



Autorizo a la Dirección General de Bibliotecas de la UNAM a difundir en formato electrónico e impreso el contenido de mi trabajo recepcional.

NOMBRE: PEDRO ROMERO RODRIGUEZ

FECHA: 10/OCTUBRE/2005

FIRMA:



**UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTONOMA DE MEXICO**

FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES
ACATLAN

OBRAS PARA LA MITIGACION DE RIESGOS POR FALLAS DE
TALUDES EN LA DELEGACION GUSTAVO A. MADERO

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 :

PEDRO ROMERO RODRIGUEZ

ASESOR: ING. CELSO BARRERA CHAVEZ



OCTUBRE 2005

11348913



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.

ÍNDICE

INTRODUCCIÓN	1
CAPÍTULO I CARACTERÍSTICAS GEOLÓGICAS Y GEOTÉCNICAS	5
1.1 Definiciones y términos	5
1.1.1 Minerales	5
1.1.2 Diferencia entre rocas y suelos	5
1.1.3 Definiciones y términos geológicos	6
1.1.3.1 Rocas ígneas	6
1.1.3.2 Rocas sedimentarias	8
1.1.3.3 Rocas metamórficas	9
1.1.3.4 Identificación de rocas <i>in situ</i>	11
1.1.4 Definiciones y términos geotécnicos	12
1.1.4.1 Suelo y su origen	12
1.1.4.2 Suelos residuales y suelos transportados	14
1.1.4.3 Clasificación de suelos por el tamaño de partícula	14
1.2 El Valle de México	16
1.2.1 Cinturón Volcánico Transmexicano	16
1.2.2 Historia geológica del Valle de México	19
1.2.3 Fallas en el Valle de México	24
1.3 Zonificación del Distrito Federal	26
1.3.1 Determinación de las propiedades en el laboratorio	30
1.4 Características presentes en la Delegación Gustavo A. Madero	30
CAPÍTULO II CLASIFICACIONES DE TALUDES	34
2.1 Definición y clasificación de taludes por su origen	34
2.1.1 Definición de talud	34
2.1.2 Clasificación de taludes por su origen	34
2.1.3 El uso de taludes	35
2.2 Clasificación de taludes por el material que lo constituye	36
2.2.1 Taludes en arenas	36
2.2.2 Taludes en loess	37
2.2.3 Taludes en arcillas	37

2.2.4 Taludes en esquistos o lutitas	38
2.2.5 Taludes en rocas	38
2.3 Clasificación de mecanismos de falla	39
2.3.1 Fallas por derrumbes	39
2.3.2 Desplome de rocas	40
2.3.3 Deslizamiento rotacional en rocas	41
2.3.4 Fallas en laderas naturales	42
2.3.4.1 Fallas por deslizamiento superficial (creep)	42
2.3.4.2 Fallas por deformación acumulativa	44
2.3.5 Fallas por rotación	45
2.3.6 Fallas por traslación	45
2.3.7 Fallas con superficie compuesta	47
2.3.8 Fallas múltiples	48
2.3.9 Fallas por erosión	48
2.3.10 Fallas por tubificación	49
2.3.11 Fallas por licuación	50
2.3.12 Fallas por falta de capacidad de carga	50
CAPÍTULO III DETERMINACIÓN DE LA ESTABILIDAD DE TALUDES	52
3.1 Métodos de análisis de estabilidad de taludes	52
3.1.1 Taludes de materiales puramente friccionantes	53
3.1.2 Taludes de materiales arcillosos	53
3.1.2.1 Suelos puramente cohesivos	55
3.1.2.2 Suelos con cohesión y fricción (sin nivel freático presente)	62
3.1.2.3 Suelos con cohesión y fricción (con nivel freático presente)	64
3.1.2.4 Suelos estratificados	66
3.1.2.5 Grietas de tensión	66
3.1.3 Análisis de fallas por traslación (presencia de estrato débil)	68
3.1.4 Análisis de fallas por traslación (pendiente infinita)	70
3.1.4.1 Pendiente infinita sin drenado	70
3.1.4.2 Pendiente infinita drenada	72
3.1.5 Métodos para el cálculo de equilibrio de taludes en roca	74

3.1.5.1 Método de dovelas	74
3.1.5.2 Método de la cuña deslizante	75
3.2 Métodos para disminuir o eliminar riesgos	77
3.2.1 Selección del factor de seguridad necesario	77
3.2.2 Métodos de prevención de amenazas o riesgos	78
3.2.3 Estructuras de control de masas en movimiento	79
3.2.4 Estabilización del talud	81
CAPÍTULO IV MÉTODOS DE ESTABILIZACIÓN DE TALUDES	82
4.1 Conformación del talud o ladera	82
4.1.1 Remoción de materiales de la cabeza del talud	82
4.1.2 Tender taludes o abatimiento de la pendiente	82
4.1.3 Construcción de terrazas o escalones	83
4.2 Recubrimiento de la superficie	84
4.2.1 Recubrimiento con concreto lanzado	84
4.2.2 Recubrimiento con suelo cemento	88
4.2.3 Recubrimiento con mampostería	90
4.2.4 Recubrimiento de roca	90
4.2.5 Protección con gaviones	91
4.2.6 Cobertura vegetal	93
4.2.7 Geosintéticos	95
4.3 Estructuras de contención y retención	99
4.3.1. Muros de contención	99
4.3.1.1 Muros de gravedad	103
4.3.1.2 Muros de gravedad prefabricados	103
4.3.1.3 Muros de concreto armado	104
4.3.1.4 Muros de concreto prefabricados	106
4.3.1.5 Muros de bloques de concreto prefabricados	107
4.3.1.6 Muros de tierra armada	108
4.3.2. Estructuras de retención	110
4.3.3. Anclajes	111
4.4 Control de agua superficial y subterránea	114
4.5 Mejoramiento del suelo	115

CAPÍTULO V ESTABILIZACIÓN DE TALUDES EN ZONAS DE ALTO RIESGO	118
5.1 Identificación de zonas de riesgo	118
5.2 Obras para la mitigación de riesgos	120
5.3 Caso del Cerro Cabeza de Águila	123
5.3.1 Problemática en Cerro Cabeza de Águila	123
5.3.2 Descripción del cantil en Cabeza de Águila	125
5.3.3 Soluciones en cerro Cabeza de Águila	126
5.4 Caso del Cerro del Chiquihüite	129
5.4.1 Riesgos o peligros geológicos identificados	129
5.4.2 Zonificación de riesgo	131
5.4.3 Tipo de riesgo	132
5.4.4 Soluciones de mitigación de riesgos	134
 CONCLUSIONES	 141
 REFERENCIAS	 144
 BIBLIOGRAFÍA	 146

INTRODUCCIÓN

La Ciudad de México y su zona conurbada forman uno de los puntos más poblados del planeta, en esta región viven más de 20 millones de personas. Uno de los mayores problemas que un asentamiento humano de estas dimensiones representa, es la dificultad de satisfacer las necesidades y proveer de servicios a la población.

Entre las necesidades básicas del ser humano se encuentra la de vivienda, y en esta ciudad asentada en el fondo de un valle, con el crecimiento acelerado de la población que se presentó principalmente en la segunda mitad del siglo pasado y la migración del campo a la ciudad durante los años 60's; llegó el momento ya hace varios años, en que la gente tuvo que empezar a poblar lugares como las barrancas y laderas de los cerros que rodean al Valle de México.

En la delegación Gustavo A. Madero, llamada así en honor al héroe mártir de la Decena Trágica, y hermano del presidente Francisco I. Madero, la insuficiencia de los servicios públicos radica en que es la segunda más poblada del DF; un millón 300 mil personas habitan lugares como, el cerro del Chiquihuite, San Juan de Aragón, Zacatenco, San Felipe de Jesús, Río de los Remedios, Cuauhtepac, colonias Verónica Castro y Lindavista o bien en la zona de la Basílica de Guadalupe.

El crecimiento de la mancha urbana hacia estos lugares se presentó de una manera descontrolada, ignorando, las autoridades y la población los riesgos a los que estos últimos estarían propensos y los problemas que posteriormente se manifestarían.

Fueron varios los motivos por los cuales en su momento no se le dio la importancia y la atención requerida a esta situación. Por parte de la sociedad, el desconocimiento parcial o total de los riesgos latentes en la zona en la que se estaban estableciendo. Y por parte de las autoridades la total falta de planeación, muchos líderes políticos otorgaron terrenos y parcelas sin ninguna autoridad, generando el problema urbano de registro público de la propiedad y de uso de suelo que se tiene hoy en día, las facilidades que las direcciones de

Desarrollo Urbano otorgaron al permitir estos asentamientos y la posterior regularización de predios, además de algunos otros motivos de origen social y económico, motivos que se alejan del objeto de estudio de esta tesis.

En el DF hay alrededor de 6 mil viviendas con problemas de escrituración, la mayoría de estas en unidades habitacionales de las delegaciones Iztapalapa y Gustavo A. Madero.

Los riesgos que amenazan la seguridad de los habitantes de estas colonias son, a grandes rasgos: deslaves, desprendimientos y caída de rocas y en general diferentes tipos de movimientos de materiales con diversos mecanismos de falla. Situaciones que se presentan con mayor frecuencia durante las épocas de lluvia.

Buscando una solución a dicha problemática, se podría concluir rápidamente que los riesgos se acabarían fácilmente si se desocupan estas zonas. Pero un programa de reubicación de los habitantes afectados otorgándoles nuevas viviendas en lugares seguros no es factible debido a las dimensiones de las comunidades a las que habría que movilizar. Y en los casos en los que el punto anterior fuera una situación que se pudiera resolver, es la negativa de la gente a abandonar sus viviendas la que impide la aplicación de un plan de esta naturaleza.

Mientras tanto la problemática sigue ahí presente, y ante la imposibilidad de utilizar medidas preventivas es necesario llevar a cabo las medidas correctivas necesarias, esto significa que, habrá que buscar el modo de evitar que se presenten los movimientos de materiales, o si estos se presentan, no afecten a la población.

Es aquí donde la ingeniería entra a analizar los casos de riesgo, aprovechando las herramientas que la mecánica de suelos, la geología, geofísica e hidrología, nos brindan; para después con el apoyo de la mecánica o resistencia de materiales, análisis y diseño estructurales poder elaborar o construir los elementos necesarios para brindar seguridad a la comunidad.

Es por lo anterior que este trabajo de investigación tiene como objetivo el proponer e identificar el tipo de obras necesarias para evitar o disminuir los riesgos presentados por posibles desprendimientos rocosos o movimientos de masas de suelo a los que se

encuentran expuestos la población, sus viviendas y en general zonas urbanas localizadas en la demarcación de la Delegación política Gustavo A. Madero.

Para poder obtener los mejores resultados primero se deben de conocer a fondo las características geotécnicas y geológicas de la zona, por ello el primer capítulo presenta definiciones y conceptos que se utilizarán a lo largo de este trabajo, además de la evolución geológica de la cuenca del valle de México, la zonificación de los suelos en la Ciudad de México y lo que las Normas Técnicas Complementarias al Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal menciona en materia de cimentaciones, así como un panorama general de las características presentes en la Delegación.

En el segundo capítulo se presentan las clasificaciones que se manejan para el estudio de taludes, identificándolos por su origen y por los materiales que lo constituyen, además de cuales son los mecanismos de falla que pueden presentar cada uno de ellos, el conocer los mecanismos de falla nos ayuda a visualizar las consecuencias o daños, que de presentarse, esta causaría.

Lo anterior es de gran importancia para poder localizar potenciales puntos de riesgo y así anticiparse a una posible falla, que por localizarse en una zona habitada podría convertir esto en un suceso trágico.

El capítulo tres presenta los métodos de cálculo mediante los cuales se determina la estabilidad de taludes y sus factores de seguridad. Ya que el capítulo dos dio a conocer como suelen presentarse las fallas en los taludes, es el momento de hacer uso de los procedimientos, métodos y formulas para conocer los niveles de riesgo y las consecuencias que provocaría una posible falla. Además en este capítulo también se presentan las posibles soluciones a dichas situaciones de riesgo.

Posteriormente en el capítulo cuatro se describen los procedimientos y elementos estabilizadores o de protección cuando la solución seleccionada para mitigar o eliminar riesgos implica la ejecución de obra civil.

Estas situaciones se pueden atacar de diferentes formas, ya sea variando las condiciones geométricas del talud, controlando el contenido y flujo agua en el mismo, mejorando las

características de los materiales o cubriendo su superficie contra los agentes físicos o la acción del hombre.

Finalmente en el capítulo cinco se presentan los casos más representativos de situaciones de riesgo por fallas de taludes en Gustavo A. Madero, además del tipo de obras que se han ejecutado, o están en proceso.

La realización de estas obras forma parte del Programa de Obras de Mitigación de Alto Riesgo y su finalidad es evitar posibles deslizamientos y derrumbes naturales durante la época de lluvias, protegiendo no sólo a los habitantes de estas zonas de sino también a sus propiedades y a la infraestructura urbana existente.

CAPÍTULO I

CARACTERÍSTICAS GEOLÓGICAS Y GEOTÉCNICAS

En este primer capítulo se dan a conocer las características geológicas y geotécnicas de la zona, ya que es necesario conocer el origen de los materiales y sus propiedades con los cuales están constituidos las formaciones existentes en la región, de esta manera se tendrá los suficientes elementos para plantear adecuadamente el problema o situación y poder proponer la solución óptima, para ello se conocerá cual ha sido la historia o evolución geológica de la cuenca del valle de México.

1.1 DEFINICIONES Y TÉRMINOS

A continuación se darán a conocer los significados y origen de los términos utilizados para denominar las masas de suelo y roca, que se utilizarán durante éste y los capítulos subsecuentes. Además se mencionaran sus principales características, indispensables para entender el comportamiento de los materiales ante las diferentes situaciones que se puedan presentar en campo.

1.1.1 MINERALES

Son los elementos básicos por los cuales se encuentran constituidos suelos y rocas, cada uno cuenta con diferentes características físicas y químicas, como las formaciones de sus cristales, dureza, color, la fractura y clivaje, tales diferencias hacen posible una fácil identificación en el caso de las rocas, por ello la importancia de conocer estas características.

1.1.2 DIFERENCIA ENTRE ROCAS Y SUELOS

Este límite al que se pretende recurrir no está completamente claro, ya que depende de las diferentes definiciones que el experto en cada campo (geólogo, edafólogo o ingeniero) tenga de estos términos. La vaguedad de la división se refleja en el simple hecho de que areniscas parcialmente cementadas o lutitas suaves, cumplen con las características suficientes para ser una roca y un suelo a la vez. Es por eso que para este trabajo se

consideran como base las definiciones que determinan la mecánica de suelos, en donde las formaciones sedimentarias que carecen de una alta resistencia al esfuerzo cortante son consideradas como suelos, dejando fuera de esta definición a las formaciones sedimentarias altamente cementadas o que presenten una gran resistencia a los agentes del intemperismo.

1.1.3 DEFINICIONES Y TÉRMINOS GEOLÓGICOS

1.1.3.1 ROCAS ÍGNEAS

Estas rocas se formaron por el enfriamiento de material magmático, es decir, que en algún momento antes de ser rocas fueron una masa de minerales fusionados por la gran cantidad de calor que existe en el interior de la tierra. Las rocas ígneas pueden clasificarse según como se halla presentado su enfriamiento o por su composición química. Si el enfriamiento fue dentro de la corteza terrestre, estamos hablando de una roca intrusiva o plutónica, las cuales tienen como principal característica su lento proceso de enfriamiento a altas presiones, lo que permite la acumulación de minerales formando cristales macroscópicos, y presentan una textura granulada. Las rocas intrusivas a pesar de haber tenido su origen a grandes profundidades, es posible verlas en la superficie terrestre debido a los movimientos de las capas de la tierra y a los procesos físicos de erosión.

En cambio, si el magma sale a la superficie, se presenta un proceso de enfriamiento rápido dando origen a las rocas extrusivas, en las cuales solo existe la presencia de cristales microscópicos, estas rocas presentan una textura microgranulada. En caso de que el proceso de enfriamiento del material sea demasiado rápido que no permita la formación de cristales, el resultado será un material de textura vítrea como es el caso de la obsidiana.

Existe un caso intermedio entre las rocas intrusivas y las extrusivas, que es el caso de las rocas hipabisales, las cuales contienen fenocristales en una matriz de grano fino y vítreo.

En cuanto a su composición química, las rocas ígneas se clasifican según los minerales que estén contenidos en éstas. Los elementos básicos que forman a los minerales de las rocas ígneas son: silicio, magnesio, hierro, calcio, sodio, aluminio, potasio, oxígeno e hidrógeno. Los cuales en combinación forman minerales como silicatos, óxidos e hidróxidos. De ellos el dióxido de silicio (cuarzo) es de los más comunes en este tipo de rocas, es por ello que se utiliza la cantidad o contenido de este mineral para hacer otra clasificación. Una roca con un

alto contenido de cuarzo generalmente es de color claro y es denominada como una roca ácida. Por el contrario si la roca casi no tiene o carece totalmente de cuarzo y a la vez presenta un gran contenido de minerales de tipo ferromagnesianos, su color es oscuro y a este tipo de rocas se les llama básicas.

Por su origen	Ácidas (+cuarzo, - ferromagnesianos)	Intermedias	Básicas (- cuarzo, + ferromagnesianos)
Intrusivas, plutónicas o abisales	Granito	Sienita, Diorita	Gabro
Hipabisales	Pórfido de cuarzo	Pórfido de Ortodasa, Porfírita	Dolerita
Extrusivas o volcánicas	Riolita	Andesita, Traquita	Basalto (tezontle)

FIGURA 1.1
CLASIFICACIÓN DE LAS ROCAS ÍGNEAS (Referencia 1)

Por lo común las rocas Hipabisales reciben el nombre de PÓRFIDO además del nombre de la roca intrusiva o extrusiva de la cual sus características predominen, por ejemplo en el caso de rocas ácidas tenemos el pórfido granítico y el pórfido riolítico.

Las rocas volcánicas más abundantes sobre la superficie terrestre son los basaltos seguidos de las andesitas, estas últimas son altamente afectadas por el intemperismo.

Finalmente hay que mencionar las rocas piroclásticas, son de origen volcánico y se formaron por la expulsión de material incandescente por los aires, el cual se solidificó antes de caer al suelo. A las masas de mayor tamaño se les conoce como bombas volcánicas, éstas presentan una forma similar a la de un elipsoide de revolución debida a la rotación del material al caer, por su tamaño le siguen el lapilli, las cenizas, arena y polvo. Este tipo de material genera brechas volcánicas o tobas cuando son sometidas a un proceso de consolidación o cementación. La clasificación de los piroclastos según su mineralogía es similar a la que se hace con el resto de las rocas, es decir pueden existir piroclastos riolíticos, andesíticos, dacíticos o basálticos. En la figura 1.2 se presenta una tabla con la clasificación de las rocas piroclásticas.

Origen	Fragmento	Dimensiones (mm)	Rocas consolidadas
Erupciones	Bloques próximos a chimeneas		Aglomerados
Explosivas	Bombas grandes	256 o >	Brecha volcánica gruesa.
	Lapilli grande Piedra pómez	32 - 256	Brecha volcánica de fragmentos gruesos.
	Lapilli pequeño	4 - 32	Brecha volcánica de grano fino.
	Bombas y cenizas	¼ - 4	Tobas de grano grueso.
	Ceniza fina y polvo	¼ o <	Tobas de grano fino.

FIGURA 1.2
CLASIFICACIÓN DE LAS ROCAS PIROCLÁSTICAS (Referencia 1)

1.1.3.2 ROCAS SEDIMENTARIAS

Las rocas sedimentarias se forman mediante diferentes tipos de procesos, no solo mediante el de sedimentación, también por medio de evaporación o de cementación. Para facilitar su estudio se encuentran divididos los tipos de sedimentos de los cuales están formadas las rocas y se consideran tres categorías.

- Sedimentos clásticos. Cuando cualquier roca está expuesta a los procesos de intemperismo, como son: la lluvia, la nieve, el viento, grandes masas de hielo o incluso los cambios diarios de temperatura, aparentemente insignificantes; éstas se ven fragmentadas en partículas más pequeñas como gravas, arenas, limos y raramente en arcillas. Las gravas para poder identificarlas, reciben el nombre del tipo de roca del cual provienen, por ejemplo las gravas basálticas cuando se cementan ya sea con calcita, limonita o sílice, reciben el nombre de conglomerados. Análogamente cuando las arenas se cementan reciben el nombre de areniscas. Las arcillas que pierden agua y son compactadas forman posteriormente lutitas. En la figura 1.3 se presenta la escala de Wentworth en la cual se clasifican las rocas formadas por sedimentos clásticos

- Sedimentos químicos. Las rocas formadas por estos sedimentos pueden originarse de dos maneras: una cuando la acumulación de carbonato de calcio, producto del

arrastre de corrientes de agua, se presenta en el fondo de lagos o en fondo de mares y océanos, que posteriormente se cementan y se compactan. La otra forma en que se originan estas rocas es por medio de la evaporación, esta se presenta en lagos, mares cerrados o en lagunas, en donde la evaporación es mayor a la entrada de gasto al cuerpo de agua, permitiendo que se formen depósitos de cloruros, sulfatos y carbonatos. Algunos ejemplares de estas rocas son la anhidrita, el yeso y la sal.

