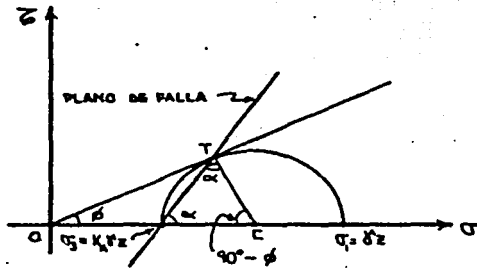


FIGURA 12

El ángulo de inclinación del plano de falla se puede obtener fácilmente de la expresión siguiente:

$$2\alpha + (90 - \phi) = 180^\circ$$
$$\alpha = 45 + \phi/2 \text{ Angulo de falla}$$

La presión activa estará dada por : $P_A = K_a \gamma z$

En donde γ y Z son datos conocidos y falta determinar K_A por lo que se empleará el triángulo OCT del círculo de Mohr anterior y del cual se puede determinar que:

$$K_A = \frac{1 - \text{sen}\varphi}{1 + \text{sen}\varphi}$$

Coficiente activo

$$P_A = \left[\frac{1 - \text{sen}\varphi}{1 + \text{sen}\varphi} \right] \gamma Z$$

Presión activa

Para esta ecuación si se tratara de un mismo material de relleno, el ángulo de fricción interna (φ) y el peso específico (γ) serán constantes, por lo que la presión tendrá un comportamiento lineal de acuerdo a la profundidad (z). El empuje del volumen será obtenido del prisma de presiones y estará aplicado en el centroide de dicho prisma.

Presión pasiva.

$$\sigma_v = \sigma_1 = \text{cte.}$$

$\sigma_{H1} = \sigma_3$ incrementa hasta propiciar la falla.

El ángulo de inclinación del plano de falla se obtiene del triángulo σ_1 , T y P.

$$(45^\circ + \varphi/2) + 90^\circ = 180^\circ - \alpha$$

$$\alpha = 90^\circ - (45^\circ + \varphi/2)$$

$$\alpha = 45^\circ - \varphi/2$$

ángulo de falla

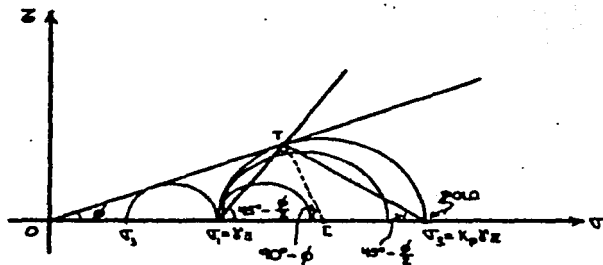


FIGURA 13

Del triángulo OCT se despejará K_p obteniendo como resultado:

$$K_p = \frac{1 + \operatorname{sen} \varphi}{1 - \operatorname{sen} \varphi}$$

Coefficiente pasivo

$$P_p = \frac{1 + \operatorname{sen} \varphi}{1 - \operatorname{sen} \varphi} \quad \gamma Z$$

Presión pasiva

SUELOS COHESIVOS FRICCIONANTES

Presión activa

Del triángulo PTC :

$$2\alpha + (90 - \varphi) = 180^\circ$$

$$\alpha = 45^\circ + \varphi/2$$

ángulo de falla

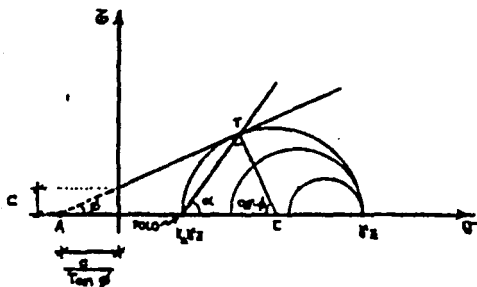


FIGURA 14

Del triángulo ACT obtenemos :

$$K_A = \frac{\gamma Z (1 - \operatorname{sen} \varphi) - 2c \operatorname{cos} \varphi}{\gamma Z (1 + \operatorname{sen} \varphi)}$$

Coefficiente activo

$$N_\varphi = \operatorname{Tan}^2 (45^\circ + \varphi/2)$$

factor que depende del ángulo de fricción interna

$$\operatorname{Tan}^2 \alpha =$$

Siendo $\tan^2 \alpha = \frac{1 - \cos 2\alpha}{1 + \cos 2\alpha}$ y sustituyendo

$$\tan^2 (45^\circ + \varphi/2) = \frac{1 - \cos 2(45^\circ + \varphi/2)}{1 + \cos 2(45^\circ + \varphi/2)} = \frac{1 - \cos (90^\circ + \varphi)}{1 + \cos (90^\circ + \varphi)}$$

considerando la siguiente ecuación

$\cos (90^\circ + \varphi) = \sin(-\varphi) = -\sin \varphi$ y sustituyendo en la ecuación N_φ se obtiene que :

$$\tan^2 (45^\circ + \varphi/2) = \frac{1 - (-\sin \varphi)}{1 + (-\sin \varphi)} = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi}$$

de donde obtendremos:

$$N_\varphi = \frac{1}{\tan^2 (45^\circ + \varphi/2)} = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} \quad \boxed{6}$$

sacando el reciproco

$$\frac{1}{\tan^2 (45^\circ + \varphi/2)} = \left[\frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} \right]^{1/2} = \frac{1}{(N_\varphi)^{1/2}}$$

Multiplicando y dividiendo por $(1 + \sin \varphi)$ dentro de la raíz cuadrada, lo cual equivale a la unidad y considerando que.

$(1 + \sin \varphi)(1 - \sin \varphi) = 1 - \sin^2 \varphi = \cos^2 \varphi$ y sustituyendo se determina

$$\frac{\cos \varphi}{1 + \sin \varphi} = \frac{1}{(N_\varphi)^{1/2}} \quad \boxed{7}$$

sustituyendo las ecuaciones 6 y 7 en la expresión del coeficiente activo para suelos cohesivos friccionantes obtenemos:

$$K_A = \frac{1}{N_\varphi} = \frac{2c}{\gamma Z (N_\varphi)^{1/2}} \quad \text{Coeficiente activo para suelos cohesivos friccionantes}$$

$$P_A = \frac{\gamma Z}{N_\varphi} = \frac{2c}{(N_\varphi)^{1/2}} \quad \text{Presión activa para suelos cohesivo friccionantes}$$

Presión pasiva

$$\sigma_v = \sigma_1 = \gamma Z = \text{cte.}$$

$\sigma_H = \sigma_3$ se va incrementando hasta provocar la falla.

Angulo de falla $\alpha = 45^\circ - \varphi/2$

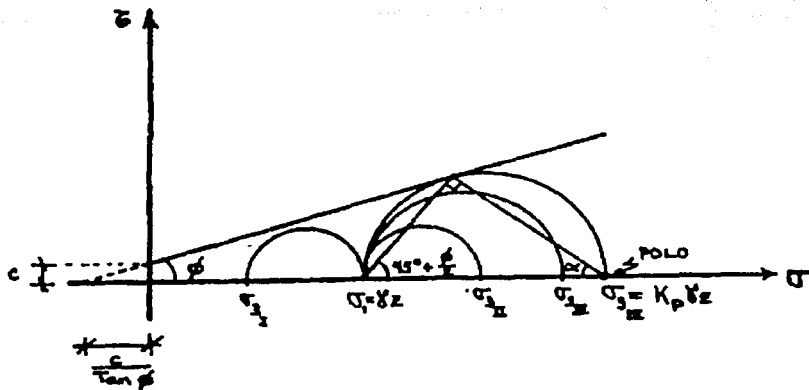


FIGURA 15

$$\text{sen } \varphi = \frac{(K_p \gamma Z - \gamma Z)/2}{\frac{K_p \gamma Z + \gamma Z + (2c/\tan \varphi)}{2}} = \frac{\gamma Z (K_p - 1)}{\gamma Z (K_p + 1) + \frac{2c}{\tan \varphi}}$$

de donde se despeja K_p

$$K_p = \frac{\gamma Z (1 + \text{sen } \varphi) + 2c \text{ cos } \varphi}{\gamma Z (1 - \text{sen } \varphi)}$$

Coefficiente pasivo

en términos de N_φ tenemos la ecuación de la siguiente forma :

$$K_p = N\varphi + \frac{2c(N\varphi)^{1/2}}{\gamma Z}$$

Coefficiente pasivo

$$P_p = K_p \gamma Z = \gamma Z N\varphi + 2c(N\varphi)^{1/2}$$

Presión pasiva para suelos cohesionados friccionantes

SUELO COHESIVO

El ángulo de falla para este material equivale a $\alpha = 45^\circ$

Sustituyendo el valor de $\varphi = 0^\circ$ en las expresiones de coeficiente activo y pasivo para suelos cohesionados-friccionantes se obtiene:

$$N\varphi = \frac{1 + \operatorname{sen}\varphi}{1 - \operatorname{sen}\varphi} = \frac{1 + \operatorname{sen} 0^\circ}{1 - \operatorname{sen} 0^\circ} = 1$$

$$K_A = 1 - \frac{2c}{\gamma Z}$$

Coefficiente activo para suelos cohesionados

$$K_p = 1 + \frac{2c}{\gamma Z}$$

Coefficiente pasivo para suelos cohesionados

$$P_A = \gamma Z - 2c$$

Presión activa

$$P_p = \gamma Z + 2c$$

Presión pasiva

A efecto de calcular el empuje efectuado sobre el elemento de retención debe efectuarse el diagrama de presiones considerando todas las fuerzas que puedan generar esfuerzos, el empuje total será la suma de todos los empujes ejercidos aplicado en el centróide de todo el diagrama de presiones.