- Sedimentos orgánicos. Algunos invertebrados marinos generan estructuras como el caso de los corales que aunado a fragmentos de conchas y restos de otros animales marinos forman calizas.

Nombre de la partícula suelta	Tamaño (mm)	Roca consolidada
Canto rodado o fragmentos angulares	256 ->	Conglomerado o brecha
Gujarro	64 -256	Conglomerado o brecha
Grava	4 – 64	Conglomerado o brecha
Gravilla	2 – 4	Arenisca
Arena	1/16 – 2	Arenisca
Limo (arenilla)	1/256 – 1/16	Limonita o lutita
Arcilla	< - 1/256	Lutita

FIGURA 1.3
ESCALA DE WENTWORTH (Referencia 1)

1.1.3.3 ROCAS METAMÓRFICAS

Como su nombre lo indica para lograr las características que las definen pasaron por un proceso de cambio, en algún momento estas rocas fueron rocas ígneas o sedimentarias, esto se ha comprobado por la presencia de fósiles en rocas metamórficas cristalinas lo cual nos indica que anteriormente fue una roca sedimentaria, por otro lado se han encontrado rocas metamórficas las cuales van variando gradualmente sus características de un manera ininterrumpida hasta llegar a un manto de roca ígnea. Los cambios de características que presentan las rocas metamórficas consisten en variaciones en la mineralogía, esto debido a

las altas temperaturas e incluso al contacto con el material magmático, generan alteraciones en los minerales o se crean nuevos minerales en base a los que se presentaban anteriormente. Estas alteraciones provocan que se genere una nueva estructura de la roca, comúnmente ésta es una clasificación de las rocas metamórficas, las foliadas y las no foliadas.

ROCA	Zonas de metamorfismo	Espesor (m)*	Grado de metamorfismo
Esquistos	Lutita	2000 a 4000	No hay metamorfismo
	Clorita y sericita	3000	Epizona (débil)
	Moscovitas y biotita	3000	Mesozona (medio)
Gneisses	Moscovitas y biotita	4000	Mesozona (medio)
	Biotita y sillimanita	6000	Catazona (fuerte)
Leotinitas	Cordierita o granate	?	Ultrazona (muy fuerte)

* Los espesores indican indirectamente el peso de la columna para producir las presiones y temperaturas requeridas para operar los cambios mineralógicos.

FIGURA 1.4
ZONAS DE METAMORFISMO REGIONAL (Referencia 1)

- Rocas foliadas. Son aquellas en las que el acomodo de los minerales se presenta en forma paralela, formando láminas, como ejemplo de este tipo de rocas tenemos los gneisses, los esquistos, y las pizarras.
- Rocas no foliadas. El ejemplo mas común es el mármol, el cual es una caliza o dolomita metamorfizada, otro caso es el de la metacuarcita que tiene su origen en el proceso de recristalización de una arenisca.

En general las rocas metamórficas también presentan variaciones en su densidad respecto a las rocas que les dieron origen. Otro factor importante que genera metamorfismo es la presencia de esfuerzos tectónicos.

1.1.3.4 IDENTIFICACIÓN DE ROCAS *IN SITU*

Independientemente de todo el estudio geológico a realizar requerido por el proyecto y posteriormente para la obra, es de gran utilidad para el ingeniero que se encuentra en campo la identificación de los tipos de roca presentes. Con la ayuda de un martillo, una navaja, un frasco con gotero de ácido clorhídrico (HCl), un imán y la tabla de dureza (figura 1.4), será posible identificar a la mayoría de las rocas más comunes.

Lo primero que se debe de hacer es tomar un ejemplar de roca sana el cual puede obtenerse del producto de un afloramiento golpeado por un martillo. Las rocas que han sido expuestas a los agentes físicos no muestran todas sus características, por eso en caso de tomar como muestra un ejemplar intemperizado, se debe romper para así poder observar sus características reales en su interior.

De una primera inspección visual se puede determinar si la roca es cristalina o no, de no serlo puede ser una lutita que es una roca formada por sedimentos pequeños y generalmente son opacas, en cuanto a su dureza ésta puede ser rayada con la uña. Si se parte en láminas regulares, es argilácea; si es arenosa, es arenácea; si es negra puede ser bituminosa y si efervesce al contacto con el ácido es calcárea. Si la lutita ha sufrido un proceso de metamorfización esta roca es una pizarra la cual también se puede identificar fácilmente por su característica de ser una roca foliada y formada por grano fino pero de mayor dureza y su coloración puede variar desde el negro hasta el púrpura o el verde. Siguiendo con las rocas sedimentarias la caliza es fácilmente identificable por la presencia de fósiles o como ya se menciona por su reacción al HCl, son de color claro desde el blanco lechoso, gris, café hasta el negro, cuando se presentan materiales carbonosos; y se pueden rayar con una navaja. Una dolomita también efervesce con el HCl aunque más lentamente.

Los conglomerados y areniscas también son fácilmente identificables. Los conglomerados son masas de grava y arena cementadas que forman una masa dura y compacta. La arenisca es una masa formada solamente por arenas cementadas. El equivalente metamórfico de la arenisca es la cuarcita la cual se caracteriza por que su fractura se presenta también a través de sus granos, no solamente en el material que esta a su alrededor.

Entre las rocas metamórficas tenemos: la serpentina, su color puede no ser uniforme y varía del verde al negro, su textura es suave y grasosa como la del talco. Los gneisses presentan una estructura bandeada debida a la presencia alternada de minerales oscuros y claros, de manera similar a los esquistos, pero éstos pueden distinguirse por que presentan una fractura paralela a la superficie plana de la roca.

El granito es una roca ígnea que se caracteriza por la presencia de cristales granulares que aunado al cuarzo que se encuentra entre los cristales le confieren la estructura granítica, su color puede variar de gris pálido a rojo. La diorita presenta una estructura similar al granito pero sin la presencia de cuarzo intergranular. Y el gabro presenta una coloración oscura debido a sus minerales contenidos.

En cuanto a los pórfidos o rocas hipabisales y rocas afaníticas (de cristales microscópicos), su única diferencia con las rocas faneríticas, mencionadas en el párrafo anterior, es el tamaño de sus cristales ya que éstas presentan la misma mineralogía que sus rocas equivalentes plutónicas.

Finalmente tenemos las rocas vídrias, que solamente se encuentran cerca de antiguos flujos de lava. Como ejemplos tenemos a la obsidiana que es una roca lustrosa oscura y la piedra pómez que es una roca vídria porosa.

1.1.4 DEFINICIONES Y TÉRMINOS GEOTÉCNICOS

1.1.4.1 SUELO Y SU ORIGEN

Este término se refiere a todo aquel material terroso formado por partículas más pequeñas resultado de la desintegración de las rocas, ya sea por agentes físicos o químicos, y que no se encuentren consolidados o altamente cementados.

- Los agentes físicos que intervienen en el proceso de desintegración de las rocas como la acción del sol que al calentarlas las dilata lo que provoca un desprendimiento de la capa superficial de la misma, a éste fenómeno se le llama exfoliación. Otro de los agentes físicos y tal vez el más agresivo sobre las rocas es el agua, la erosión

que ésta provoca en sus diferentes formas que se pueda presentar como: los cauces de los ríos, el oleaje, los movimientos de grandes masas de hielo y la lluvia, dan origen a una gran cantidad de material que posteriormente será parte constitutiva del suelo, a este proceso de erosión debemos agregarle el efecto que puede causar el caso de que las grietas de una roca se encuentren llenas de agua y se congele, ocasionando una gran cantidad de esfuerzos que son capaces de fracturar las rocas de una manera mucho más acelerada de lo que comúnmente sucede. Otro factor a considerar es la erosión provocada por el viento. Estos procesos de desintegración pueden generar gravas, arenas y limos; partículas de suelo más pequeñas (arcillas) son generadas mediante agentes químicos.

- Por otro lado en la desintegración de las rocas por medios químicos, la mineralogía o química de los materiales se modifica. La acción del agua vuelve a ser de gran importancia en la formación de suelos en procesos como la oxidación, la cual se presenta por el contacto del agua y el oxígeno del aire, principalmente en rocas que contienen hierro; la carbonatación, la cual se presenta por el ataque del ácido carbónico (anhídrido carbónico, CO_2 y H_2O) en rocas que presenten fierro, magnesio, calcio, potasio y sodio; y la hidratación en la que el agua se combina químicamente con los minerales para formar hidratos, compuestos químicos en los que el agua forma parte del mineral. A la presencia del agua, como se ha visto que es determinante en estos procesos, hay que agregarle la temperatura la cual es de gran importancia ya que la mayoría de estos casos se presenta bajo climas cálidos, mientras que en regiones con bajas temperaturas es más común encontrar suelos producto de la desintegración mecánica de las rocas. Aunque este último factor no sea determinante también debe ser mencionado.
- Hay que agregar una tercera fuente formadora de suelo, la cual es residuo de las actividades de los seres vivos que sobre él se asientan formando *humus*. El cual mezclado con otras partículas minerales da origen a los suelos orgánicos, cuando la relación de humus es demasiado alta las propiedades de los minerales tienden a desaparecer, a estos tipos de suelos se le conoce como *turbas*.

1.1.4.2 SUELOS RESIDUALES Y SUELOS TRANSPORTADOS

Otra clasificación que se puede hacer para identificar a los suelos es la de separarlos como *suelos residuales* y *suelos transportados*. Los *suelos residuales* son aquellos que se encuentran en el lugar donde se formaron. En el caso particular de los suelos orgánicos, éstos generalmente se forman *in situ*. Los *suelos transportados* necesitaron de un medio para poder llegar hasta un lugar donde finalmente se depositó.

El agua como medio de transporte puede generar diferentes tipos de depósitos: los fluviales los cuales son de una graduación muy variada que se encuentra determinada por la velocidad del agua, los lacustres que por lo general son de un tamaño de partícula muy fino, esto debido a las bajas velocidades del agua en los lagos, los depósitos marinos los cuales reflejan los materiales presentes en las costas cercanas, los depósitos glaciares, productos de torrentes y de erosión de laderas y taludes, estos últimos de una graduación muy variada.

En cuanto a los depósitos de tipo eólico podemos encontrar que son formados desde partículas finas como limos y arcillas hasta arenas gruesas, que son transportadas en la mayoría de los casos a muchos kilómetros de su lugar de origen, como ejemplos de estos podemos mencionar a los *loess* y *médanos*, los primeros son depósitos formados por una mezcla homogénea, la cual presenta la mayoría de las partículas anteriormente mencionadas cementadas por partículas de carbonato de calcio o por las mismas arcillas que se encuentren en la mezcla de materiales. Los médanos por su parte son depósitos eólicos formados cuando las partículas eran transportadas por el viento, y esas encontraron un obstáculo en su trayectoria.

1.1.4.3 CLASIFICACIÓN DE SUELOS POR EL TAMAÑO DE PARTÍCULA

La primera división que se mencionara para clasificar las partículas de suelo por su tamaño será: si el material es grano grueso, es decir que su tamaño de partícula es mayor a 0.074 mm, las partículas de menor tamaño se consideraran material fino. El material de grano grueso a su vez se divide en gravas y arenas, y los materiales finos se clasifican en limos y arcillas. Las características que los distinguen particularmente se mencionan a continuación:

- Gravav. Son partículas o fragmentos de roca que varían su tamaño entre los 76.2 mm (malla 3") hasta los 4.76 mm (malla No. 4), una característica importante es que

las partículas de suelo son relativamente equidimensionales, es decir que si situamos a la partícula en un sistema de ejes tridimensional su tamaño en las tres direcciones es comparable, cuando este material ha sido acarreado por algún río sus aristas sufren un desgaste y las gravas presentan una forma redondeada.

- Arenas. También son partículas de grano grueso aunque dentro de su propia subdivisión se encuentren la de arenas finas. Su tamaño es menor a los 4.76 mm y mayor que los 0.074 mm (malla No 200), los granos de arena también tienen la característica de ser equidimensionales.
- Limos. Son partículas de suelo de grano fino, su tamaño por lo tanto es menor a los 0.074 mm y se considera que tienen un tamaño mínimo 0.002 entre 0.005, según diferentes autores. Este tipo de partículas presenta muy poca o nula plasticidad.
- Arcillas. Son partículas de suelos que por lo general su tamaño es menor a los 0.005 mm y mayores a los 0.0002 mm, partículas mas pequeñas son consideradas como coloides es decir que ya no sedimentan y que pueden permanecer en suspensión indefinida. Aunque la principal característica de las arcillas no es precisamente su tamaño, sino el hecho de que es un material que presenta plasticidad. Dicha propiedad permite a los materiales un rango de deformación sin que éste se agriete o desmorone. La plasticidad estará en función de la cantidad de agua o contenido de humedad del suelo, si el contenido de humedad de un suelo es bajo se generan esfuerzos de atracción interparticular, que le dan estabilidad a la masa de suelo, llamado comúnmente cohesión; por otro lado si el contenido de humedad del suelo aumenta este esfuerzo tiende a disminuir hasta que llega un punto en que el material puede deformarse como anteriormente se mencionó, sin grietas y sin desmoronarse, cuando esto sucede se dice que se ha alcanzado el límite plástico del suelo; y si sigue el incremento del contenido de humedad de un suelo hasta que éste se comporta como un líquido entonces el suelo ha llegado a su límite líquido. Desde el punto de vista químico las arcillas son silicatos de aluminio hidratados principalmente, aunque se presentan también silicatos de hierro o magnesio hidratados. Un átomo de silicio se encuentra en el centro de un tetraedro formado por cuatro átomos de oxígeno, esta estructura se repite compartiendo los átomos de silicio a los de oxígeno para formar una estructura laminar. De la misma manera los átomos de aluminio se

encuentran en el centro pero ahora de un octaedro formado por seis de átomos de oxígeno, también formando estructuras laminares. Estas láminas silícicas y aluminicas, se alternan para dar forma a los diferentes tipos de minerales que componen a las arcillas. De acuerdo a la disposición de las retículas que generen los minerales de las arcillas se pueden clasificar en tres grandes grupos que son: caolinitas, illitas y montmorilonitas; las cuales se distinguen por el orden en que se distribuyen las láminas aluminicas y silícicas y por la presencia de iones de potasio K^+ en el caso de las illitas; físicamente estas diferencias se pueden visualizar en la resistencia que presenta cada grupo de arcillas al paso del agua, siendo las caolinitas las más resistentes y estables en presencia de agua, le siguen las illitas y finalmente las montmorilonitas. Esta característica de las arcillas de permitir o no con facilidad el flujo del agua a través de su estructura es la que determina su plasticidad, compresibilidad y capacidad de expansión.

1.2 EL VALLE DE MÉXICO

El Valle de México esta situado entre las latitudes norte $19^{\circ} 03' 53''$ y $20^{\circ} 11' 09''$ y las longitudes $98^{\circ} 11' 53''$ y $99^{\circ} 30' 24''$ al oeste de Greenwich. Comprende una superficie aproximada de 9600 km^2 y la limitan al norte las sierras de Tepotzotlán, Tezontlalpan y Pachuca; al sur la sierras de Cuauhtzin y Ajusco; al oriente, las sierras: Nevada, Río Frio y Calpulapan; y al poniente la sierras de las Cruces, Monte Alto y Monte Bajo.

La Cuenca de México comprende aproximadamente 4800 km^2 del Estado de México; 2540 km^2 del sur del Estado de Hidalgo, 840 km^2 de Tlaxcala, 100 km^2 de Puebla y 1320 km^2 del Distrito Federal.

1.2.1 CINTURÓN VOLCÁNICO TRANSMEXICANO

La cuenca del valle de México localizada en la parte central del "Cinturón Volcánico Transmexicano" (CVT) o "Eje Neovolcánico". La cual es una expresión fisiográfica que literalmente cruza a la Republica Mexicana en la zona centro-sur desde el Océano Pacifico hasta el Golfo de México. Con una extensión aproximada de 920 km . Desde la Bahía de Banderas en el Estado de Jalisco hasta punta delgada en el Estado de Veracruz, con un

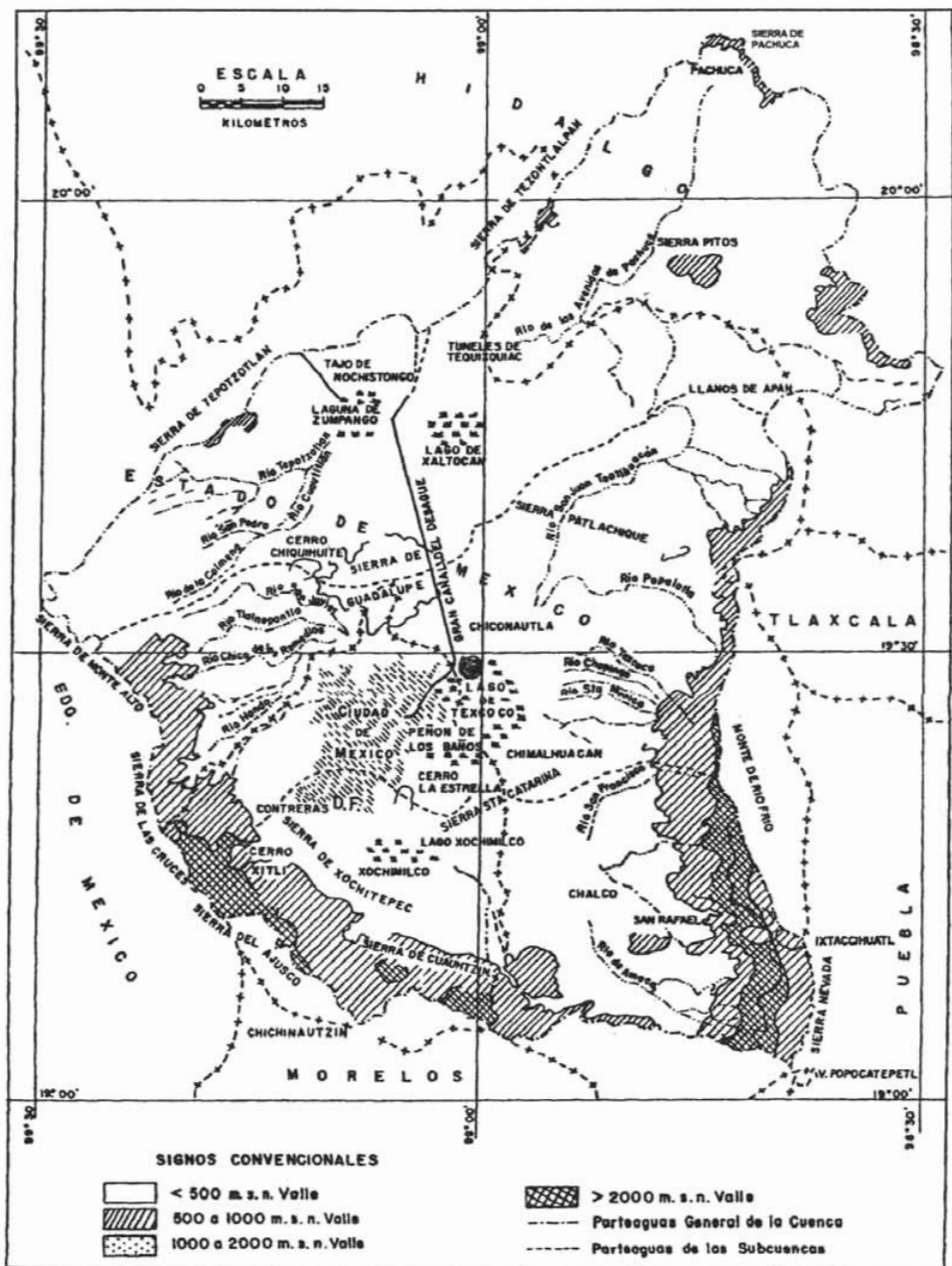


FIGURA 1.5
PLANO OROGRÁFICO E HIDROGRÁFICO DEL VALLE DE MÉXICO (Referencia 2)

ancho Norte-Sur variable que van desde los 400 km de la ciudad de San Luis Potosí al poblado de Chaucingo en el estado de Morelos, hasta los 100 km cerca del Golfo de México, entre Teziutlan Puebla al norte y Orizaba Veracruz al sur.