IV.2.1.2 METODO SEMIEMPIRICO DE TERZAGHI

Este método se basa en la experiencia profesional y en información obtenida de la recopilación de datos obtenidos en campo, lo cual permitió obtener gráficas por medio de las cuales se obtienen los valores de los parámetros necesarios para evaluar las presiones horizontal y vertical en función del ángulo de inclinación de la superficie del

relleno con respecto a la horizontal (β), del tipo de material de relleno y de las condiciones de sobrecarga en la superficie del mismo.

Para el empleo de el método de Terzaghi será necesario clasificar el material de relleno de una estructura de retención en las categorías siguientes:

- 1.- Suelo granular grueso sin finos, muy permeable (arena limpia o grava).
- 2.- Suelo granular con baja permeabilidad debida a la presencia de finos limosos.
- 3.- Suelos residuales con cantos, arenas limosas y material granular con contenido apreciable de arcilla.
- 4.- Arcillas blandas o muy blandas, limos orgánicos o arcillas limosas.
- 5.- Arcilla dura o medianamente dura depositada en fragmentos y protegida de tal manera que el agua proveniente del agua de lluvia o cualquier otra filtración no penetre en los fragmentos, para el caso de no poder satisfacer estas condiciones es recomendable no emplear arcillas como relleno.

El método considera cuatro diferentes formas y condiciones de sobrecarga en la superficie del terreno.

A.- Superficie del relleno plana y sin sobrecarga .



FIGURA 16

B.- Superficie del relleno inclinada.

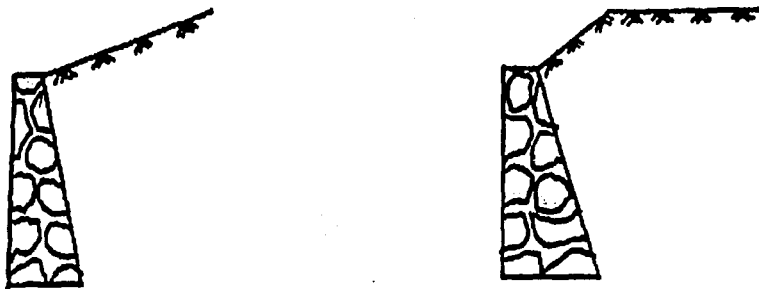


FIGURA 17

C.- Superficie horizontal y sobrecarga uniformemente distribuida por unidad de área.

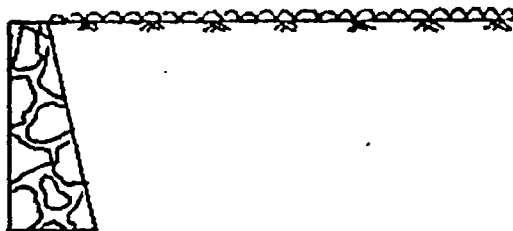


FIGURA 18

D.- Superficie horizontal y sobrecarga uniformemente distribuida paralela a la cresta del muro en forma lineal.

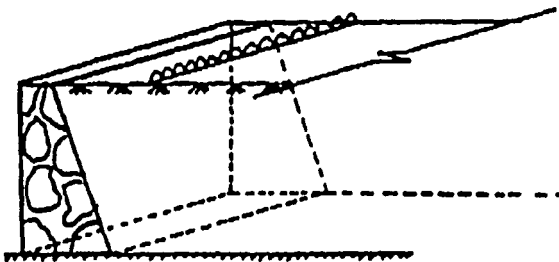


FIGURA 19

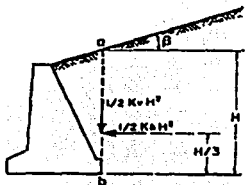
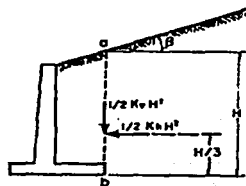
Para el cálculo de los empujes horizontal y vertical se emplean las expresiones siguientes:

$$E_H = \frac{1}{2} K_a H^2$$

$$E_V = \frac{1}{2} K_v H^2$$

H : Refiere a la altura de la sección vertical que pasa por el pie del muro, extendiéndose desde la parte de debajo de la base hasta la superficie del relleno.

K_a y K_v : son datos obtenidos de la gráficas mencionadas y refieren a las siguientes (Figura 20) :



Los números en las curvas indican el tipo de material.

Para materiales del tipo 5 los cálculos se realizan con una altura, H, menor que la real en 1.20 m

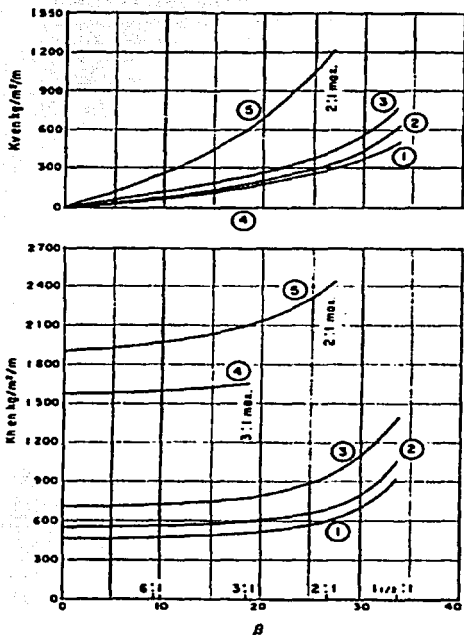


FIGURA 20

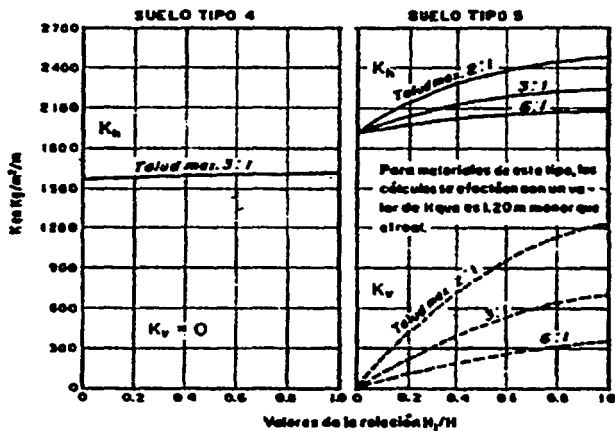
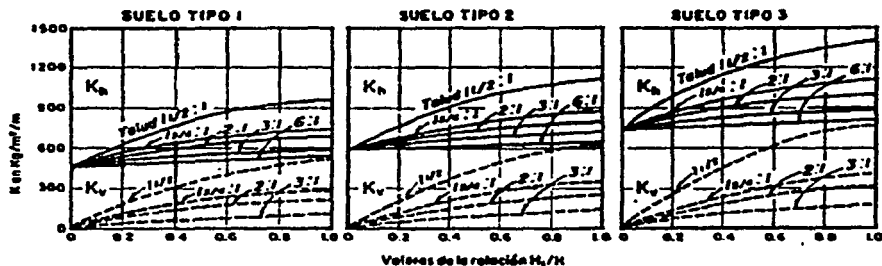
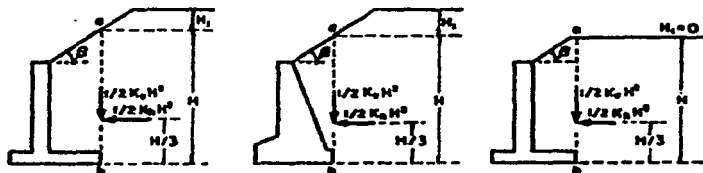
Las curvas numeradas indican la clasificación de suelo correspondiente con la relación anteriormente otorgada.

En materiales que corresponden a la clasificación tipo 5, los cálculos se efectúan disminuyendo H real en 1.2 m.

El empuje se encuentra aplicado a una altura de H/3 medida a partir de la base del muro.

Para materiales tipo 5 el empuje se calcula con una altura reducida en 1.2 m. Pero la presión resultante deberá considerarse actuando a H/3, medida a partir de la base del muro.

Para muros con rellenos inclinados con respecto a la horizontal hasta una cierta distancia pero que en su continuación son horizontales, los valores numéricos de K_a y K_v se obtienen de las siguientes gráficas:



TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

FIGURA 21

De manera similar a la anterior los empujes se aplican a una distancia de $H/3$ a partir de la base del muro y para materiales con clasificación tipo 5 el cálculo del empuje se realiza con un valor H real menos 1.2 m.

Cuando la superficie del relleno sea horizontal y exista sobre ella una sobrecarga uniformemente distribuida por unidad de área (q), deberá considerarse un incremento en la presión horizontal por unidad de área a cualquier profundidad debida a la sobrecarga y cuya magnitud será:

$$Pq = Cq'$$

C: Es un coeficiente que depende del tipo de suelo y sus valores están dados en la tabla siguiente:

TABLA 2

TIPO DE SUELO	C
1	0.27
2	0.30
3	0.39
4	1.00
5	1.00

En caso de que la superficie de relleno sea horizontal y actúe sobre ella una carga linealmente uniforme (q'), paralela a la cresta del muro, esta carga producirá una fuerza horizontal por unidad de longitud del muro igual a:

$$P' = Cq'$$

C: se obtiene de la tabla 2.

Para encontrar la línea de aplicación de esta fuerza se procede de la forma siguiente:

A partir del punto de aplicación de la carga q' , llamado C, se traza una línea recta inclinada 40° respecto a la horizontal hasta que intercepte al respaldo del muro en un punto al que se le llama d. Desde éste punto se traza una horizontal hasta que intercepte a la vertical que va desde el pie del muro hasta la superficie en otro punto al que se le llama e. Es aquí donde se considera que la fuerza horizontal $P' = Cq'$ actúa.