El origen y la actividad volcánica que ha presentado el CVT a lo largo de su historia evolutiva esta relacionada con la geodinámica de la placa de Norteamérica y la influencia de la de Cocos y de la del Caribe, en la cual la placa de Cocos obstaculiza el movimiento hacia el suroeste de la de Norteamérica, creándose una fisura cortical. Manifestándose en esta región "débil" actividad volcánica como producto de la subducción de la placa de Cocos, la continua emersión del CVT genera esfuerzos distensivos que dan origen a sistemas estructurales de fosas y pilares que se pueden identificar como numerosos valles escalonados hacia el centro del CVT.

Debido a la subducción de la placa de Cocos y a la salida de magma hacia la superficie, en un principio se presentaron esfuerzos de compresión y aparecieron volcanes de composición andesítica, riolítica, y dacítica. Durante este proceso, también se presentaron etapas de



FIGURA 1.6
CINTURÓN VOLCÁNICO TRANSMEXICANO O EJE NEOVOLCÁNICO (Referencia 3)

erosión y sedimentación aluvial, fluvial y lacustre. Después, cuando los bloques de origen distensivo se conformaron en forma escalonada hacia la porción central de del CVT se presentaron episodios volcánicos de tipo explosivos y de composición básica e intermedia, la composición volcánica a lo largo del CVT varía en función a su lejanía y su ángulo de incidencia con la Trinchera de Acapulco.

Se han identificado cuatro regiones geomorfológicas mayores en las que se localizan grandes fosas tectónicas: Tepic-Chapala, Colima, Michoacán y las cuencas de Toluca, de México, de Puebla-Tlaxcala y la Oriental. Estas regiones se caracterizan por encontrarse en ellas grandes planicies azolvadas con sedimentos lacustres, aluviales, fluviales y volcanosedimentarias como son tobas y piroclastos arenosos, todos estos sedimentos se encuentran interestratificados, con derrames volcánicos de diferente composición mineralógica y química.

La mayor actividad volcánica en el CVT se manifestó en el Plio-Cuaternario, aunque las rocas de origen volcánico oligo-miocénicas que les subyacen formarían una prolongación de la Sierra Madre Occidental, entre estos dos periodos de vulcanismo, se presentó una etapa de inactividad volcánica, la cual su duración no fue la misma a lo largo del CVT, es decir que de un lugar a otro empezó entre 6 a 3 millones de años y terminó entre 1.5 y 1 millón de años, esto nos indica que la provincia en mención ha presentado por lo menos dos etapas mayores de vulcanismo durante el Oligoceno-Mioceno y el Plioceno-Cuaternario.

1.2.2 HISTORIA GEOLÓGICA DEL VALLE DE MÉXICO

Toda la secuencia de actividad volcánica y procesos alternados de sedimentación que se mencionaron anteriormente, tiene como basamento las rocas sedimentarias marinas del Cretácico, pero las diferentes profundidades y tipos de materiales calizos localizados correspondientes a este periodo nos indican que existe una gran deformación y fallamiento en bloques que presenta el basamento de la cuenca.

Toda la actividad volcánica que se ha presentado en la cuenca de México se puede subdividir en tres grupos distintos según el periodo en el cual se presentaron, estos son: Terciario Medio (Oligoceno-Mioceno), Plioceno y Pleistoceno de acuerdo con el orden de aparición estratigráfica, aunque los límites cronológicos no han sido establecidos con precisión por falta de parámetros paleontológicos.

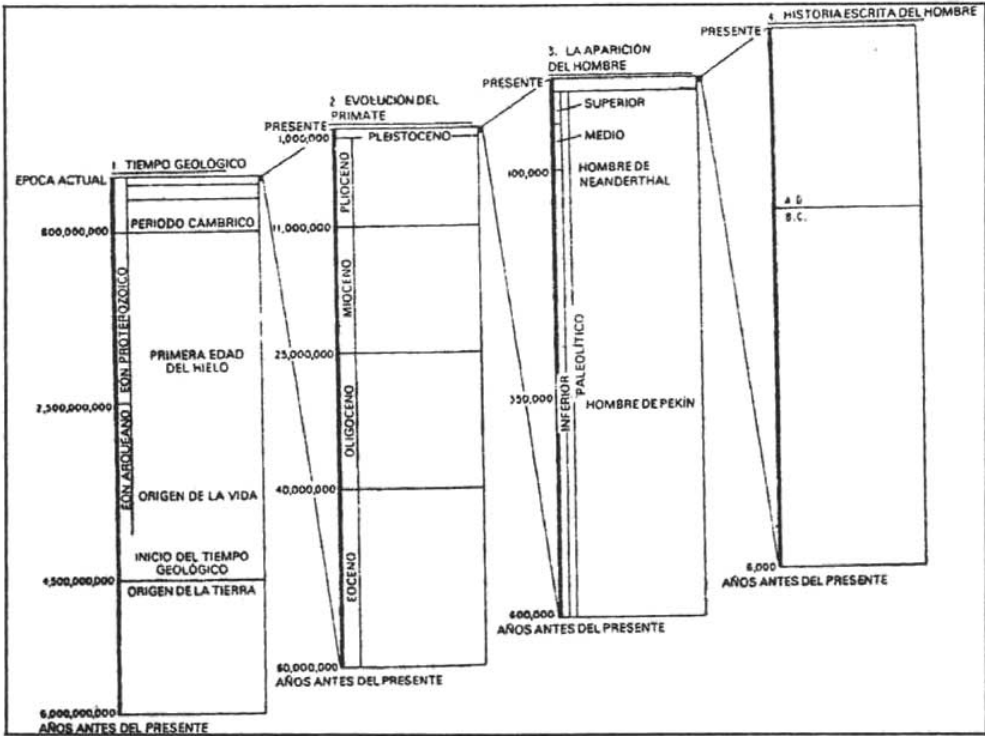


FIGURA 1.7
 ESCALA DEL TIEMPO GEOLÓGICO (Referencia 4)

Durante la reactivación tectónica que se presentó durante el Mioceno Inferior y Medio se presentó un proceso de fracturamiento y fallamiento, provocado probablemente por los esfuerzos de compresión inducidos por el movimiento de la placa de Cocos. Dichos sistemas tienen orientaciones SW-NE y SE-NW. El fracturamiento suroeste-noreste está representado por la falla Apan-Tlaloc. El sistema estructural sureste-noroeste corresponde al alineamiento Popocatepetl - Cerro de Pitos - Cerro de Chimalhuacán - Sierra de Guadalupe.

Estas fallas y fracturas están relacionadas con la actividad volcánica, que generó una gran variedad de materiales como: riolacitas, andesitas, andesitas básicas y dacitas. Como ejemplo de la actividad del Terciario Medio (Oligoceno-Mioceno) tenemos a la Sierra de Xochitepec, localizada al pie del Ajusco, al noroeste de Xochimilco. Este mismo tipo de

depósitos con un espesor mayor a los 1500 m también se localizan en la Sierra de Guadalupe, en el cerro de Chapultepec, en el Peñón de los Baños y en las bases del Iztaccihuatl y del Ajusco donde son visibles unos 800m.

Posteriormente en el Mioceno tardío todo este material estuvo expuesto a un fuerte proceso de erosión, solamente en la Sierra de Guadalupe y en la de Tepotzotlán se presentó actividad volcánica que dio origen a andesitas, dacitas y latitas, a quien Federico Mooser denominó como "Grupo de las Sierras Menores".

Al iniciar el Plioceno en las regiones de la Sierra de Guadalupe y Pachuca se presenta otro periodo de actividad volcánica, generando grandes masas de lavas ácidas, dacíticas y riolíticas, localizadas hoy en las cimas de las sierras, como por ejemplo en el cerro de Chiquihuite. Durante este periodo también existen derrames de tipo andesítico en las Sierra Nevada, de Las Cruces y Río Frío. Hacia el Plioceno Superior se formaron grandes depósitos aluviales y lahares, de gravas y arenas producto de la descomposición de las rocas del Terciario, así como limos, tobas y cenizas volcánicas.

Finalmente en el Pleistoceno se inició el último periodo de vulcanismo en donde en la zona norte de la cuenca se fueron llenando los valles de gruesas capas de basalto y pómez. Después esta actividad se fue trasladando hacia el sur en donde se crearon los cerros de Chiconautla, Chimalhuacán y del la Estrella y posteriormente con la formación de la Sierra del Chichinautzin generada por un gran derrame basáltico, cerrando el drenaje de la cuenca, permitiendo el asolve de esta mediante el afluente de los ríos Hondo, Mioxcoac y Conteras principalmente. Esto aunado a la precipitación pluvial y a los periodos glaciales e interglaciales, dieron origen a un sistema de lagos frecuentemente comunicados entre si.

Las últimas manifestaciones de actividad volcánica que han existido en la zona, son la erupción del Xitli, que apareció hace 2400 años aproximadamente al pie del Ajusco y la erupción del Popocatepetl en 1920.

El comportamiento mecánico de los suelos en el valle de México se encuentra ampliamente ligado a la distribución de los sedimentos y a sus propiedades como son su composición química y mineralógica así como de la disposición geométrica y su espesor. Este tipo de variaciones se debe en gran parte a los diferentes niveles de agua que presentaban los

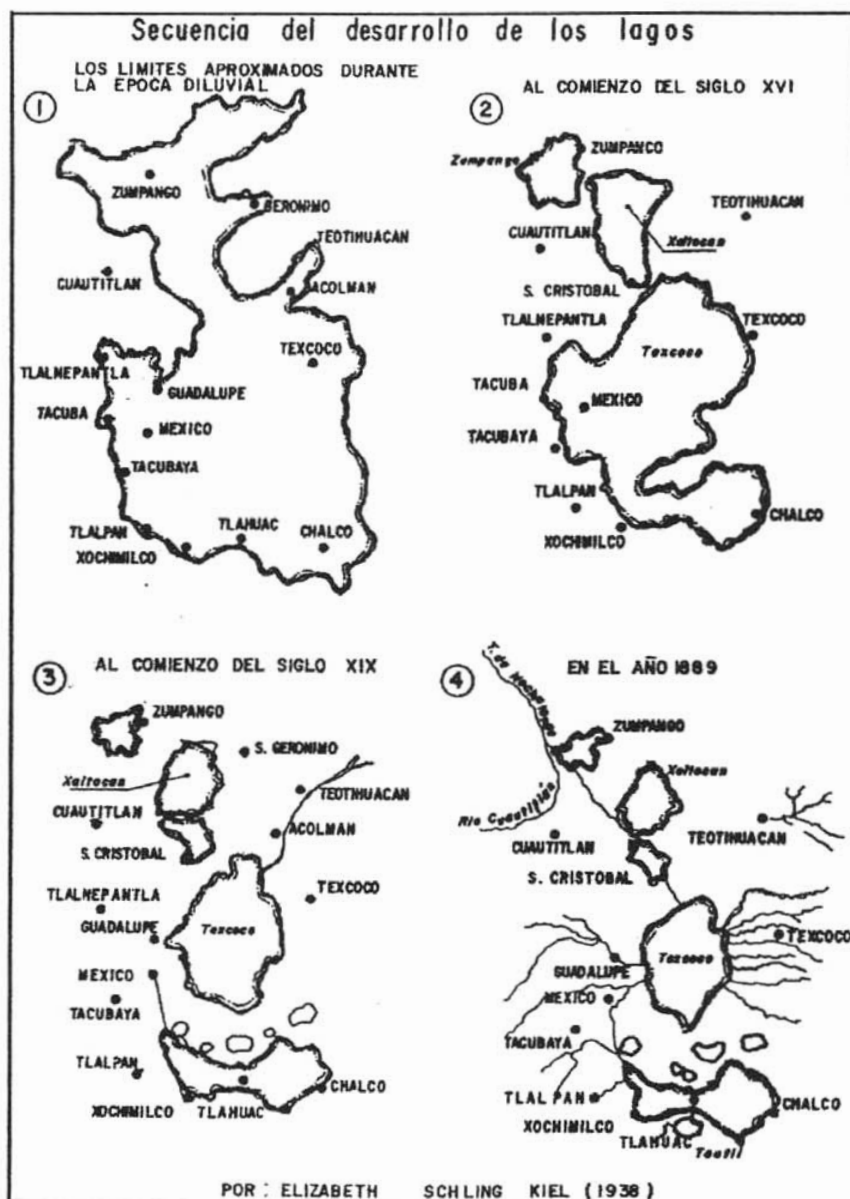


FIGURA 1.8
 SECUENCIA DE EVOLUCIÓN DE LOS LAGOS EN LOS ÚLTIMOS SIGLOS
 (Referencia 3)

lagos durante y entre las eras glaciales, como resultado de ello tenemos que mientras cerca de la zona de lomas los espesores de arcilla son de apenas unos centímetros, en zonas como la de el lago de Xochimilco-Chalco se presentan espesores de 100 metros y en a zona de Texcoco hasta los 200 metros, como se muestra en la figura 1.10.

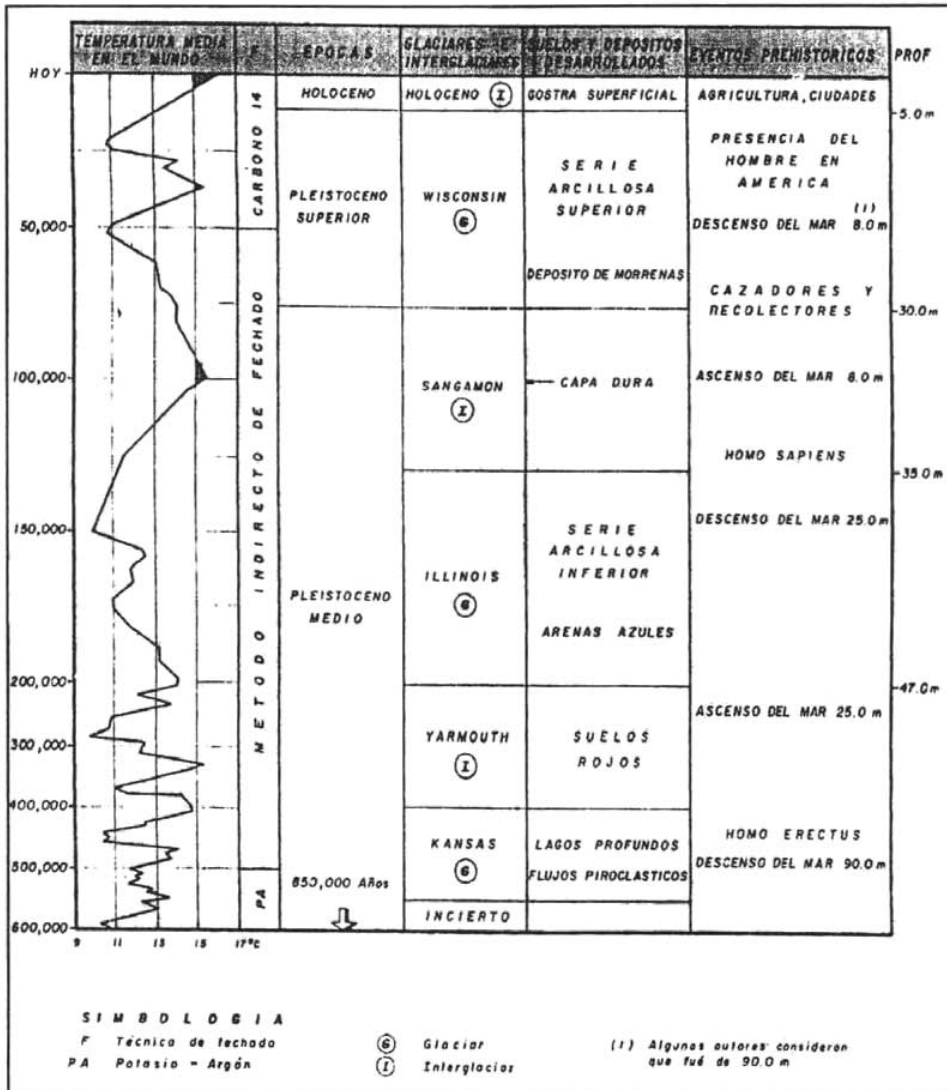


FIGURA 1.9
 EVENTOS GEOLÓGICOS AMBIENTALES DURANTE EL HOLOCENO Y EL PLEISTOCENO (Referencia 5)

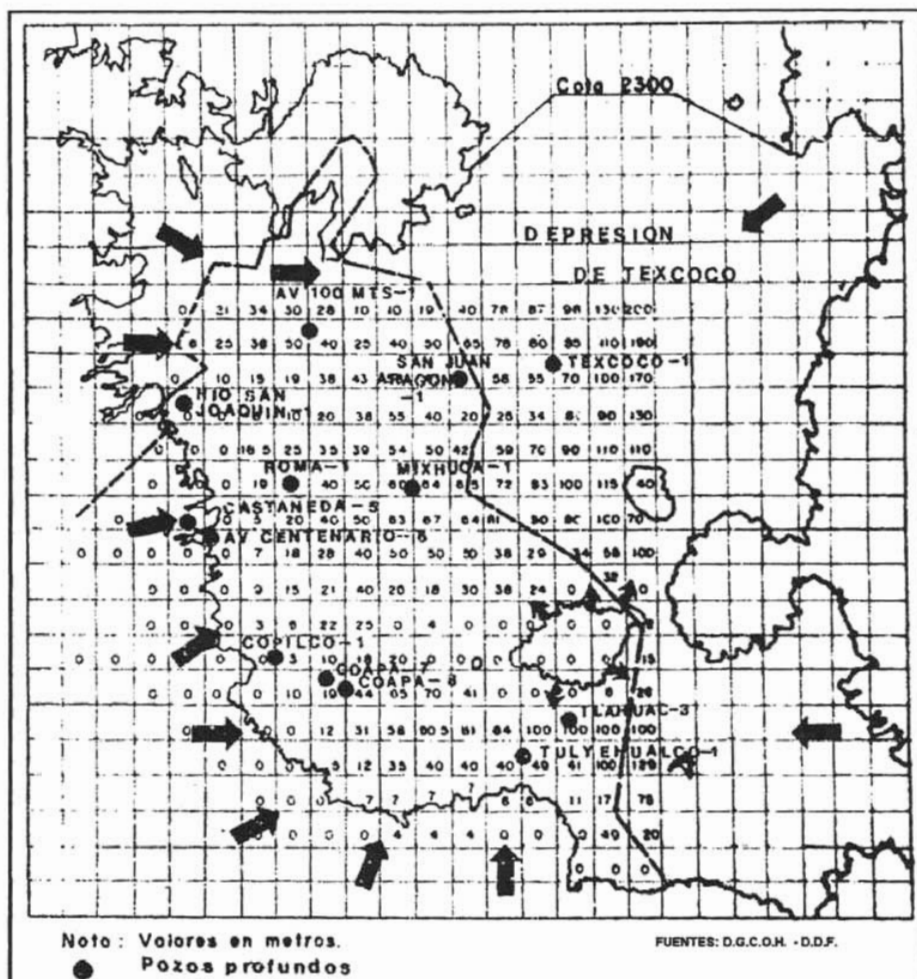


FIGURA 1.10
 ESPORES MEDIOS DE ARCILLA LACUSTRE FUENTE: D.G.C.O.H. -D.D.F.
 (Referencia 3)

1.2.3 FALLAS EN EL VALLE DE MÉXICO

Además de los factores mencionados en el párrafo anterior existe el otro factor a considerar que produce inestabilidad en el subsuelo de valle de México que es, el sistema de fracturas y fallas que se formaron en la cuenca de México, debido a la compresión producida por la subducción de la Placa de Cocos en el Pacífico. Estas características estructurales del

subsuelo de la ciudad de México son posibles de interpretar mediante la aplicación de métodos de exploración como son los geofísicos de gravimetría, magnetometría y sísmológicos además de la perforación de pozos profundos, los cuales nos sirven para detectar los sistemas estructurales que conforman la columna estratigráfica, así como su basamento. Con esto se pudo determinar el patrón estructural de estas fallas con una orientaciones NW, NE y ENE.

Estructuralmente el valle de México está flanqueado por la fosa de Barrientos al norte, al poniente por la fosa de la Sierra de las Cruces, al sur por la fosa del Chichinautzin. Las fallas con dirección NW podemos dividirlos en aquellas ocurridas en el Oligoceno, debidas a la antigua subducción de la Placa de Farallón en el Pacífico, y las fallas posteriores las cuales están ligadas a la subducción de la Placa de Cocos. Como la estructura más destacada del sistema de fallas con orientación NE tenemos a la fosa de Cuauhtepac y de las estructuras Pliopleistocénicas dirigidas hacia el ENE, la fosa de Barrientos es un ejemplo.