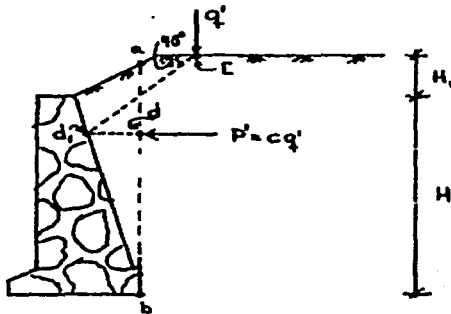


FIGURA 22

Si el punto d_1 está ubicado bajo la base del muro el efecto de la sobrecarga se desprecia.

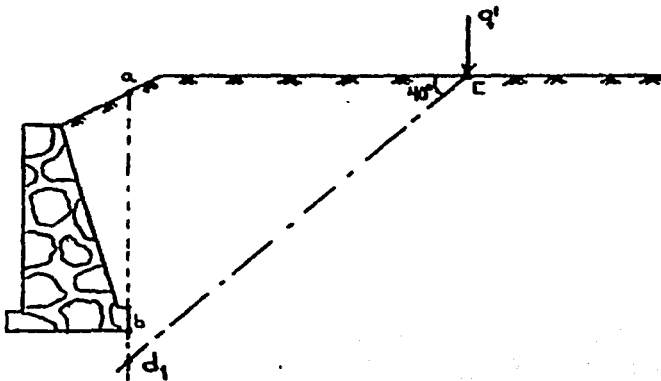


FIGURA 23

Si el punto C de aplicación de la carga q' resultara a la izquierda del plano vertical $a-b$, la regla permanece sin cambios.

Para el cálculo de la influencia de la carga q' en cuanto a la presión vertical refiere, el procedimiento propuesto por Terzaghi es el siguiente :

A partir del punto C se trazan 2 líneas rectas orientadas, cada una de ellas, con ángulo de 60° respecto a la horizontal hasta formar un triángulo equilátero. Se supone entonces una presión $p'' = q/ef$ uniformemente distribuida actuando sobre la base de dicho triángulo. Solamente aquella parte de p'' que actúe sobre la losa de cimentación será considerada.

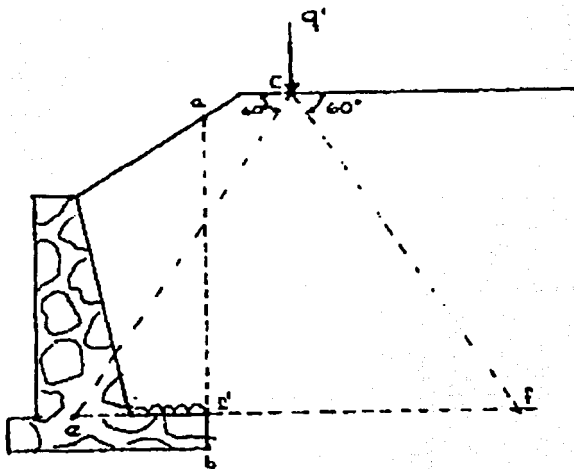


FIGURA 24

Estos procedimientos se refieren a casos en los que el suelo de apoyo es relativamente firme, pero en casos en los que el terreno de apoyo sea muy compresible, la fricción y la adhesión entre el relleno y el muro, que antes tendían a empujar a este último hacia abajo reduciendo así el empuje, pueden cambiar de dirección a causa de algún asentamiento. Esto incrementaría el empuje en forma muy considerable, por lo que Terzaghi recomienda incrementar los valores calculados para suelos tipo 1, 2, 3 y 5 en un 50%.

Este método no considera la presencia de presiones hidrostáticas contra la estructura de retención, por lo que debe preverse de un sistema de drenaje efectivo.

Las estructuras de retención difieren en su diseño de acuerdo con los materiales que se pretenda construir, esto dependerá de los bancos de material más próximos, de la facilidad para adquirirlos y de las necesidades de la obra; así el cálculo de muros de mamposteado, muro gavión y concreto armado deben analizarse considerando los catorce tipos de fuerzas actuantes vistos con anterioridad y deberán someterse a los análisis de volteo, desplazamiento, estabilidad en su terreno de cimentación y rotura estructural, se tomará en cuenta la combinación más desfavorable de cargas

verticales y laterales debidas al empuje de tierras, al peso propio del muro, a las demás cargas muertas que puedan influenciar y a las cargas vivas que tiendan a disminuir el factor de seguridad contra volteo o deslizamiento.

Los muros de mamposteo y de concreto armado presentan la peculiaridad de no poderse cargar de forma inmediata; para el caso de los muros de mamposteo debe permitirse que el mortero obtenga su resistencia final sin generar esfuerzos previos ni contaminación o saturación, considerando que para la preparación de morteros la cantidad de agua debe ser la mínima permitiendo que la mezcla sea manejable.

Para el caso de muros de concreto armado debe alcanzarse la resistencia de diseño por lo que en un periodo no menor a los días programados no podrá efectuarse carga ni relleno alguno.

IV.2.1 ESTABILIDAD POR MEDIO DE MUROS GAVION

Para el caso de los muros gavión se presenta la peculiaridad de poder omitir las fuerzas de filtración y otras debidas al agua acumulada en el respaldo del muro, pues su sistema de construcción evita la acumulación de fluidos, el muro gavión presenta gran adaptabilidad al terreno, asimilando todos los asentamientos y no requieren de cimentación especial.

Este tipo de estructuras presentan la ventaja de que en su conjunto forma una estructura estable a todos los esfuerzos de tensión y compresión, otorgando una gran ventaja técnica sobre los muros rígidos, sobre todo en terrenos inestables en donde puede presentarse asentamientos o socavaciones.

Permiten la carga inmediata del material en el respaldo del muro.

No requieren de mano de obra especializada.

No requieren de herramienta sofisticada.

Proceso para construcción de un muro gavión :

1. Topografía del talud a estabilizar
2. Análisis del tipo de suelo, en desplante y talud
3. Consideración de las cargas vivas y muertas actuantes
4. Cálculo de la sección transversal de la estructura de retención
5. Determinar la longitud de las piezas gavión a emplear considerando que no deben crearse secciones transversales planas, por lo que su distribución debe modularse.
6. Efectuar el cosido individual de la caja gavión y si es posible el amarre de las cajas en conjunto, de tal forma que sea factible su colocación.
7. Encontrado el estrato firme para el desplante y una vez conformada la pendiente de diseño se colocan las cajas gavión y se vierte la piedra, procurando dejar planas las caras laterales de la caja, es preciso dejar la menor cantidad de huecos para incrementar el peso de la estructura y evitar en lo posible la deformación al colocar los niveles subsecuentes.
8. Una vez lleno el gavión se procede a cocer las tapas de la caja y posteriormente el gavión del siguiente nivel.
9. Colocar geotextil en la parte trasera de la estructura evitando rasgaduras por las que pueda fluir el material de relleno, los traslapes de geotextil deben ser cosidos con alambre galvanizado y de suficiente espesor entre una capa y otra para evitar que el material también pueda fluir.
10. Colocar el material de relleno y compactarlo.
11. terminado el primer nivel se debe observar que los cajones del segundo nivel no coincidan en forma lineal, el proceso se repite hasta llegar a la altura diseñada .

Forma correcta de colocar gaviones considerando las longitudes comerciales que son:

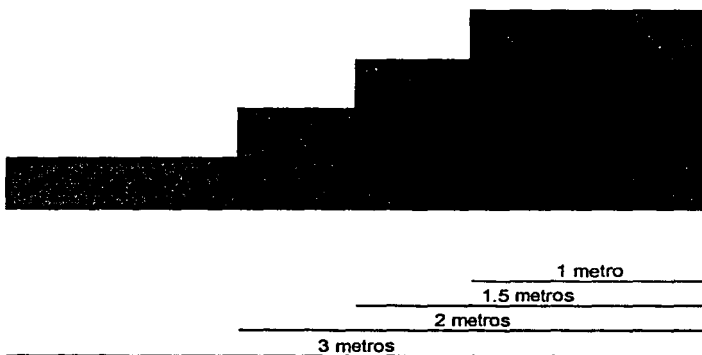
LONGITUDES	1.5	2.0	3.0	4.0
ALTURAS	1.0	0.5	0.3	
ANCHOS	1.0			

si el diseño determina una modulación de gaviones para la sección siguiente con altura de cuatro metros y longitud total de 10 metros, evitando en lo posible secciones planas.

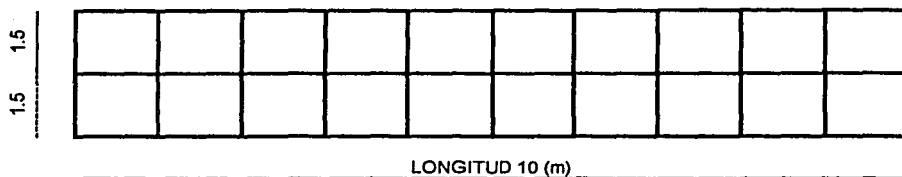
PERFIL

Niveles

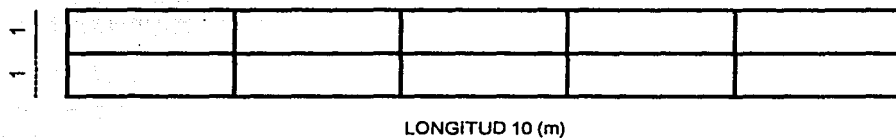
4
3
2
1



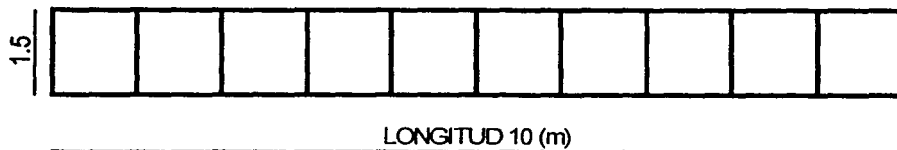
PLANTA NIVEL 1



PLANTA NIVEL 2



PLANTA NIVEL 3



PLANTA NIVEL 4

1



LONGITUD 10 (m)