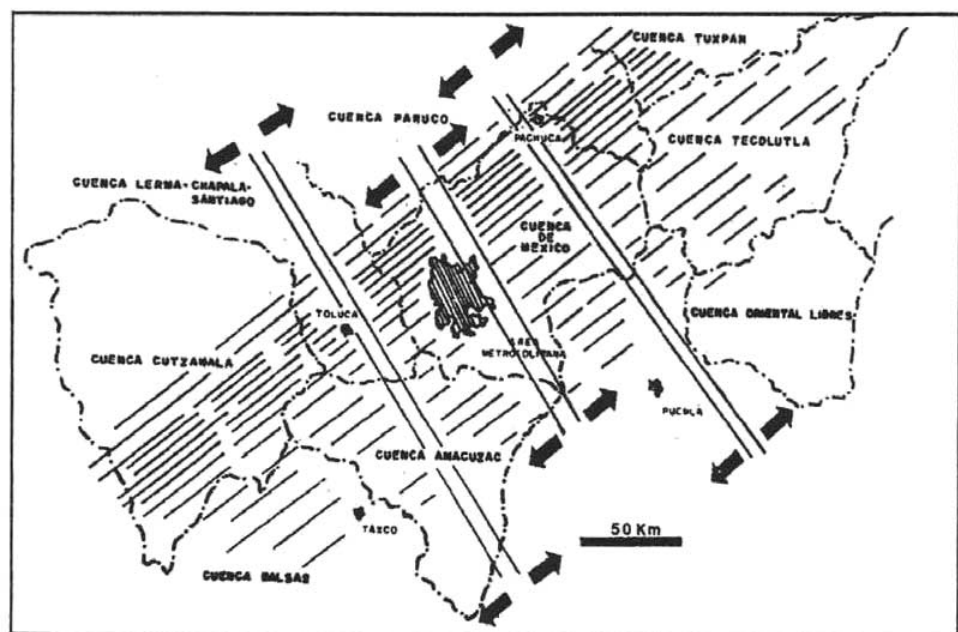


FIGURA 1.11
SISTEMA DE FALLAS Y FRACTURAS EN LA CUENCA DE MÉXICO Y ZONAS ALEDAÑAS (Referencia 3)

En general podemos hablar de tres tipos de fallas locales presentes en la el valle de México: Las profundas que solo afectan la parte inferior de la columna estratigráfica y que están desactivadas desde el Mioceno; las causadas por desplazamientos superficiales en zonas de inestabilidad en los flancos de estructuras geológicas de mayor altitud y las que se deben a movimientos verticales por desplazamiento de estratos volcánicos y sedimentos superficiales.

1.3 ZONIFICACIÓN DEL DISTRITO FEDERAL

En resumen, las características que presentan la geología y los suelos en el valle de México es el resultado de las interacciones naturales de procesos tectónicos, volcánicos, sedimentarios y climáticos, aunados a la actividad antropogénica generada desde la época precolombina y durante los últimos 500 años.

Hay que resaltar la importancia de este último punto ya que durante este periodo el hombre desecó una gran zona lacustre y sobre ella edificó una de las ciudades más grandes del mundo. Lo anterior no ha sido sencillo ya que la estratigrafía del subsuelo en el valle de México históricamente siempre ha presentado retos y dificultades para la construcción en esta región, esto ha provocado el desarrollo de la mecánica de suelos en México.

Pero para que este desarrollo llegara a lo que es hoy, se ha tenido que echar mano de experiencias bastante desafortunadas como lo han sido los sismos de 1958 y 1985. Estos hechos, cada uno en su momento, provocaron un aumento en la investigación de las técnicas utilizadas de construcción y cimentación, pero también de las características geotécnicas de la zona, los resultados de estas investigaciones se han visto reflejadas en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal y en las Normas Técnicas Complementarias a que se refiere.

A continuación se transcriben los artículos 170 y 171 correspondientes al Capítulo VIII del Diseño de Cimentaciones, Título Sexto de la Seguridad Estructural de las construcciones del Reglamento para Construcciones para el Distrito Federal publicado en la Gaceta Oficial del Distrito Federal el 29 de Enero de 2004:

"ARTÍCULO 170. - Para fines de este Título, el Distrito Federal se divide en tres zonas con las siguientes características generales:

Zona I. Lomas, formadas por rocas o suelos generalmente firmes que fueron depositados fuera del ambiente lacustre, pero en los que pueden existir, superficialmente o intercalados, depósitos arenosos en estado suelto o cohesivos relativamente blandos. En esta Zona, es frecuente la presencia de oquedades en rocas y de cavernas y túneles excavados en suelo para explotar minas de arena;

Zona II. Transición, en la que los depósitos profundos se encuentran a 20 m. de profundidad, o menos, y que está constituida predominantemente por estratos arenosos y limoarenosos intercalados con capas de arcilla lacustre, el espesor de éstas es variable entre decenas de centímetros y pocos metros, y

Zona III. Lacustre, integrada por potentes depósitos de arcilla altamente comprensible, separados por capas arenosas con contenido diverso de limo o arcilla. Estas capas arenosas son de consistencia firme a muy dura y de espesores variables de centímetros a varios metros. Los depósitos lacustres suelen estar cubiertos superficialmente por suelos aluviales y rellenos artificiales; el espesor de este conjunto puede ser superior a 50 m.

La zona a que corresponda un predio se determinará a partir de las investigaciones que se realicen en el subsuelo del predio objeto de estudio, tal como se establecen en las Normas. En caso de edificaciones ligeras o medianas, cuyas características se definan en dichas Normas, podrá determinarse la zona mediante el mapa incluido en las mismas, si el predio está dentro de la porción zonificada; los predios ubicados a menos de 200 m. de las fronteras entre dos de las zonas antes descritas se supondrán ubicados en la más desfavorable" (Referencia 6)

De los estudios de mecánica de suelos y geotecnia que se han hecho después de 1985, ha quedado muy claro que la zona del lago tiene características muy diferentes en distintas partes, en cuanto al tipo de movimiento sísmico que se presenta y por lo tanto al tipo de edificios que son más afectados por éste.

Es por eso que en el nuevo Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, la zona del Lago se subdivide en cuatro sub-zonas, esencialmente por el espesor de los estratos de

arcilla y por los periodos dominantes del suelo que hay en cada una. De esta forma, hay variación en el coeficiente sísmico para cada sub-zona del lago. El coeficiente sísmico en sí es un índice del grado de resistencia necesaria en una estructura con relación a los sismos; es el cociente de la fuerza cortante horizontal que debe considerarse que actúa en la base de la edificación por efecto del sismo, entre el peso de la edificación sobre dicho nivel.

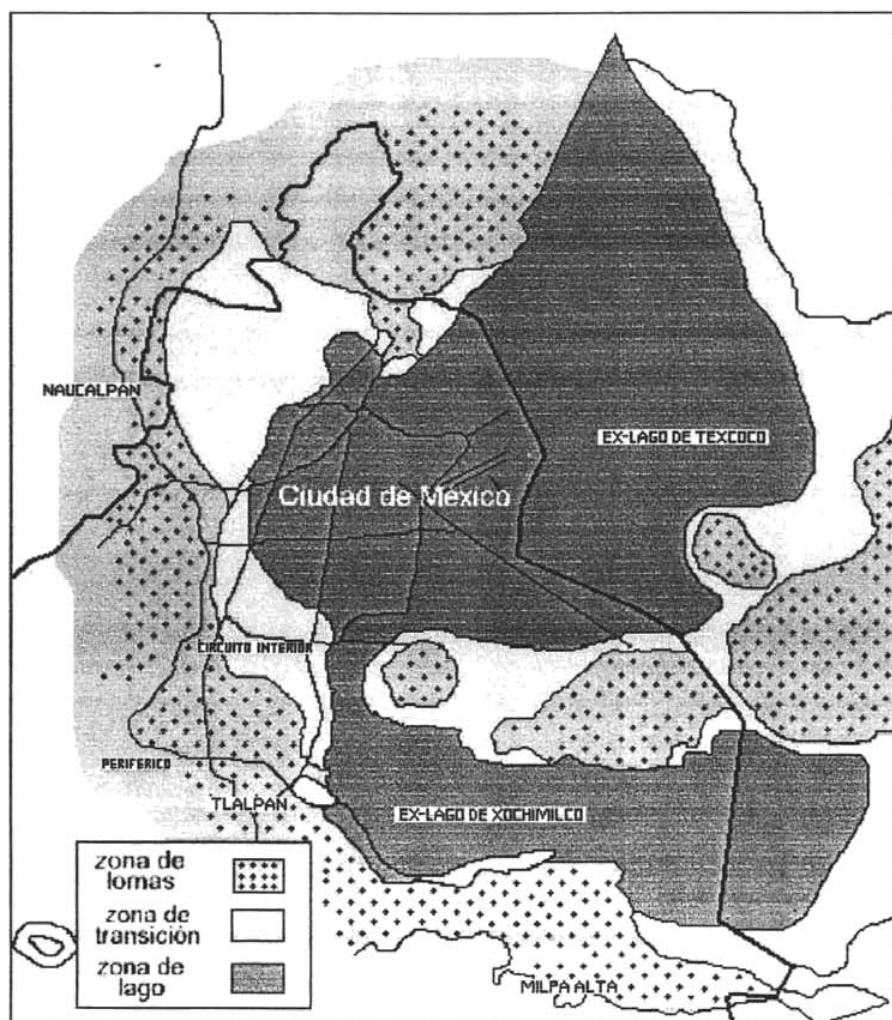


FIGURA 1.12
ZONIFICACIÓN DEL VALLE DE MÉXICO

(Fuente: Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Cimentaciones)

"ARTÍCULO 171. - *La investigación del subsuelo del sitio mediante exploración de campo y pruebas de laboratorio debe ser suficiente para definir de manera confiable los parámetros de diseño de la cimentación, la variación de los mismos en la planta del predio y los procedimientos de edificación. Además, debe ser tal que permita definir:*

- I. En la zona I a que se refiere el artículo 170 de este Reglamento, si existen materiales sueltos superficiales, grietas, oquedades naturales o galerías de minas, y en caso afirmativo su apropiado tratamiento, y*
- II. En las zonas II y III a que se refiere el artículo 170 de este Reglamento, la existencia de restos arqueológicos, cimentaciones antiguas, grietas, variaciones fuertes de estratigrafía, historia de carga del predio o cualquier otro factor que pueda originar asentamientos diferenciales de importancia, de modo que todo ello pueda tomarse en cuenta en el diseño." (REFERENCIA 6)*

Además en las Normas Técnicas Complementarias (NTC) mencionan que para la zona I en lugares no cubiertos por derrames basálticos habrá que hacer un reconocimiento del lugar así como de barrancas, cañadas o cortes realizados cerca del sitio para localizar la posible existencia de entradas a antiguas minas de arena, grava o materiales pumíticos. Estos estudios se complementaran con datos proporcionados por los habitantes del lugar y la observación del comportamiento del terreno y de construcciones existentes así como el análisis de fotografías aéreas antiguas. Se determinará si el terreno fue usado como tiradero de desechos o fue nivelado con rellenos colocados sin compactación. Se identificará si el suelo se encuentra formado por depósitos de arena fina, ya que de ser así esto representa un riesgo de inestabilidad ante la presencia de agua o bajo carga. En suelos firmes se localizarán grietas y en caso de ser así, si éstas se encuentran rellenas de material de baja resistencia. Se prestará también atención a la posibilidad de erosión diferencial en taludes o cortes debido a variaciones del grado de cementación de los materiales que los constituyen. En las zonas de derrames basálticos, además de localizar los materiales volcánicos sueltos y las grietas superficiales que suelen estar asociados a estas formaciones, se buscarán evidencias de oquedades subterráneas dentro de la lava y si en estos derrames se encuentran materiales arcillosos compresibles.

En cuanto a los requisitos de exploración las NTC indican los requerimientos mínimos necesarios para cada zona en específico, mencionando los métodos de exploración a utilizar en cada caso.

1.3.1 DETERMINACIÓN DE LAS PROPIEDADES EN EL LABORATORIO

Las propiedades índice relevantes de las muestras alteradas e inalteradas se determinarán siguiendo procedimientos generalmente aceptados para este tipo de pruebas. El número de ensayos realizados deberá ser suficiente para poder clasificar con precisión el suelo de cada estrato. Las propiedades mecánicas (resistencia y deformabilidad a esfuerzo cortante y compresibilidad) e hidráulicas (permeabilidad) de los suelos se determinarán, en su caso, mediante procedimientos de laboratorio aceptados.

Las muestras de materiales cohesivos ensayadas serán siempre de tipo inalterado. Para determinar la compresibilidad, se recurrirá a pruebas de consolidación unidimensional y para la resistencia al esfuerzo cortante, a las pruebas que mejor representen las condiciones de drenaje, trayectorias de esfuerzos, y variación de carga que se desea evaluar.

A fin de especificar y controlar la compactación de los materiales cohesivos empleados en rellenos, se recurrirá a la prueba Proctor estándar. En el caso de materiales compactados con equipo muy pesado, se recurrirá a la prueba Proctor modificada o a otra prueba equivalente. La especificación y el control de compactación de materiales no cohesivos se basarán en el concepto de compacidad relativa.

En las zonas II y III, se tomará en cuenta la evolución del proceso de hundimiento regional que afecta a la parte lacustre del Distrito Federal y se preverán sus efectos a corto y largo plazo sobre el comportamiento de la cimentación en proyecto.

1.4 CARACTERÍSTICAS PRESENTES EN LA DELEGACIÓN GUSTAVO A. MADERO

La Delegación Gustavo A. Madero se ubica en el extremo noreste del Distrito Federal entre las coordenadas geográficas longitud oeste: 99° 11' y 99° 03', latitud norte: 19° 36' y 19° 26'.

Al norte colinda con los municipios de Tlalnepantla, Tultitlán, Coacalco y Ecatepec; al sur colinda con las delegaciones Cuauhtémoc y Venustiano Carranza. Tiene una superficie de 8,662 ha., que representa el 5.8% del área total del Distrito Federal.

En esta delegación es posible encontrar los tres tipos de de zonas en que se encuentra dividida la ciudad de México: lacustre, de transición y la de lomerío.

La primera de ellas se localiza al sureste, constituida por una costra superficial y las formaciones arcillosas superior e inferior, con gran relación de vacíos; entre los dos estratos se encuentra una fase de arena y limo de poco espesor llamada capa dura, a profundidades mayores se tienen principalmente arenas, limos y gravas. Hacia la parte norte, las dos formaciones de arcilla se hacen más delgadas hasta llegar a la zona de transición, la cual está constituida por intercalaciones de arena y limo; con propiedades mecánicas muy variables.

La costra superficial a su vez se encuentra dividida en tres substratos, que son, un relleno artificial formado por restos de construcciones con un espesor de uno hasta siete metros de profundidad; una capa de suelo blando de origen aluvial con lentes de material eólico intercalados y una costra seca formada como consecuencia de un abatimiento del nivel del agua del lago y que dejó expuesta esta superficie a la acción de secado de los rayos del sol. Después encontramos la primer formación arcillosa, que se divide en: la arcilla preconsolidada superficial la cual adquirió esta condición por efecto de las cargas de los rellenos artificiales; la arcilla normalmente consolidada a la cual los efectos de la carga superficial no la afectan directamente, es normalmente consolidada para las condiciones de carga actual ya si ha presentado un proceso de consolidación desde su origen; la arcilla preconsolidada profunda, en la cual el origen de su consolidación es debido al bombeo de agua para abastecer a la ciudad; estos substratos se encuentran alternados por lentes duros, que pueden tener su origen en superficies que estuvieron expuestas al secado ocasionado por los rayos solares o capas de arenas o vidrios volcánicos. Posteriormente encontramos una capa dura de material limo arenoso, con gravas y lentes de arcilla, esta capa se originó en el periodo interglacial conocido como Sangamon en el cual las condiciones climáticas de sequía y extremo calor provocaron el endurecimiento de esta capa de suelo. Finalmente encontramos la serie arcillosa lacustre inferior la cual presenta un arreglo similar a la serie superior.

En cuanto a la zona conocida como de transición dentro de los límites de la delegación es posible encontrar la interestratificada y la abrupta. La interestratificada es donde existe una zona en la que se van intercalando gradualmente los depósitos aluviales y lacustres, un ejemplo de este tipo de zona de transición lo podemos encontrar en el Valle de Cuauhtepac; por otra parte, una zona de transición abrupta es aquella en donde cerros aislados se encuentran muy cerca de los depósitos de arcilla lacustre, en estos lugares es posible encontrar intercalados en la arcilla lentes de materiales duros producto de la erosión de la zona de lomas, como alrededor del cerro del Tepeyac.

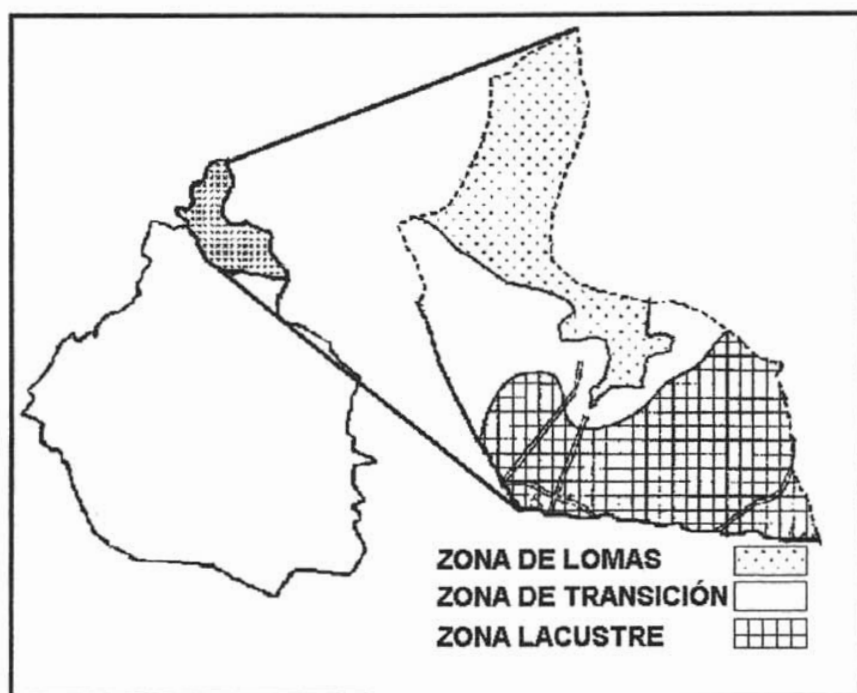


FIGURA 1.13
ZONIFICACIÓN DE LA DELEGACIÓN GUSTAVO A. MADERO
(Referencia 8)

La zona de lomas la conforma una parte de la sierra de Guadalupe, la cual está constituida por un conjunto de domos que presentan una orientación preferencial en dirección NNE-SSW y que tuvieron su origen durante Plioceno superior. Algunas de las principales

estructuras dómicas son los cerros: Cabeza de Águila, María Auxiliadora, El Tenayo y El Chiquihuite. Los domos están constituidos principalmente por derrames de lava bandeada de color rosa, intercaladas con bandas de color gris de composición predominantemente dacítica. Se encuentran rodeados por grandes y extensos abanicos constituidos por depósitos fluviales, productos de caída y flujos piroclásticos. Sin embargo, en algunos sectores se puede identificar otro tipo de productos volcánicos, por ejemplo, hacia la porción meridional de la sierra predominan las lavas andesíticas, brechas volcánicas y depósitos de flujo piroclástico y en menor grado, capas de materiales volcánicos más finos, como limos, arcillas y arenas; mientras que en el norte predominan las pómez, cenizas, así como lavas andesíticas y dacitas. Los volcanes principales de la sierra de Guadalupe son de tipo compuesto, originados por poderosas erupciones explosivas, que culminaron con actividad extrusiva y efusiva. Ejemplo de ello son los volcanes Guerrero, Zacatenco, Jaral, María Auxiliadora, Los Díaz, Tres Padres y Moctezuma. Otras elevaciones producidas por actividad extrusiva son los domos volcánicos que están en la periferia de la sierra, como son los cerros: Gordo, Chiquihuite, Tenayo y Tepeyac.

La zona de suelo lacustre, que estaba ocupada anteriormente por el lago de Texcoco, ocupa aproximadamente un 50% de la delegación; la zona de transición, es la que se encuentra ubicada en las faldas de la Sierra de Guadalupe y de los cerros de Zacatenco, Cerro del Guerrero y los Gachupines ocupa un 20%; y la zona de lomeríos correspondiente a la parte de los cerros antes mencionados siendo el suelo más resistente en cuanto a composición geológica se refiere, ocupa el 30% restante.

CAPÍTULO II CLASIFICACIONES DE TALUDES

En este capítulo se presentan definiciones y diferentes clasificaciones que se aplican para el estudio de taludes, ordenado a estos bajo diferentes criterios; como son su origen, materiales que lo constituyen, así sus como posibles mecanismos de fallas, necesarios para identificar puntos en donde se requiera el análisis de estabilidad o riesgo.

2.1 DEFINICIÓN Y CLASIFICACIÓN DE TALUDES POR SU ORIGEN

2.1.1 DEFINICIÓN DE TALUD

Recibe el nombre de talud a toda aquella superficie inclinada con respecto a la horizontal que hayan de adoptar de manera permanente masas de suelo o de roca. En general, todos los taludes tienden a buscar una forma más estable es decir formar una superficie horizontal. Cuando en éstos se presenta un estado próximo a un movimiento de material a dicho estado se le conoce como inestabilidad, y al movimiento real de las masas se le conoce como falla. La fuerza que causa la inestabilidad es la gravedad, mientras que la resistencia es función de la geometría del talud así como de la resistencia al corte del suelo o de la roca según sea el caso.

El objetivo principal de un estudio de estabilidad de taludes es establecer medidas de prevención y control para reducir los riesgos. La eliminación total de los problemas no es posible mediante métodos preventivos en todos los casos, por esto se requiere establecer medidas de control para el caso de taludes susceptibles a sufrir deslizamientos.

2.1.2 CLASIFICACIÓN DE TALUDES POR SU ORIGEN

Los taludes pueden presentarse de manera natural, es decir formados debido a la acción de los agentes físicos como el viento, la lluvia, movimientos glaciares y el desgaste provocado por las aguas de un río o al oleaje marítimo. Entre los taludes naturales tenemos como ejemplos de aquellos sujetos al desgaste o corte a: lomas, laderas, cañones y acantilados

costeros. Además de aquellos formados debido a la acumulación o deposición de materiales, como en el caso de material proveniente de un derrumbe, flujos de suelos, loess y dunas.

Por otra parte también existen otro tipo de taludes, estos formados como consecuencia de la acción humana en una obra de ingeniería, a este tipo de taludes llamados artificiales por su origen podríamos dividirlos a su vez en cortados (cortes o excavaciones) y construidos como en el caso de terraplenes y presas.

Taludes			
Naturales		Artificiales	
Desgaste o corte	Acumulación o deposición	Construidos	Cortados
Lomas, taludes en valles, acantilados costeros y de ríos.	Laderas, taludes detríticos taludes de deslizamiento y de flujo	Terraplenes, presas y pilas de escombros	Cortes y excavaciones sin soporte

FIGURA 2.1
TALUDES NATURALES Y ARTIFICIALES

2.1.3 EL USO DE TALUDES

Una clasificación de taludes basada en el uso de éstos podría definirse como una subclasificación dentro de la categoría de los taludes artificiales ya que el corte de material o la formación de un terraplén se presentan dentro de la construcción de una obra civil, la cual a su vez se hace con el objeto de satisfacer una necesidad o de proveer un servicio para el hombre.

La presencia de taludes de origen natural más que un uso se presentan como condiciones topográficas y/o accidentes geológicos, con las cuales el ingeniero tiene que lidiar en el caso de que éstos representen un problema en cuanto a la seguridad de personas y construcciones, para lo cual se tendrán que buscar las soluciones adecuadas, pero de esto se hablara en capítulos posteriores de esta tesis.

El análisis y diseño de este tipo de estructuras es fundamental en diversos campos de la ingeniería civil, que van desde el desarrollo de las vías terrestres de comunicación como son el ferrocarril y las carreteras; hasta la construcción presas, canales, muelles y en general para todo tipo de obras en donde se tengan que realizar excavaciones, Por supuesto sin olvidar el motivo que da origen a este trabajo de tesis que es el caso de los taludes en zonas urbanas o próximos a estas.

2.2 CLASIFICACIÓN DE TALUDES POR EL MATERIAL QUE LO CONSTITUYE

La importancia de esta clasificación radica en el hecho de que el tipo de materiales por el cual se encuentren constituidos los taludes o laderas será el que determine el mecanismo de falla para cada caso en particular. Lo anterior debido a que la estabilidad de un talud estará en función de las propiedades mecánicas del material o materiales constituyentes de dicha estructura, además por supuesto de la geometría del talud y otros factores como la presencia de agua o vegetación.

En arenas limpias el factor que le dará estabilidad al talud será el ángulo de fricción interna del material, en el caso de los suelos finos como los limos y arcillas la propiedad de resistencia que determinara la estabilidad de los taludes es la cohesión. Para suelos con cohesión y fricción la estabilidad se calculara en base a una combinación de las propiedades de ambos materiales, pero de este y otros métodos se hablara más ampliamente en el capítulo III de esta tesis.

En el caso particular de taludes en roca las fallas estarán en función de las estructuras geológicas que presente la masa de roca, como los planos de falla, estratificación y grado de fractura de la roca.

2.2.1 TALUDES EN ARENAS

Como ya se mencionó los taludes en arenas generalmente son estables si se cumple que el ángulo de inclinación del talud es menor que el ángulo de fricción interna del material. Pero en taludes con ángulos muy cercanos al ángulo de fricción interna, a falta de confinamiento de las partículas más cercanas a la superficie del talud, éstas son fácilmente removidas por la erosión generada por la acción del viento o del agua.

Un caso particular que se presenta en la arenas es que si se encuentran sueltas y saturadas, son susceptibles a un fenómeno llamado licuación espontánea, la cual provoca un deslizamiento del material haciendo que este fluya como si se tratara de un líquido hasta que presenta una inclinación menor a los 10°.

2.2.2 TALUDES EN LOESS

El loess es un suelo formado por partículas de grano fino, principalmente limos, que han sido transportado por el viento y que al depositarse son cementadas por material cohesivo que también ha sido transportado. La antigua presencia de raíces da origen a huecos verticales, los cuales a su vez determinan la tendencia de este tipo de suelos a romperse en planos en el mismo sentido. Permitiendo la existencia de taludes de varios metros de altura con cierta estabilidad pero con un grado de erosionabilidad bastante alto.

En un corte vertical, el cual en este caso es lo mas recomendado para evitar la erosión pueden presentarse desprendimientos de las capas superficiales del talud, aflorando nuevas capas de material las cuales pueden permanecer por mucho tiempo antes de que se vuelan a presentar desprendimientos.

Este tipo de suelos en estado sumergido son muy inestables ya que el efecto disolvente del agua acaba con los cementantes del material dejándolo prácticamente sin cohesión.

2.2.3 TALUDES EN ARCILLAS

Las propiedades que presentan las arcillas como la permeabilidad, plasticidad y grado de consolidación, son las que determinan su comportamiento mecánico. Pero en el caso específico de los taludes, el factor principal a considerar además de los pesos volumétricos de los materiales y de la geometría del talud es la cohesión, pues es esta la que presenta la resistencia al esfuerzo cortante ejercido por la propia masa de suelo y cargas externas.

El contenido de humedad del material, así como el historial de esfuerzos al que ha sido sometida la masa de suelo deberán ser tomados en cuenta, ya que esto puede provocar la aparición de grietas, las cuales disminuyen de manera considerable la superficie sobre la cual la cohesión se hace presente dando la estabilidad al talud.

En el estudio de taludes cualquiera que sean sus materiales la presencia del agua es determinante, y en el caso de las arcillas, debido a sus propiedades hidráulicas tan particulares aún más.

2.2.4 TALUDES EN ESQUISTOS O LUTITAS

Como ya se mencionó en el capítulo anterior, el origen de estas rocas sedimentarias es que son depósitos de suelós finos cementados. Cuando se presentan laderas o se realizan cortes muy inclinados en este tipo de rocas y estas se encuentran bien cementadas, la estabilidad de los taludes se presenta durante largos periodos de tiempo, viéndose afectada solamente durante épocas de lluvias, esto debido a la alta permeabilidad de este material. Cuando se presenta una falla, el material fluye comportándose como un material viscoso, desplazándose distancias relativamente cortas para luego volver al reposo.

Debido a su permeabilidad, la instalación de drenes horizontales para eliminar el agua del material es una solución muy eficaz.

En esquistos arcillosos pobremente cementados el proceso por el cual el talud va perdiendo su ángulo se presenta mediante deslizamientos intermitentes, en los cuales los intervalos de tiempo van aumentando conforme el ángulo del talud disminuye, hasta que esta llega a tener una proporción de 1 en vertical a 10 en horizontal. Este tipo de esquistos generalmente son de baja permeabilidad por lo que sistemas de drenes horizontales no son muy útiles.

2.2.5 TALUDES EN ROCAS

Este tipo de taludes en general suelen ser muy estables ya sea en acantilados o en cortes, los principales problemas que generalmente presentan son la caída de material producto de la fragmentación de las rocas, por ello en muchas ocasiones solo basta con realizar los cortes a una profundidad en la que la roca ya no se encuentre tan fragmentada para lograr un talud estable.

Son las estructuras geológicas en las rocas las que determinan las zonas de debilidad, tal es el caso de fallas, fracturas y pliegues, así como la disposición de los estratos o capas en posiciones favorables al deslizamiento.

2.3 CLASIFICACIÓN DE MECANISMOS DE FALLA

Dentro de esta clasificación se incluye una variedad de movimientos de materiales pendiente abajo. El movimiento puede ser lento o rápido e incluye caída de rocas, deslizamiento a través de una superficie de falla y flujo de detritos. Aunque la fuerza de gravedad es un factor importante, la pendiente del terreno juega un papel predominante, ya que entre mayor sea la pendiente, es más susceptible a presentarse un fenómeno de esta naturaleza. Sin embargo, existen otros factores que influyen en la ocurrencia de fallas, entre los que destacan los aspectos climáticos, ya que una abundante precipitación pluvial genera saturación de agua en las rocas y suelos, la cual produce un aumento de presión de poro en las fisuras de suelos y rocas. Así mismo, las lluvias y la formación de corrientes de agua por la superficie (escorrentía superficial) favorecen los procesos de erosión. Las altas precipitaciones, en combinación con el tipo de suelo, fomentan la formación y aceleración de los deslizamientos, ya que en un suelo arcilloso saturado por la cantidad de agua contenida, disminuye su resistencia al esfuerzo cortante, incrementa su peso, y aunado al grado de pendiente existente, puede ocurrir el deslizamiento. Otro factor importante en la ocurrencia de los deslizamientos son los sismos, los cuales pueden crear esfuerzos que debilitan la cohesión de los materiales sobre las pendientes.

La litología representa un papel muy importante ya que los diferentes tipos de rocas y la calidad de los suelos determinan, en muchos casos, la facilidad con que la superficie se degrada por la acción de los factores externos como la meteorización y el intemperismo.

También las detonaciones, maquinaria, tráfico pesado o cualquier otro vehículo automotor que genere vibraciones pueden ocasionar la inestabilidad de los taludes. El sobrepeso en taludes, ya sea por acumulación de materiales geológicos o bien inducidos por el hombre tiene también una influencia importante.

2.3.1 FALLAS POR DERRUMBES

Son procesos rápidos que se producen al desprenderse rocas de laderas abruptas, escarpes, cavidades o bóvedas. El movimiento puede ser de caída libre, rodamiento o arrastre. Éste se presenta en rocas volcánicas donde el proceso fue el siguiente: derrames de lava fueron emitidos y se pusieron en contacto con superficies frías como el suelo o el

aire; cuando esto sucede se forma un tipo de material llamado brecha, el cual está constituido por fragmentos de roca consolidados o sin consolidar. Estos últimos generalmente constituyen fragmentos que pueden quedar sueltos y caer pendiente abajo, ya sea por rodamiento o caída libre (Figura 2.2). Cuando las rocas se encuentran afectadas por fracturas o fallas de origen tectónico, el movimiento sobre estas estructuras puede ocasionar el brechamiento de la roca, dejando fragmentos deleznable y sueltos.

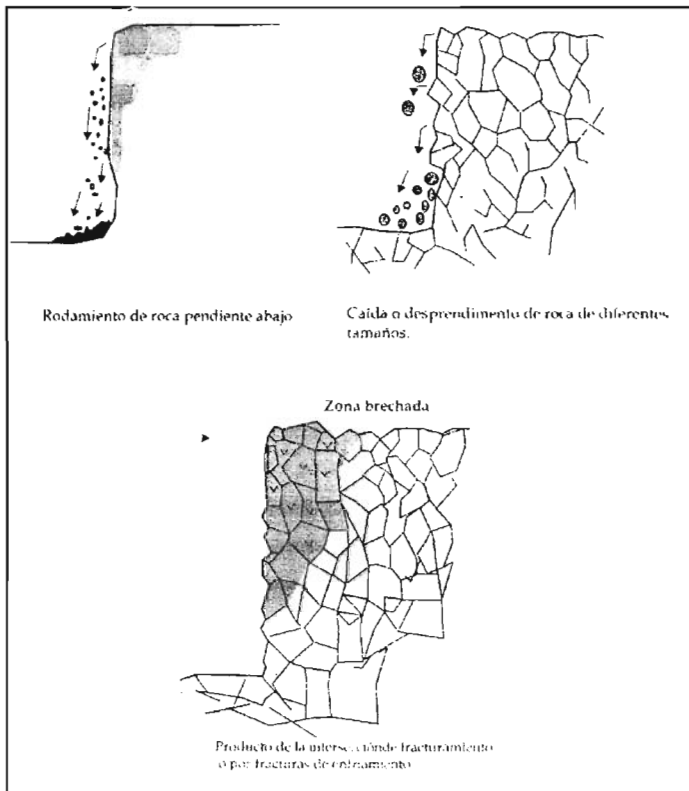


FIGURA 2.2
DERRUMBES (Referencia 8)

2.3.2 DESPLOME DE ROCAS

Este proceso es generado por volcamiento de una masa de roca delimitada por fracturas y generalmente de forma tabular. El movimiento se da en torno de un eje de rotación determinado por su centro de gravedad. El desplazamiento de la masa rocosa tabular puede

ser hacia adelante o hacia la parte externa. La caída de estos materiales se presenta en laderas abruptas y escarpes de pendientes superiores a 40° ; es común en rocas densamente fracturadas y falladas. El desplome puede ser porque ha quedado solo el bloque o por desestabilización del pie de los bloques tabulares. (Figura 2.3)

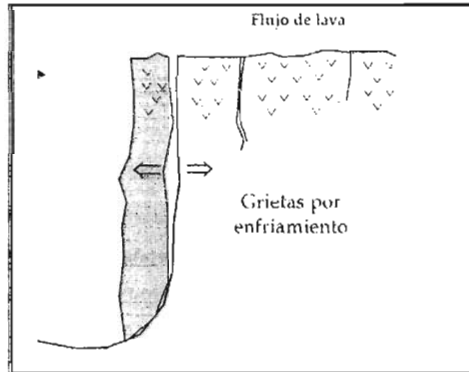


FIGURA 2.3
DESPLOME DE ROCAS (Referencia 8)

2.3.3 DESLIZAMIENTO ROTACIONAL EN ROCAS

Este tipo de fenómeno se lleva a cabo cuando un paquete de rocas se desliza pendiente abajo a través de una superficie cóncava, de tal forma que el movimiento del paquete de roca es rotacional. El bloque superior puede provocar un efecto tipo domino. (Figura 2.4) El movimiento en este tipo de mecanismos puede ser rápido o lento.

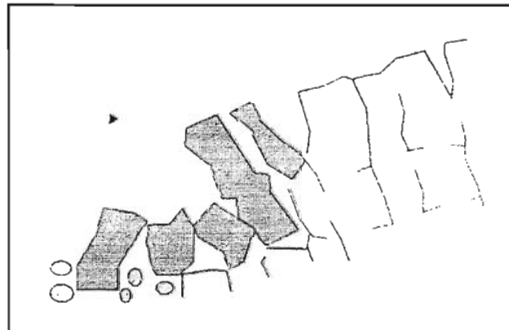


FIGURA 2.4
DESLIZAMIENTO ROTACIONAL (Referencia 8)

2.3.4 FALLAS EN LADERAS NATURALES

En este tipo de movimientos la superficie del talud permanece prácticamente intacta mientras se da el movimiento de la ladera. Se menciona ladera por que estos movimientos son particulares de los taludes de origen natural, ya que su movimiento se encuentra relacionado a las formaciones de las laderas y de los estratos subyacentes. Este movimiento con o sin superficie de falla generalmente se presenta de manera paralela a la superficie inclinada del terreno.

2.3.4.1 FALLAS POR DESLIZAMIENTO SUPERFICIAL (CREEP)

Este se presenta comúnmente en laderas naturales, manifestándose como un movimiento prácticamente continuo que se da muy lentamente de las superficies de éstas, siendo los movimientos de solo unos centímetros al año. Por lo tanto no existe un movimiento brusco entre la parte superficial que se encuentra en movimiento y la parte profunda que se encuentra inmóvil, ni tampoco se puede hablar de una superficie de falla propiamente dicha, debido a que los movimientos no son iguales en todo el espesor de la capa, siendo más grandes estos los del material que esta en la superficie y disminuyendo conforme el material se encuentre más al interior de la masa de suelo.

Generalmente estos movimientos abarcan grandes superficies de terreno. Los esfuerzos que provocan este tipo de fallas son relativamente bajos en comparación con la resistencia al esfuerzo cortante máxima, ya que si se presenta el caso de que este esfuerzo máximo sea alcanzado se producirá un deslizamiento rápido de tierras.

Este tipo de movimientos se atribuyen al hecho de que para producir deformaciones en arcillas en periodos de tiempo largo solo es necesario aplicar una pequeña fracción del esfuerzo cortante máximo, además de que la aplicación de una carga por debajo del nivel de falla ira disminuyendo con el tiempo la resistencia de la arcilla como se puede ver en la figura 2.5.

Terzaghi indica que se pueden identificar dos tipos de deslizamiento dentro de esta clasificación: el estacional y el masivo. En el primero se refiere a la capa superficial de material de no más de un metro de profundidad y que se ve afectada por las contracciones y expansiones debidas a cambios climáticos y a los cambios de contenido de humedad que

se presenten, por ello este tipo de movimientos varían en velocidad a lo largo del año siendo mayor en algunas estaciones que en otras, de ahí su nombre. Por otra parte los deslizamientos de tipo masivo solo dependen de la fuerza de gravedad que actúa sobre la misma masa de suelo, no viéndose esta afectada por los efectos climáticos y por lo mismo su velocidad es constante a lo largo del año.

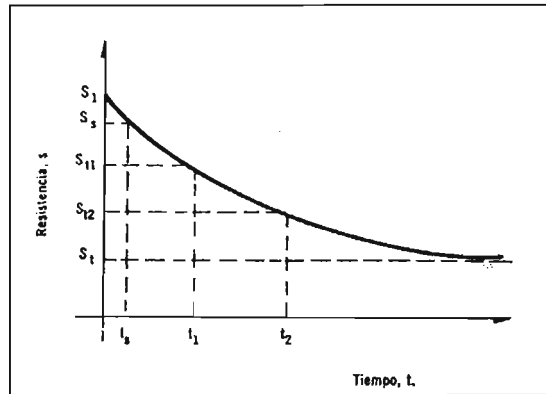


FIGURA 2.5
SIGNOS DE DESLIZAMIENTO SUPERFICIAL (Referencia 9)

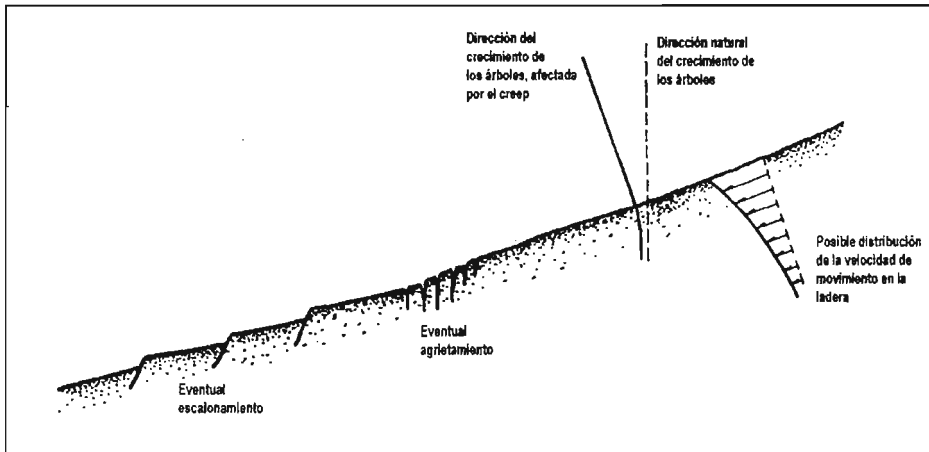


FIGURA 2.6
SIGNOS DE DESLIZAMIENTO SUPERFICIAL (Referencia 9)

Este tipo de movimientos a pesar de ser de muy baja velocidad son fácilmente identificables en campo debido a la presencia de árboles y postes que estén inclinados, bardas y muros rotos, así como la presencia de escalonamientos y grietas, (Figura 2.6).

El uso de aerofotografías es de gran importancia para identificar este tipo de fallas, sobretodo en el trazo de vías terrestres. La estabilización de este tipo de laderas es prácticamente y económicamente imposible debido a la gran cantidad de material que se encuentra en movimiento y a las grandes superficies de terreno que se ven involucradas.