T E M A V

ZONAS DE CAUCE

V ZONAS DE CAUCE

V.1 PROBLEMÁTICA

El rápido crecimiento urbano específicamente en sectores de bajos ingresos y la movilización de grupos en busca de mejores condiciones de vida en las ciudades ha generado movimientos sociales en torno a la apropiación de suelo y obtención de vivienda, caracterizados por el origen irregular de la ocupación de suelos, cuya ocupación incluye las zonas de cauce o taludes alodanos a estos.

Estas comunidades se caracterizan por el tipo de vivienda construida provisionalmente con materiales de desecho en los primeros años y posteriormente a través de largos procesos de autoconstrucción.

Los cauces de la zona en estudio drenan los escurrimientos pluviales de la cuenca, en cuyas curvas, principalmente se produce el fenómeno de erosión y depósito.

En la demarcación de Álvaro Obregón las corrientes tienen un patrón asimétrico, debido a que los arroyos tributarios que vierten en las márgenes del sureste tienen mayor afluencia. Las principales corrientes de norte a sur son:

- Río Tacubaya
- Río Becerra
- Río de la Piedad
- Río Mixcoac
- Arroyo Puerta Grande
- Arroyo San Ángel
- Río Magdalena

La erosión que se produce de manera natural en la cuenca de los ríos, es acelerada cuando el hombre cambia las condiciones naturales del suelo, generalmente a través de rellenos para ganar terreno a su vivienda o con la tala de árboles y deforestación de las áreas verdes o bien cortes a los taludes alodanos a los cauces para nivelación de sus viviendas.

Un talud de tierra no puede considerarse estable indefinidamente, tarde o temprano la estabilidad se pierde debido a los agentes naturales como lo son :

- Presiones hidrostáticas
- Intemperismo y erosión
- Aumento temporal o permanente de cargas
- Reducción de la resistencia del suelo

- Redistribución desfavorable de esfuerzos

Circunstancias y comportamientos que contribuyen a que el talud busque una posición más estable.

Cuando el material que forma el parámetro de un corte tiene un límite elástico bien definido, la falla de talud consiste en el deslizamiento de una parte de dicho paramento a lo largo de una superficie conchoidal bien definida que puede aflorar al pie del talud o puede extenderse por abajo del corte y aflorar a una cierta distancia enfrente del talud. A ese tipo de falla se le denomina deslizamiento y se observa tanto en materiales cohesivos como en los de poca cohesión (ver figura 25).

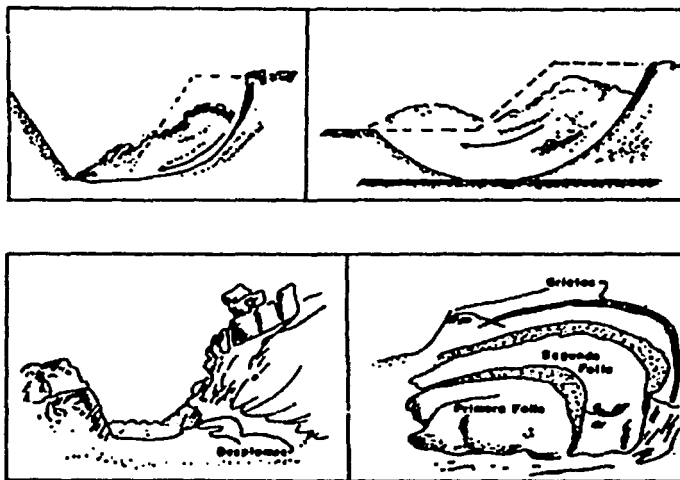


FIGURA No.25

Cuando el suelo además de ser cohesivo se encuentra en un estado plástico, o bien cuando se trata de materiales granulares sueltos y saturados, es muy frecuente que la falla tenga las características de un escurrimiento lodoso o flujo plástico.

Una falla por deslizamiento, una vez a iniciado el movimiento, degenera en flujo plástico por haber perdido su estructura y elasticidad, el material del que esta compuesto el talud. Cuando el material que conforma los taludes está muy fracturado o esta formado por bloques mal cementados con suelos limosos erosionables, entonces se producen desprendimientos de los estratos superficiales, a este tipo de fallas se les denomina derrumbes o desplomes, es decir las fallas de taludes se clasifican por las características del material que conforman el suelo, pero también se pueden clasificar de acuerdo con el tiempo en que se presentan.