2.3.4.2 FALLAS POR DEFORMACIÓN ACUMULATIVA.

Este tipo de fallas se presenta cuando se generan depósitos de material, heterogéneos y no consolidados sobre un estrato mas firme. Debido a que la inclinación de la ladera es cercana a la crítica, existen en la masa tendencias al movimiento que con el paso del tiempo se convertirán en deformaciones. Como en el caso anterior, al estar afectando estos esfuerzos a la masa de suelo la resistencia de este se ve disminuida con el paso del tiempo. Estas deformaciones que se van incrementando con el tiempo pueden llevar a una ruptura y que se forme una superficie de falla, sobre la cual se puede presentar un deslizamiento rápido. El que se presente o no este deslizamiento rápido sobre la superficie de falla dependerá del grado de inclinación de la misma y la resistencia al deslizamiento presentado por los materiales en la superficie de falla, es decir por el efecto friccionante de los suelos.

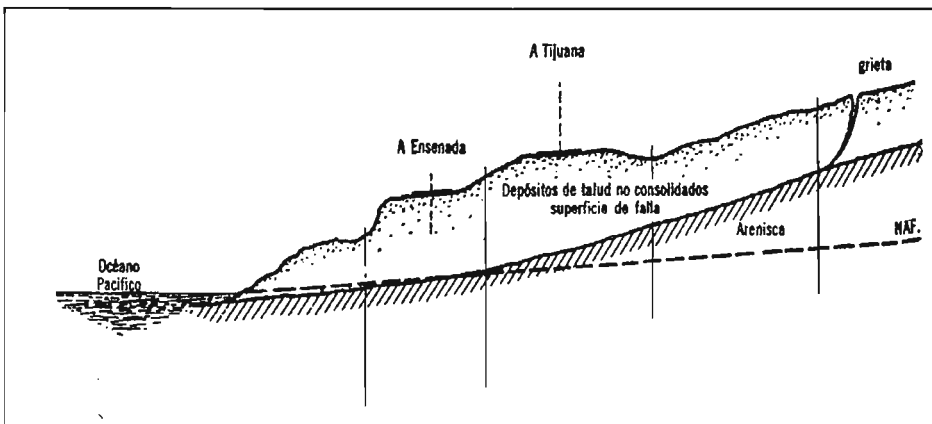


FIGURA 2.7
SUPERFICIE DE FALLA FORMADA EN UNA LADERA NATURAL (Referencia 9)

Si el ángulo de resistencia residual del suelo es mayor a la inclinación de la superficie de falla, el talud no se deslizará o seguirá con su trayectoria lentamente, pero si el ángulo de inclinación de la superficie de falla es mayor al ángulo de resistencia residual del suelo la masa si se deslizará. Un ejemplo muy claro de este tipo de fallas se presentó en la autopista Tijuana-Ensenada (figura 2.7).

2.3.5 FALLAS POR ROTACIÓN

Este tipo de fallas se presentan de manera rápida y afecta masas profundas del talud, en estas la superficie de falla se presenta semejante a un cilindro y se considera que se forma cuando los esfuerzos cortantes a lo largo de una superficie cilíndrica superan el esfuerzo cortante máximo. La utilización de una superficie cilíndrica para determinar la superficie de falla es para facilitar su cálculo, ya que al representar este en un papel la superficie queda definida por un arco de círculo y los resultados que nos arrojan estos análisis son muy confiables.

Dependiendo por la parte del talud por donde pase la superficie de falla esta puede ser: local, cuando ocurren en el cuerpo del talud pero afectando zonas relativamente superficiales; falla por el pie del talud, cuando la superficie de falla pasa por el pie del talud sin afectar el terreno de cimentación y falla de base, cuando la superficie de falla por delante del pie del talud afectando el terreno de cimentación. Este tipo de movimientos también puede verse limitado por la presencia de un estrato resistente tangente a la superficie de falla.

Cuando las dimensiones del deslizamiento son de un ancho pequeño comparado con su longitud se dice que la forma de este es concoidal. Este tipo de fallas es característica de arcillas o de suelos en donde se manifiesten características arcillosas. En la figura 2.8 se muestran los diferentes tipos de fallas rotacionales.

2.3.6 FALLAS POR TRASLACIÓN

El término de deslizamiento en pendiente infinita se usa normalmente para describir un movimiento trasnacional plano a poca profundidad paralelo a una pendiente larga. Este tipo de fallas se presentan cuando cerca de la superficie se localiza un estrato débil o de baja

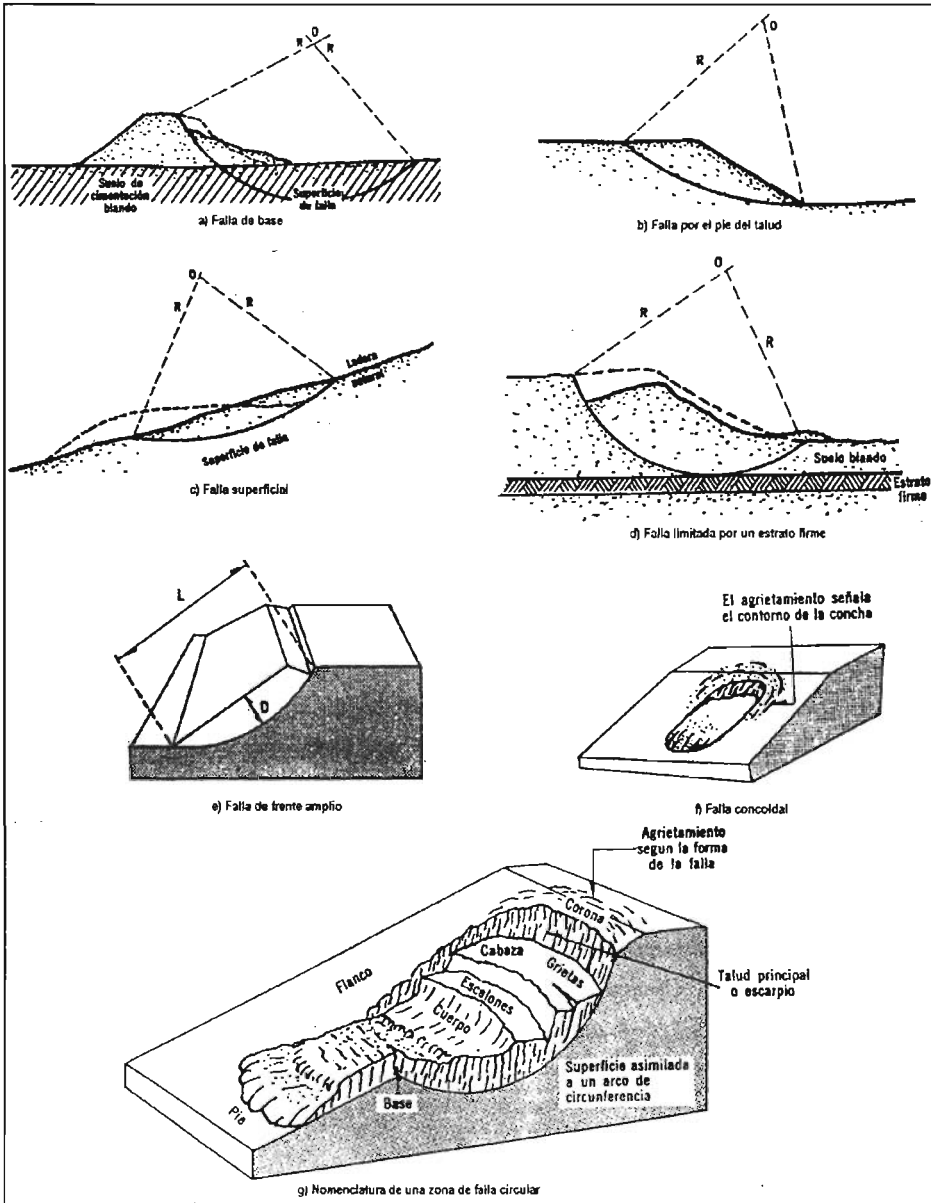


FIGURA 2.8
 FALLAS ROTACIONALES TÍPICAS (Referencia 9)

resistencia, que por lo general se trata de arenas finas sueltas, limos no plásticos o arcillas blandas, la falla se manifiesta como un movimiento traslacional importante de la masa que forma el cuerpo del talud, la superficie de falla se formara en sentido paralelo al estrato de baja resistencia. Este movimiento normalmente se encuentra relacionado a aumentos de presión de agua y a fracturas o discontinuidades en el material que forma el talud.

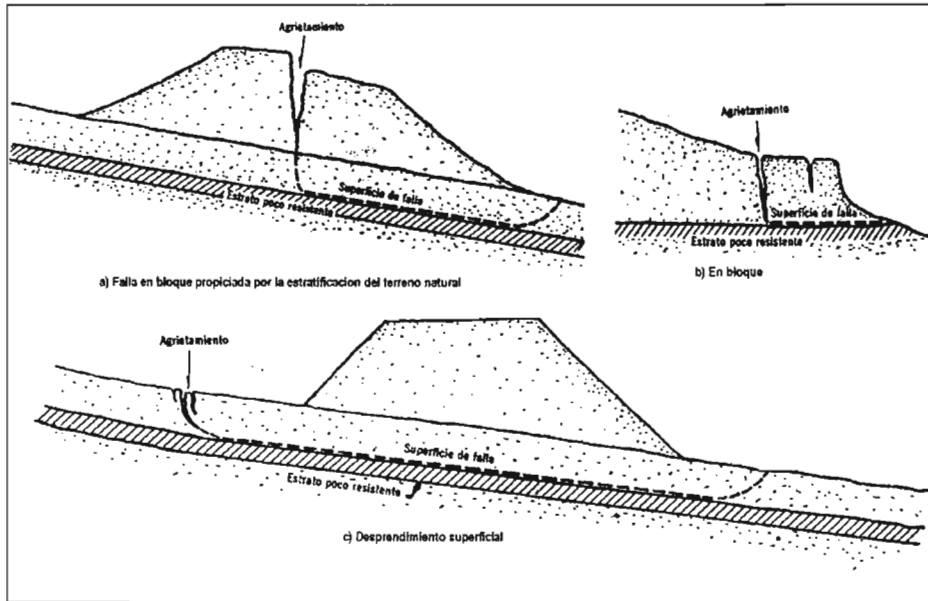


FIGURA 2.9
FALLAS TRASLACIONALES (Referencia 9)

2.3.7 FALLAS CON SUPERFICIE COMPUESTA

En este tipo de fallas el suelo presenta los dos desplazamientos antes mencionados, es decir presentan superficies de falla compuestas por planos rectos y por planos circulares. Si alguna de las dos características predomina la falla se puede clasificar como rotacional o traslacional, siendo las superficies de falla compuestas aquellas en las que las características presentadas sean más o menos comparables.

Para que este tipo de fallas se presente, se requiere de las características de los dos tipos de fallas antes mencionados, es decir, la parte rotacional es provocada por que la masa del

talud es una arcilla o un material arcilloso, y la parte traslacional es provocada por la presencia de un estrato débil cerca de la superficie; la ubicación de este estrato es la que determina la componente traslacional, ya que entre más cerca se encuentre el estrato débil mayor será la superficie de traslación.

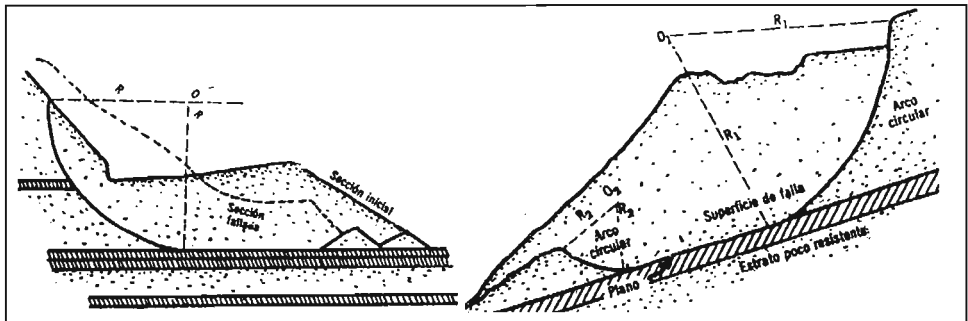


FIGURA 2.10
FALLAS COMPUESTAS (Referencia 9)

2.3.8 FALLAS MÚLTIPLES

Cuando una serie de fallas de la misma naturaleza, (rotacionales o traslacionales) se presentan de manera simultánea o en un periodo de tiempo muy reducido se dice que se trata de fallas múltiples.

- Fallas regresivas. Son aquellas que son provocadas por una falla similar talud abajo, estas pueden ser regresivas traslacionales o regresivas rotacionales.
- Fallas sucesivas. Son fallas rotacionales locales que se van presentando a lo largo de la superficie del talud. Este tipo de fallas son comunes en la últimas etapas de degradación en laderas de arcilla sobreconsolidada o fisurada.

2.3.9 FALLAS POR EROSIÓN

Se presentan cuando los agentes físicos (lluvia y viento) provocan un arrastre de material en la superficie del talud. Este tipo de fallas se provocan irregularidades en dicha superficie, como, socavaciones y canalizaciones, que pueden llevar a un posterior movimiento de material en grandes volúmenes. Debido a la complejidad que implica el estudio de los agentes naturales, es imposible elaborar un procedimiento teórico para calcular este tipo de fallas.

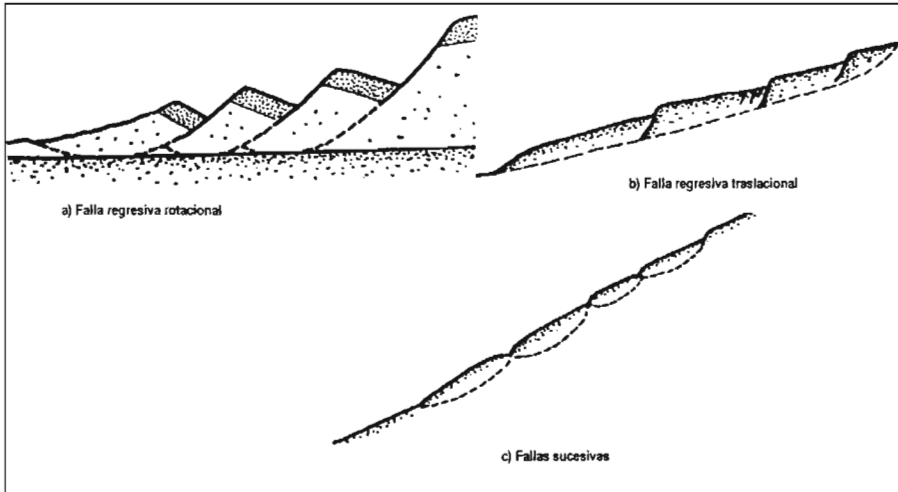


FIGURA 2.11
FALLAS MÚLTIPLES (Referencia 9)

2.3.10 FALLAS POR TUBIFICACIÓN

Este fenómeno se presenta cuando a través de una masa de suelo se presenta un flujo de agua con un gradiente hidráulico que permite el arrastre de partículas en su interior, este arrastre o erosión interna que sufre el suelo aumenta hasta que se forman redes de pequeños tubos dentro de los cuales el agua fluye cada vez más rápido provocando un mayor arrastre de material y el consecuente aumento del diámetro de los elementos que forman la red. Finalmente la falla se presenta por falta de estabilidad debido a la disminución de la sección resistente.

El proceso de tubificación se inicia en la parte baja del talud o en la superficie del talud donde el flujo de agua sale del suelo, y se va extendiendo hacia arriba y hacia atrás dentro del cuerpo del talud.

La causa principal de este tipo de problemas en el caso de rellenos y terraplenes es la deficiente compactación del material y en el caso de laderas naturales a que el suelo constituyente se encuentra muy suelto.

2.3.11 FALLAS POR LICUACIÓN

Estas ocurren cuando en la zona del deslizamiento el suelo pasa rápidamente de una condición firme a la correspondiente de una suspensión, con pérdida casi total de la resistencia al esfuerzo cortante. Este fenómeno puede ocurrir tanto en arcillas muy sensibles y saturadas como en arenas poco compactas.

El aumento de los esfuerzos cortantes actuantes y el desarrollo de la presión de poro así como el aumento de las presiones en el agua del suelo provocadas por sismos o por explosiones son los principales motivos que detonan este mecanismo de falla.

Este fenómeno de licuación también se puede presentar en suelos granulares sueltos que se encuentren en un estado seco por el desarrollo de presión en el aire.

2.3.12 FALLAS POR FALTA DE CAPACIDAD DE CARGA

La capacidad de carga se define como la carga q máxima que se puede aplicar en un suelo sin que se pierda la estabilidad de la cimentación. Como en este tipo de falla intervienen los elementos terreno y una estructura o un cuerpo que genera una sobrecarga del terreno, se trata este como un problema de cimentación. En el caso de los taludes este tipo de fallas se presentan generalmente en terraplenes, en los cuales a masa de suelo que forma al terraplén es el que genera la sobrecarga. Las fallas por capacidad de carga que se maneja en cimentaciones se clasifican a su vez en tres tipos: Falla general, falla local y falla por punzonamiento.

- Falla general. Antes de que suceda la falla propiamente dicha se presentan expansiones del terreno en ambos lados del cimiento, además su mecanismo de falla que consta de una superficie, que va desde un borde de la cimentación hasta el terreno en el lado opuesto, se encuentra bien definido. Una vez que se presenta la falla las deformaciones siguen aumentando aunque el suelo ya no sigue tomando la carga de la estructura. La falla se da de una manera súbita y la estructura se colapsa rápida y totalmente.

- Falla por punzonamiento. Cuando la sobrecarga inducida al suelo provoca una disminución en el volumen de este bajo el cimiento, la penetración del cimiento en el terreno genera una ruptura vertical por corte. Esto es lo que se conoce como falla por punzonamiento. Este tipo de fallas es más difícil de identificar ya que no existen alteraciones en el terreno alrededor de la cimentación que nos alerten. La falla se manifiesta como pequeños asentamientos bruscos de la cimentación, pero el sistema no se colapsa visiblemente y los asentamientos solo se incrementarán si aumenta la carga.
- Falla por corte local. Este tipo de fallas es un estado medio entre los dos antes mencionados, estas presentan las superficies de falla como en el caso de la falla general pero dichas superficies se pierden antes de llegar a la superficie, además también presenta las expansiones del terreno aunque en este caso son menores. Por otra parte se dan los asentamientos propios de una falla por punzonamiento, de igual manera el cimiento en este caso tampoco se inclina ni se colapsa de manera importante.

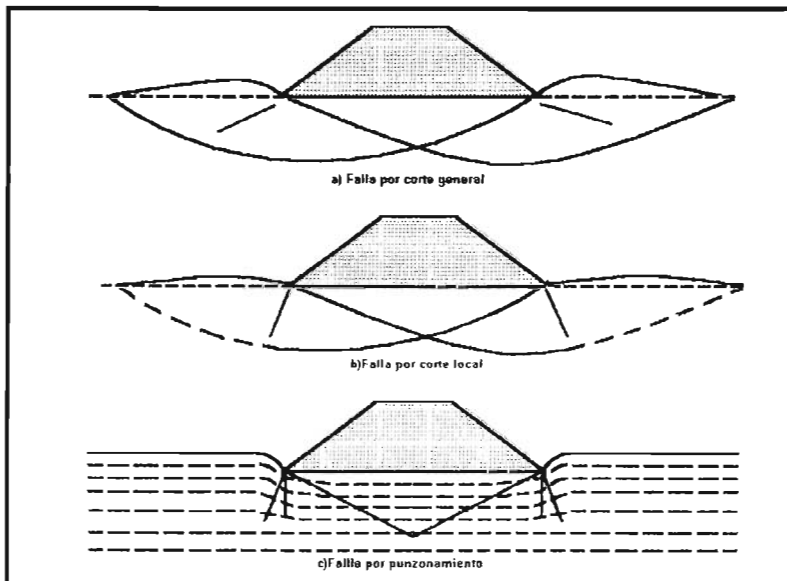


FIGURA 2.12
FALLAS POR FALTA DE CAPACIDAD DE CARGA (Referencia 10)

CAPÍTULO III

DETERMINACIÓN DE LA ESTABILIDAD DE TALUDES

El objetivo de este capítulo es identificar los métodos de cálculo mediante los cuales se determina la estabilidad de taludes y sus factores de seguridad, para poder reconocer la presencia de riesgo y el tipo de riesgo. Además, cuales son las posibles soluciones para evitar estas situaciones de peligro en la comunidad, siendo en el mayor de los casos necesaria la obra civil, a pesar de existir otras soluciones las cuales no son factibles debido a que intervienen factores sociales y culturales los cuales se encuentran fuera del objeto de estudio de esta tesis.

3.1 MÉTODOS DE ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES

Durante muchos años la construcción de taludes estuvo regida por reglas empíricas, pero fue el crecimiento en las vías de comunicación principalmente el que originó la necesidad de profundizar en este campo de estudio. Fue por ello que durante el desarrollo de la Mecánica de suelos en la primera mitad y mediados del siglo pasado se crearon normas y criterios para el diseño de taludes, basadas en las propiedades mecánicas e hidráulicas de los suelos.

El problema que representa el hecho de que el estado de esfuerzos en los diferentes puntos de un talud no se haya resuelto en la actualidad, ni para los casos idealizados donde se supone el material como elástico o plástico, motiva el uso de métodos conocidos como de *análisis limite*, los cuales consisten en imaginar un mecanismo de falla para el talud (basado en la experiencia) en este caso el mecanismo es una masa de suelo que se desliza como un cuerpo rígido a lo largo de una superficie de falla, y comparando este mecanismo con los parámetros de resistencia de los materiales se determina la posibilidad de que la estructura falle. Para aceptar esta hipótesis se considera que la masa de suelo alcanza su resistencia máxima a lo largo de toda la superficie de falla. Si bien hacen falta resolver los problemas teóricos para el cálculo de la estabilidad de taludes, en la práctica actualmente se construyen taludes importantes con factores de seguridad bajos, lo que indica que las deficiencias teóricas que aún existen no afectan de manera importante en la práctica.

3.1.1 TALUDES DE MATERIALES PURAMENTE FRICCIONANTES

La estabilidad de taludes formados por material "puramente friccionante" o taludes en arenas, es el caso más sencillo para analizar, ya que esta estabilidad estará condicionada únicamente a la fricción que haya entre sus partículas, es decir al ángulo de fricción interna del material (ϕ), que en el caso de un material suelto, seco y limpio es prácticamente igual al ángulo de reposo del material.

El factor de seguridad F_s para el caso de taludes en arenas estará dado por:

$$F_s = \frac{\tan \phi}{\tan \alpha}$$

Por lo que en teoría un talud con un ángulo de inclinación igual al ángulo de fricción interna o lo que lo mismo un factor de seguridad $F_s = 1$ es estable, pero en este tipo de casos en los que el talud presenta una inclinación muy cercana a la inclinación límite, la acción del viento y del agua erosionarán la superficie del talud. Será suficiente con un factor de seguridad entre 1.1 y 1.2 para que estos efectos no dañen considerablemente la superficie del talud.

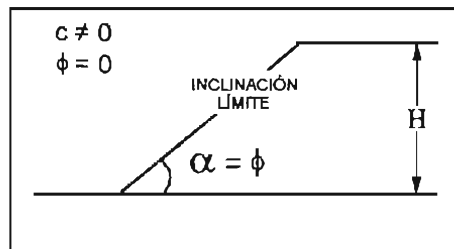


FIGURA 3.1
TALUDES EN ARENAS

En el caso de que estos taludes se presenten en arenas húmedas o se encuentren en estado sumergido, habrá que cerciorarse de que se emplee para el cálculo el ángulo ϕ efectivo de la arena, ya que el agua contenida hace variar los esfuerzos totales y efectivos.

3.1.2 TALUDES DE MATERIALES ARCILLOSOS

Para el análisis de estabilidad en taludes formados por arcillas o suelos con características cohesivas se utiliza el llamado *método sueco*, el cual fue desarrollado en la primera mitad del

sículo pasado por W. Fellenius (1927) y su equipo de trabajo en el Real Instituto Geotécnico Sueco con el apoyo de investigadores como Peterson. Un sículo antes A. Collin (1845) ya había hecho observaciones similares a las de Peterson y Fellenius pero estas ideas eran contrarias a las propuestas anteriormente por Charles A. Coulomb quien por gozar de una mayor jerarquía en ese campo de estudio hizo prevalecer sus teorías.

El método sueco propone el establecer una superficie de falla para los taludes en forma cilíndrica, que al ser representado en el plano del papel se forma un arco de circunferencia, que si bien no representa el mecanismo exacto de falla si facilita los cálculos con una variación mínima. Una vez establecido el mecanismo de falla y basados en la ley de resistencia de Mohr-Coulomb se desarrollaron varios procedimientos para analizar taludes constituidos por suelos puramente cohesivos, suelos con cohesión y fricción y suelos estratificados.

Años después Rendulio (1935) propuso como superficie de falla más cercana a la real, la espiral logarítmica, pero estudios de Taylor (1937) demostraron que los cálculos se complicaban y que el resultado no variaba de manera importante de la superficie cilíndrica.

Para la aplicación del Método Sueco se toman como base las siguientes hipótesis:

- Se produce un mecanismo de falla circular
- El análisis es bidimensional, respondiendo a un estado de deformación plana
- Es válida la ley de resistencia de Mohr-Coulomb
- La resistencia al esfuerzo cortante se movilizara por completo y al mismo tiempo en toda la superficie de deslizamiento
- En el caso del manejo de las dovelas se considera que no existe interacción entre ellas
- El factor de seguridad se definirá como la relación entre la resistencia al esfuerzo cortante que presenta a lo largo de la superficie de falla de la masa de suelo entre los esfuerzos cortantes actuantes en dicha superficie.

Cabe aclarar que la suposición antes mencionada de que la resistencia máxima al esfuerzo cortante se alcanza a lo largo de toda la superficie de falla al mismo tiempo, no sucede, ya que la deformación angular en la superficie de deslizamiento no es uniforme y por lo tanto

los esfuerzos tangenciales en ésta tampoco lo son. Esto provoca que la resistencia máxima se alcance primero en unos puntos de la superficie y luego en otros. Entonces se presenta una redistribución de esfuerzos alrededor de los puntos que ya hayan alcanzado su resistencia máxima, la redistribución y la propagación de la falla dependen de la curva esfuerzo-deformación del material con el que se trabaje. Si ésta es de tipo plástico se presentarán en la superficie puntos que ya hayan alcanzado su resistencia máxima y presenten una deformación angular y aún así sigan contribuyendo con resistencia, es por eso que en el momento de la falla es posible considerar que se está presentando la resistencia en toda la superficie. En el caso de una falla frágil los puntos en que se presente la resistencia máxima ya no seguirán contribuyendo con la estabilidad del talud.

Según la zona del talud por la que atraviese la superficie de falla ésta puede ser local, por el pie del talud y falla de base.

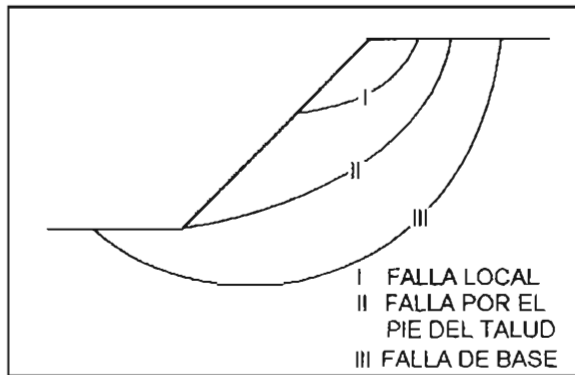


FIGURA 3.2
FALLAS POR ROTACIÓN

3.1.2.1 SUELOS PURAMENTE COHESIVOS $C \neq 0$, $\phi = 0$

El procedimiento que a continuación se describe fue ideado originalmente por el Dr. A. Casagrande. Para su aplicación habrá que suponerse un talud de arcilla, que sea homogéneo así como su terreno de cimentación. El factor que dará la resistencia al esfuerzo cortante S y como consecuencia estabilidad al talud será la cohesión C , éste será tomado de los resultados de la prueba triaxial no drenada - no consolidada o también llamada prueba rápida.

$$S = C$$

Una vez trazada la representación de la sección del talud se elige como superficie de falla un arco de circunferencia con centro O y radio R, en la figura 3.3 se representa la masa del talud que se movilizara por el área delimitada por los puntos ABCDA.

La fuerza que origina la tendencia al movimiento estará dada por el momento motor, en este caso:

$$M_m = W d$$

Y las fuerzas resistentes al deslizamiento estarán dadas por los efectos de la cohesión a lo largo de la superficie de deslizamiento y respecto al eje de rotación normal al plano del papel, también llamado momento resistente:

$$M_R = c L R$$

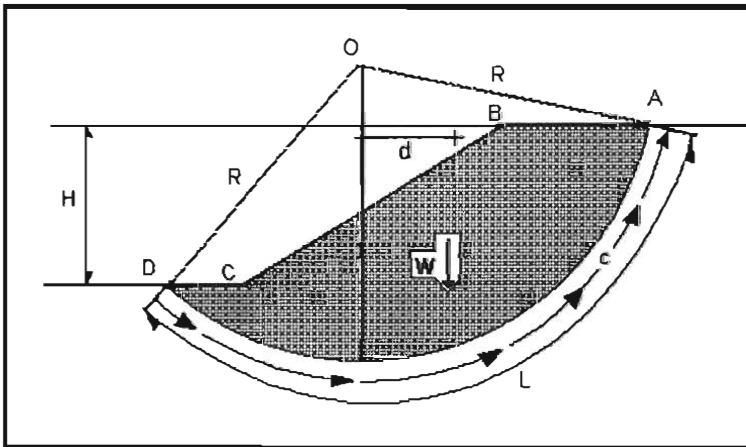


FIGURA 3.3

PROCEDIMIENTO DE A. CASAGRANDE PARA APLICAR EL MÉTODO SUECO A UN SUELO PURAMENTE COHESIVO.
(Referencia 10)

Al instante de la falla los momentos motor y resistente se igualan:

$$M_m = M_R$$

Por lo tanto las características geométricas y del suelo que intervienen son:

$$W d = c L R$$

Finalmente definimos al factor de seguridad como:

$$F_S = \frac{M_R}{M_m}$$

ó

$$F_S = \frac{c L R}{\Sigma W d}$$

nota: $L = R \theta_{RAD}$.

Como no conocemos la verdadera superficie de falla, ya que la adoptada para calcular el factor de seguridad solo la supusimos, es necesario para poder dar por seguro a un talud, repetir el procedimiento escogiendo diferentes superficies de falla. Para esto debemos de reubicar el centro del arco de circunferencia que trazamos y variar también el radio, para de esta manera obtener así diferentes valores de F_s , del cual tomaremos el menor valor para poderlo comparar con el factor de seguridad mínimo necesario. En la practica se acostumbra primero encontrar el círculo crítico para una falla en el pie del talud, y después se busca el círculo de falla crítico para una falla por la base, el círculo que se considerara será el más crítico de ambos.

En la figura 3.4 se presenta una gráfica de la cual se pueden obtener valores para ubicar el centro del arco de circunferencia del primer tanteo. Para obtener este primer punto de la gráfica debemos ingresar a ella con el valor de la pendiente del talud y después solo hay que despejar los valores de y_c y x_c . El uso de esta gráfica es válido para todo tipo de taludes con condiciones homogéneas y sin drenado.

- Ejemplo de aplicación de la gráfica 3.4

Supongamos que tenemos un talud formado por material cohesivo, homogéneo con el terreno de cimentación, con una altura de 10m. y un ángulo $\beta = 30^\circ$. De la gráfica obtenemos los valores:

$$\frac{Y_c}{H} = 2$$

$$\frac{X_c}{H} = 1.5$$

Despejando los valores de X_c y Y_c :

$$Y_c = 2 \text{ (10 m.)}$$

$$X_c = 1.5 \text{ (10 m.)}$$

Entonces:

$$Y_c = 20 \text{ m.}$$

$$X_c = 15 \text{ m.}$$

El punto de coordenadas (X_c, Y_c) , que utilizaremos como centro para el arco de circunferencia que representara a la superficie de falla correspondiente al primer tanteo, será localizado mediante un sistema de coordenadas que ubica su origen al pie del talud, como se muestra en la figura 3.5. La localización del centro correspondiente al círculo de falla crítico generalmente se localiza muy cercana al punto (X_c, Y_c) .

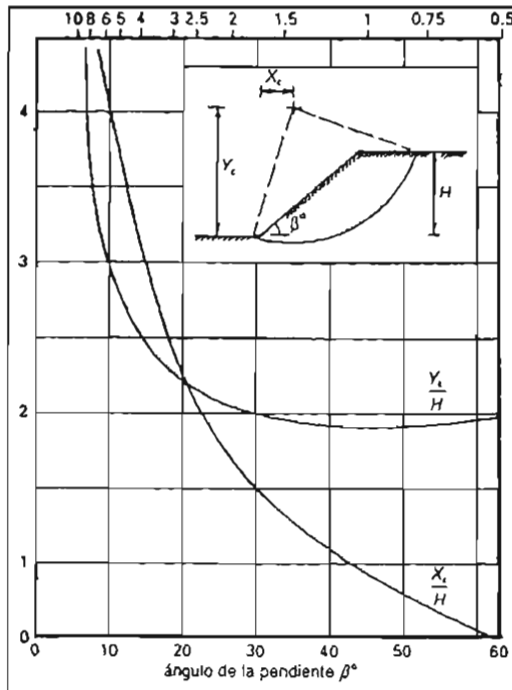


FIGURA 3.4

GRÁFICA PARA DETERMINAR LA POSICIÓN DEL CENTRO DEL ARCO DE CIRCUNFERENCIA DEL PRIMER TANTEO
(Referencia 11)

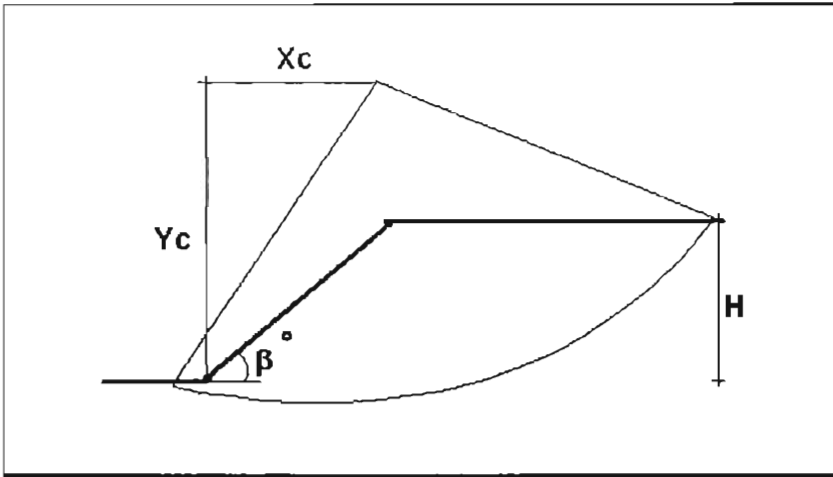


FIGURA 3.5

GRÁFICA PARA DETERMINAR LA POSICIÓN DEL CENTRO DEL ARCO DE CIRCUNFERENCIA DEL PRIMER TANTEO

Taylor y Fellenius realizaron una serie de investigaciones a fin de evitar tanta repetición de cálculos que se necesita para encontrar el círculo de falla crítico. Taylor relacionó el grado de inclinación del talud β con un *número de estabilidad* N_e , en el cual intervienen la cohesión y peso específico del material además de la altura del talud.

$$N_e = \frac{c_u}{\gamma_m h}$$

Como se podrá ver en la gráfica de la figura 3.6, para el caso de los suelos puramente cohesivos $\phi = 0$, y un ángulo de inclinación β menor a 53° tendremos que el número de estabilidad siempre será igual a 0.181, para estos valores el círculo crítico será el de una falla de base, mientras que para valores de β mayores a los 53° los círculos críticos correspondientes serán los de una falla por el pie del talud. Por su parte Fellenius se dio cuenta de que círculos críticos en taludes con valores de β entre los 53° y los 60° interesan al terreno de cimentación, mientras que las fallas locales solo se presentan en taludes mayores a 60° .

De esta forma podemos ahora calcular el factor de seguridad de un talud relacionando la cohesión disponible del material con la cohesión necesaria, además de que se puede conocer como puede variar este factor si se incrementa la altura

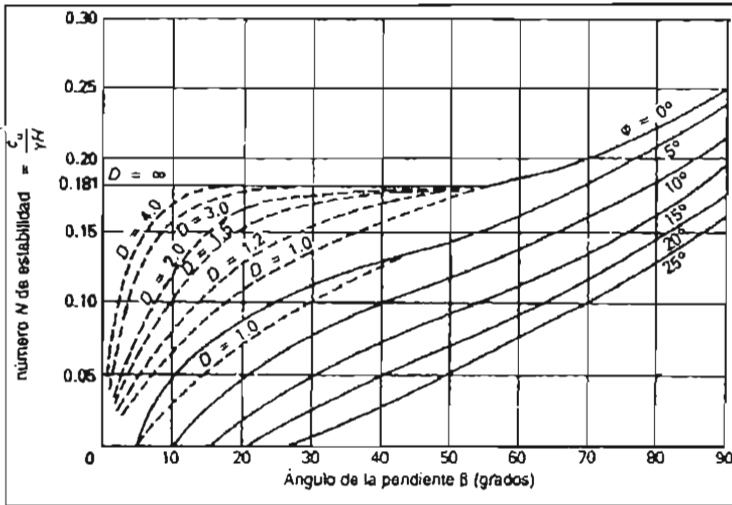


FIGURA 3.6

GRÁFICA DE TAYLOR PARA DETERMINAR EL NÚMERO DE ESTABILIDAD EN TALUDES DE MATERIALES COHESIVOS (referencia 11)

$$a) F_s = \frac{c \text{ (disponible)}}{c \text{ (necesaria)}}$$

$$b) F_s = \frac{h \text{ (maxima)}}{h \text{ (proyectada)}}$$

Cabe aclarar que los valores representados en la gráfica de Taylor solo son válidos para suelos homogéneos con el terreno de cimentación.

Otra investigación de Taylor estuvo encaminada a estudiar casos de taludes en arcillas en las cuales en el terreno de cimentación se encontrara un estrato resistente a cierta profundidad, dicho estrato se considera horizontal lo cual es bastante cercano a la realidad y para nuestros fines esta afirmación es válida. La presencia de un estrato resistente en el terreno de cimentación y para taludes con una inclinación menor a los 53° el círculo crítico

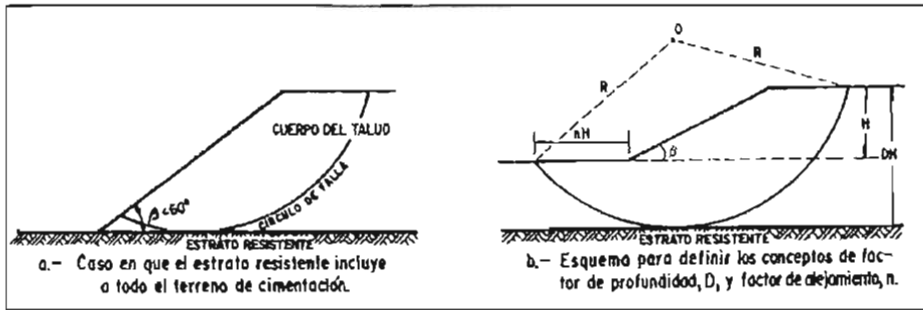


FIGURA 3.7
TALUDES DE ARCILLAS CON ESTRATOS RESISTENTES EN EL TERRENO DE CIMENTACIÓN (referencia 9)

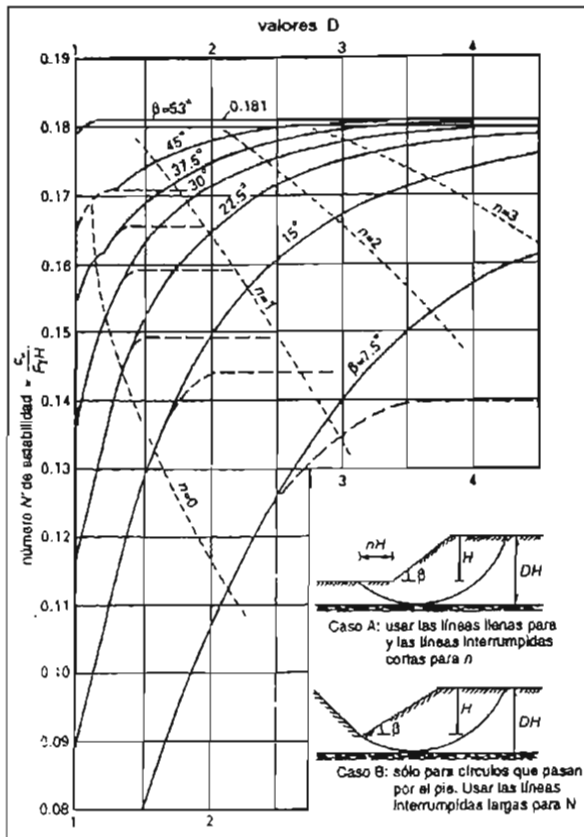


FIGURA 3.8
GRÁFICA DE TAYLOR PARA DETERMINAR EL NÚMERO DE ESTABILIDAD Y EL FACTOR DE ALEJAMIENTO EN CÍRCULOS TANGENTES A UN ESTRATO RESISTENTE (referencia 11)

será tangente al estrato resistente. Esto es válido cuando el estrato resistente se presenta a una profundidad D no mayor de $3H$ del nivel del terreno, para profundidades mayores se considera que el estrato resistente no existe y que se trata de un material homogéneo.