Cuando la falla ocurre durante la construcción del corte, está se deberá, casi exclusivamente a que la altura del talud es mayor que la necesaria para que el peso propio del suelo pueda ser equilibrado por la resistencia interna del mismo. Cuando la falla del corte se produce algún tiempo después de efectuado aquél, es muy probable que en la inestabilidad del mismo hayan intervenido diversas causas, tales como presiones hidrostáticas, intemperismo y erosión.

Es frecuente observar que al fallar una parte del talud a lo largo de una superficie conchoidal se defina una nueva superficie de deslizamiento más grande alrededor de la primera falla, siendo posible que se produzcan hasta cuatro fallas, una dentro de la otra.

La estabilidad de un talud no siempre aumenta a medida que se reduce su pendiente, las presiones hidrostáticas alcanzan sus valores más altos con 55° a 60° de inclinación y como consecuencia es común encontrar que un talud de $\frac{1}{2}:1$ es más inestable que uno de $\frac{3}{4}:1$ o aun que el perfectamente vertical.

En cambio el talud de $\frac{1}{4}:1$ puede tener la misma estabilidad que el de $1:1$ y a la vez puede ser mucho más económico que este último.

V.2 METODOS DE SOLUCIÓN

Es evidente que el empleo de zonas de cauce para establecer vivienda, implica el uso de suelo no autorizado por las autoridades que regulan los márgenes de seguridad y derechos de vía, por lo que una solución sana es el aplicar con estricto apego las normatividades en materia de cauces.

T E M A VI

CONCLUSIONES

CONCLUSIONES

Actualmente el problema de inestabilidad de suelo en la zona poniente de la Ciudad de México, implica para el ingeniero civil plantear una solución preventiva o en su caso correctiva, que permita al ocupante del suelo salvaguardar sus construcciones, para lo cual la aplicación de los métodos, procedimientos y análisis deben ser planteados con destreza.

La problemática de zonas minadas ha sido generada por el hombre ante la necesidad de extraer materiales, sobretodo granulares para procesos constructivos. El descontrol y la no existencia de registros topográficos de las minas explotadas, así como la falta de solicitud referente a estudios de mecánica de suelos por parte de las autoridades competentes, propicio los asentamientos humanos en estas zonas, ahora regeneradas en su mayoría con costos demasiado elevados y para los casos pendientes de estabilizar el riesgo permanece latente. Esta problemática debe evitarse en lo futuro creando registros topográficos y geotécnicos de las zonas en explotación.

Las zonas de relleno son también creadas por el hombre en depresiones naturales de terreno que en su inicio no se encontraban consideradas para uso de suelo habitacional y que ante la necesidad inmediata de vivienda y la escasez de terrenos, terminaron por ocuparse. Para este tipo de inestabilidad es recomendable considerar en primera instancia el analizar las propiedades físicas y mecánicas necesarias o requeridas y con base en ello determinar el posible mejoramiento del suelo existente o su caso la eliminación total del relleno.

En lo que refiere a las zonas de ladera desafortunadamente una inestabilidad pone en riesgo evidente a los ocupantes de viviendas, existiendo soluciones de Ingeniería que en ocasiones no son aplicables

de manera inmediata pues la época de lluvias no permite la ejecución de la obra. Generalmente estos casos se presentan en lugares con topografía abrupta y desniveles grandes con fuertes escurrimientos fluviales, es recomendable para estos casos tratar de dar una solución preventiva y no correctiva.

Respecto a las zonas de cauce es evidente que quienes las ocupan en primera instancia no han respetado los márgenes, por lo que una solución de ingeniería no es factible de plantear en términos legales ante la existencia de reglamentaciones para la determinación de zonas federales por margen de cauce y zonas de seguridad aledañas.

BIBLIOGRAFÍA

Especificaciones Generales para el Tratamiento de Cavidades Subterráneas.

Colinas de Buen S.A. de C.V.
Abril 1993.

Mecánica de Suelos.

Tomo II.
Teoría y aplicaciones de la Mecánica de Suelos.
Juárez Badillo, Rico Rodríguez
Segunda Edición.

Mecánica del Suelo y sus Aplicaciones a la Ingeniería.

José A. Jiménez salas.
Ed. DOSSAT, S.A.
Madrid 1951.

Tesis.

"La Resistencia al Esfuerzo Cortante de los Suelos y su Relación con el Análisis y Diseño de Estructuras de Retención".

Facultad de Ingeniería.
Humberto Puebla Cadena, Jorge Servín Cordova.
1985.

Apuntes del Curso Edafología y Minas.

Impartido por la Facultad de Ingeniería, UNAM.
Ing. J. Reginaldo.
Ing. Hector Sangines.
Ing. Roberto Magaña.
Ing. Hugo Hass.

Memorias de la Reunión Técnica de Mejoramiento Masivo de Suelos.

Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos.

El fantasma de la Delegación Álvaro Obregón.

Publicación de la Regencia de la Ciudad de México.
Delegación Álvaro Obregón, Grupo Alta tecnología en Ingeniería.
1994.

ESTA TESIS NO SALE
DE LA BIBLIOTECA