Taylor elaboro otra gráfica para estos casos (figura 3.8), ésta como la anterior, sirve para obtener el número de estabilidad del talud, para ello se debe ingresar a la gráfica por la curva que tenga el valor de la inclinación del talud y buscar la correspondiente profundidad D a la que se encuentra el estrato resistente. De ésta gráfica también podemos obtener el factor de alejamiento n , que es la distancia a partir del pie del talud en la que aflora la falla.

3.1.2.2 SUELOS CON COHESIÓN Y FRICCIÓN (SIN NIVEL FREÁTICO PRESENTE)

$$C \neq 0, \phi \neq 0$$

Este tipo de suelos son aquellos que presenten en su ley de resistencia al esfuerzo cortante parámetros de cohesión y fricción como se indica en la siguiente expresión:

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

El procedimiento más común para la solución de taludes de este tipo, es el de las *dovelas* de Fellenius. En el cual primero se propone un círculo de falla y la masa de suelo que tiende a deslizarse se divide en dovelas (inciso a, figura 3.9). No existe un número determinado de dovelas en que se tenga que dividir la masa de suelo, pero entre mayor sea el número de dovelas en que éste sea dividido, mayor será la confiabilidad de los resultados obtenidos.

Como se muestra en el inciso (b) de la figura 3.9, se considera el peso W_i de la dovela de espesor unitario. La fuerza N_i representa la reacción normal y la T_i la reacción tangencial del suelo a lo largo de la superficie de deslizamiento. Las dovelas adyacentes a la que estamos analizando ejercen fuerzas normales y tangenciales sobre ésta (P_1, P_2, T_1, T_2).

En este procedimiento se hace la hipótesis de que las fuerzas P_1 , y P_2 , se contrarrestan es decir que estas dos fuerzas son iguales en magnitud, colineales y contrarias, también se considera que T_1 , y T_2 producen momentos que se consideran despreciables, esto equivale a considerar que las fuerzas N y T equilibran al peso propio de la dovela W , y por lo tanto cada dovela actúa independiente de las demás.

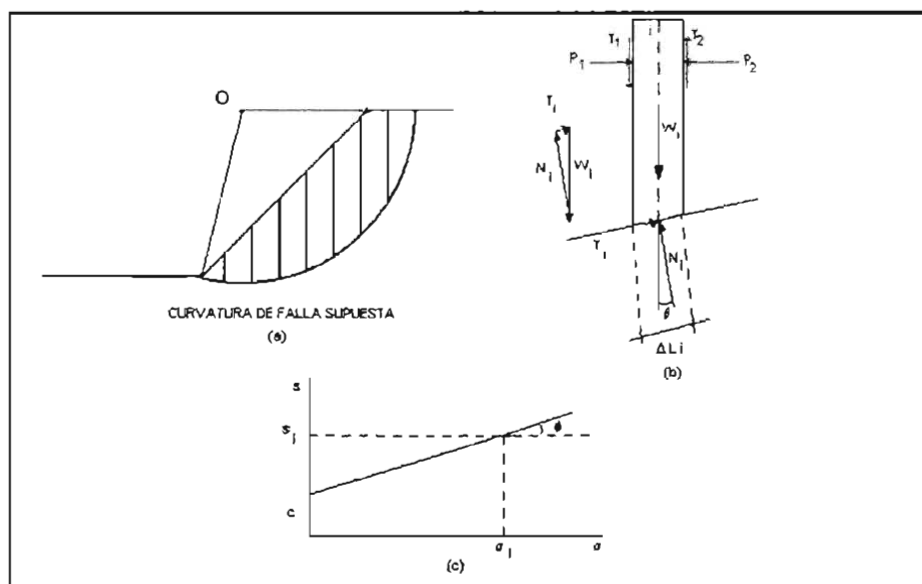


FIGURA 3.9
MÉTODO DE LAS DOVELAS DE FELLENIUS (Referencia 9)

El resultado de $N_i / \Delta L_i$ se considerara como el valor de σ_i o presión normal actuante en el arco ΔL_i , que se considera constante en esa longitud. Este valor de σ_i se introduce a la ley de resistencia al esfuerzo cortante que se propone constante en todo el arco ΔL_i .

Con lo anterior podemos definir al momento motor debido al peso de las dovelas que será:

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

La fuerza N_i al pasar por O, no provoca momento respecto a ese punto, y si en la corona del talud existieran sobrecargas deberán calcularse y agregarse al resultado de la formula

El momento resistente será igual a:

$$M_R = R \sum s_i \Delta L_i$$

Y el factor de seguridad queda como:

$$F_s = \frac{M_m}{M_R} = \frac{\sum s_i \Delta L_i}{\sum |T_i|}$$

Este método también consistirá en una serie de tanteos a fin de encontrar el círculo de falla crítico, para ello también se puede utilizar la gráfica de la figura 3.6 entrando igualmente con la inclinación del talud y eligiendo el ángulo de fricción interna correspondiente al material. Esta gráfica solo muestra casos de falla por el pie del talud ya que se ha comprobado que no es posible que exista una falla de base, a menos de que el material presente un ángulo de fricción interna menor a 3° .

3.1.2.3 SUELOS CON COHESIÓN Y FRICCIÓN (CON NIVEL FREÁTICO PRESENTE)

$C \neq 0$, $\phi \neq 0$

Cuando se va a analizar la estabilidad de un talud que se encuentre total o parcialmente bajo el nivel freático o bajo una condición de flujo, el cálculo se realizara con los esfuerzos efectivos obtenidos de las pruebas triaxiales con drenaje y con consolidación, o sin drenaje y con consolidación, que son las pruebas lenta y rápida consolidada respectivamente. El estudio de taludes con esta característica se realiza con el método de Fellenius, la única diferencia es que se deben de considerar como varían las fuerzas que actúan en las dovelas debido a la presencia del agua. Con respecto al método anterior los cambios que se hacen son:

- El peso W de la dovela se sustituye por W_1 , \overline{W} y por zby_w ; donde representan el peso de la dovela arriba del nivel freático, el peso de la dovela sumergida y el peso del agua incluida en la parte sumergida de la dovela, respectivamente.
- Al calcular el momento motor no se considera el peso del agua contenida en la dovela zby_w , ya que ésta se mantiene en equilibrio debido al empuje hidrostático E_w .
Figura 3.10.

- Para calcular la fuerza normal se utiliza el peso total de la dovela, $W_1 + \overline{W} + zby_w$
- La presión normal efectiva se obtendrá de la presión total en la base de la dovela menos la presión total del agua.

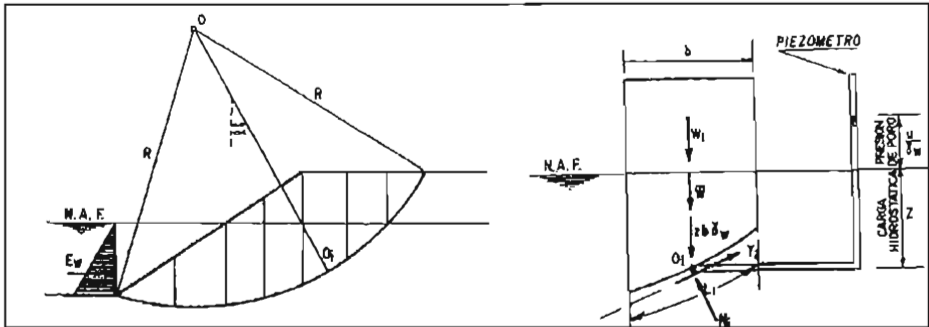


FIGURA 3.10
MÉTODO DE LAS DOVELAS DE FELLENIUS CON PRESENCIA DE AGUAS FREÁTICAS (Referencia 9)

Entonces tendremos que el momento motor será:

$$M_m = \sum (W_1 + W + z b \gamma_w) R \operatorname{sen} \alpha = \sum R \bar{T}_i$$

La presión normal total se calculará con:

$$\sigma_i = (W_1 + W + z b \gamma_w) \cos \alpha / \Delta L_i$$

Y la presión efectiva:

$$\bar{\sigma}_i = \sigma_i - z \gamma_w - u = \sigma_i - u_t$$

Donde $z \gamma_w$ representa la presión hidrostática correspondiente a la posición de nivel freático y la u es una presión neutral en exceso de la hidrostática. Este valor de presión efectiva se introducirá a la envolvente para obtener la resistencia al esfuerzo cortante.

Por lo tanto el momento resistente es:

$$M_R = R \sum \bar{s}_i \Delta L_i$$

Y el factor de seguridad:

$$F_s = \frac{M_m}{M_R} = \frac{\sum \bar{s}_i L_i}{\sum T_i}$$

Para poder encontrar el círculo de falla crítica en estos casos solo se logra mediante la serie de tanteos antes mencionada.

3.1.2.4 SUELOS ESTRATIFICADOS

Es común encontrar taludes formados por suelos estratificados, a continuación se describe como se utiliza el Método Sueco para la solución de la estabilidad de estos taludes.

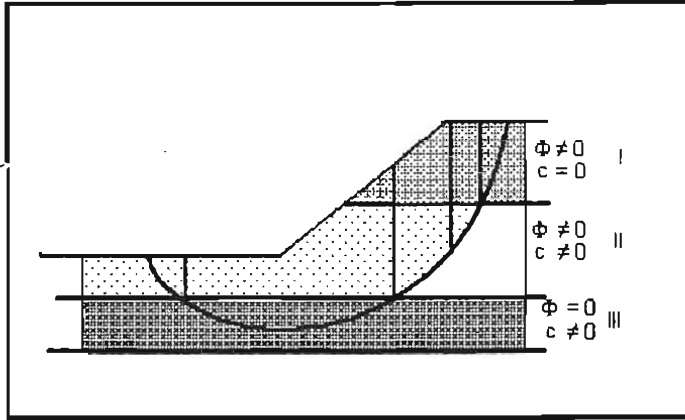


FIGURA 3.11
MÉTODO SUECO PARA SUELOS ESTRATIFICADOS (Referencia 9)

Para ello hay que dividir el círculo de fallas supuesto en dovelas, de modo de que la base de cada dovela caiga en un solo estrato, esto para facilitar los cálculos. El método para analizar cada dovela será el correspondiente al estrato en que cae cada una de ellas. Se calcula el área de la dovela que cae en cada material y se multiplica por el peso específico del material para obtener con sumatorias el peso de cada dovela.

En el ejemplo de la figura 3.11, las dovelas cuya base caiga en los estratos I y II deberán analizarse con el procedimiento propuesto por Fellenius para suelos con cohesión y fricción para obtener los momentos motores y resistentes parciales, y las dovelas cuya base caigan en el estrato III deberán analizarse con el procedimiento para material puramente cohesivo para obtener los momentos parciales. Finalmente la suma de los momentos motores parciales y momentos resistentes parciales darán como resultado los momentos totales.

3.1.2.5 GRIETAS DE TENSIÓN

Son grietas que aparecen en las coronas de los taludes antes de que ocurra un deslizamiento, éstas solo aparecen si existe material cohesivo en esta parte del talud. Las grietas son indicativas de que se están generando tensiones en esa zona y producen efectos

que cambian los estados de esfuerzos de los taludes, ya que la presencia de estas grietas reduce la superficie de deslizamiento del talud lo que provoca una disminución del momento resistente, también existe una reducción en el momento motor debido a que se elimina el peso de la masa de suelo que se supone va a deslizarse, además de una generación de empujes hidrostáticos en el caso de que estas grietas se llegaran a llenar de agua.

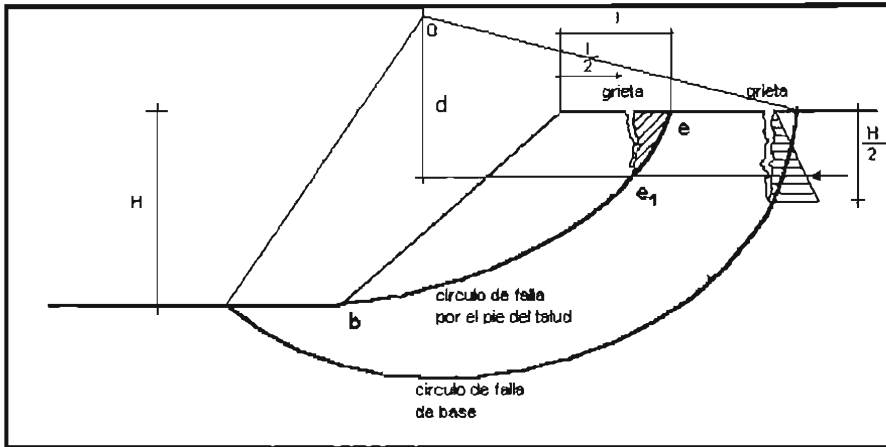


FIGURA 3.12
GRIETAS DE TENSIÓN EN TALUDES

Según Terzaghi, la reducción del peso debido a la disminución de la masa de suelo se contrarresta con los empujes hidrostáticos, por ello solo se toma en cuenta el efecto de la disminución de la longitud de la superficie de falla. Por ello propuso que hacer una corrección a la cohesión obtenida en las pruebas de laboratorio compensaba la resistencia perdida por la reducción de la longitud de la superficie a lo largo de la cual se considera que actúa la cohesión. Dicha corrección c_a se calcula en base a la figura 3.12 como:

$$c_a = \frac{\widehat{be}_1}{\widehat{be}} c$$

Ahora ya aplican los métodos anteriormente mencionados, como si la grieta no existiera. Para localizar la grieta se ha comprobado que en el caso de las fallas por el pie del talud ésta se localiza a una distancia mayor a $L/2$ del borde de la corona del talud interesada por el círculo de falla. Y en el caso de las fallas de base la profundidad mayor que presentan las grietas de tensión será de $H/2$.

La profundidad de las grietas se calcula con la expresión:

$$z_0 = \frac{2c_u}{\gamma}$$

En caso de que se desee considerar el efecto hidrostático en las grietas se aplica el empuje:

$$P_w = \frac{1}{2} \gamma_w z_0^2$$

Por lo tanto la parte proporcional del momento motor debido al empuje hidrostático es:

$$\Delta M_m = \frac{1}{2} \gamma_w z_0^2 d$$

Donde d es la distancia al centro del círculo O, del empuje hidrostático que actúa de manera horizontal a un tercio de la parte inferior de la grieta.

3.1.3 ANÁLISIS DE FALLAS POR TRASLACIÓN (PRESENCIA DE ESTRATO DÉBIL)

Las fallas por traslación de una masa de suelo en un talud se originan cuando a relativamente poca profundidad de la superficie se localiza un estrato débil. Estos planos generalmente son estratos de arcilla muy blanda o de arena que por efecto de subpresión disminuye los esfuerzos efectivos y la resistencia al esfuerzo cortante. En la figura 3.13 se muestran las fuerzas que intervienen en este tipo de casos y como se realiza el análisis de estabilidad del talud.

Si tenemos que el talud lo conforma un terraplén construido tendremos que la condición más crítica es la inicial, de forma contraria si el terraplén está formado por un corte o una excavación la condición crítica se presenta a largo plazo.

En caso de que el estrato débil lo constituya una arcilla, los parámetros de resistencia se obtendrán mediante una prueba triaxial sin drenado ni consolidación y el análisis se realiza con los esfuerzos totales. Pero si el estrato débil está formado por arenas por debajo del nivel freático entonces debemos de realizar los cálculos en base a los esfuerzos efectivos, considerando el efecto de la fuerza de subpresión U indicada en la figura, la cual se obtiene del área del diagrama de subpresiones.

La masa de suelo que vamos a estudiar está formada por el polígono *abcdef*, en donde la cuña *abf* ejerce un empuje activo sobre la sección *bfce*; bajo tal empuje esta parte trata de desplazarse, poniéndose a ello una fuerza de fricción *F* a lo largo de *cb*, y el empuje pasivo desarrollado por la cuña *ced*.

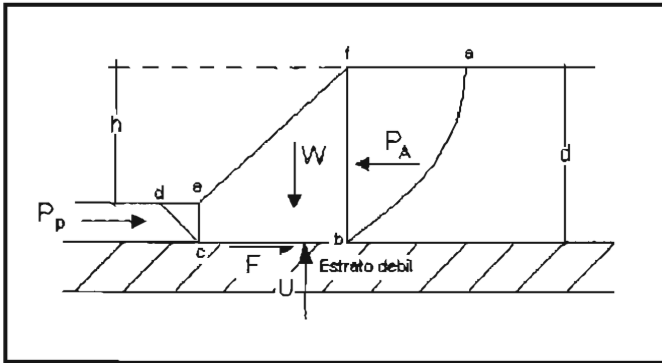


FIGURA 3.13
FALLA POR TRASLACIÓN (Referencia 10)

En situaciones en las que el estrato débil esté formado por una arcilla el valor de la fuerza *F* que se opone al movimiento de la masa de suelo es:

$$F = c \cdot \overline{cb}$$

Si es necesario que consideremos el efecto de la subpresión entonces la fuerza *F* se calculará con los esfuerzos efectivos y para ello se aplica la expresión.

$$F = c \cdot \overline{cb} + (W - U) \tan \phi$$

El factor de seguridad en este caso es:

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

Cabe hacer la observación que en la figura 3.13 que ilustra este mecanismo de falla se representa la condición más crítica, ya que ese es el caso en el que presión pasiva y la fuerza F son las menores que se pueden presentar en relación a la presión activa. Ya que si se mueve cualquiera de las líneas ec y fb alejándolas de la superficie inclinada la fuerza F aumenta mientras que las presiones activa y pasiva permanecen iguales. Por el contrario si estas líneas se mueven hacia la superficie inclinada, la fuerza F disminuye en función de la altura H del talud, mientras que un movimiento hacia la derecha del polígono que representa la presión pasiva registra un aumento en función de d^2 , un movimiento hacia la derecha del polígono que representa la presión activa presentará una disminución ya que ésta de igual manera se encuentra en función de d^2 .

3.1.4 ANÁLISIS DE FALLAS POR TRASLACIÓN (PENDIENTE INFINITA)

Este tipo de fallas se pueden estudiar de manera diferente según su condición de drenado.

3.1.4.1 PENDIENTE INFINITA SIN DRENADO

En taludes en los cuales se tenga esta característica las fuerzas actuantes que se toman en cuenta para el cálculo de su estabilidad serán: el peso del elemento W , la reacción normal sobre el plano de deslizamiento N , la fuerza tangencial pendiente abajo T y la fuerza de resistencia al corte pendiente arriba R ; como se muestra en la figura 3.14.

$$W = \gamma z b \cos \beta_c$$

$$N = W \cos \beta_c$$

$$T = W \sen \beta_c$$

$$R = c b$$

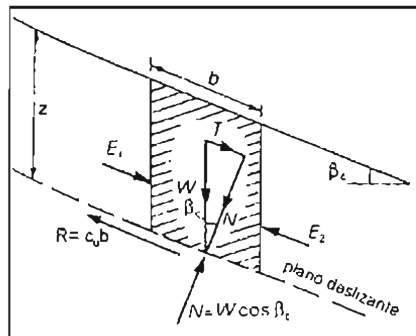


FIGURA 3.14
FALLA POR TRASLACIÓN EN UNA PENDIENTE INFINITA (Referencia 11)

Donde β_c representa la inclinación crítica del talud. Como las fuerzas E_1 y E_2 se consideran iguales y colineales por lo tanto se anulan. Para la condición crítica las fuerzas R y T son

iguales, y si despejamos el valor de z de esa igualdad obtendremos la profundidad a la que se espera que se presente un deslizamiento.

Recordando que:

$$\text{sen } \beta_c \cos \beta_c = \frac{1}{2} \text{sen } 2 \beta_c$$

Tenemos que la profundidad crítica es:

$$z_c = \frac{2c}{\gamma \text{sen } 2 \beta}$$

Este tipo de fallas son de tipo superficial, por lo tanto si en el cálculo nos resulta una profundidad crítica no superficial deberá de revisarse la posibilidad de una falla de tipo rotacional.

Para obtener el factor de seguridad partimos de:

$$\text{sen } 2 \beta_c = \frac{2c}{\gamma z}$$

Esta igualdad presenta una condición crítica donde $\text{sen } 2 \beta_c$ es un factor que depende únicamente de la inclinación del talud mientras que $2c / \gamma z$ es una relación de la cohesión del suelo dividida entre el peso específico del material y la profundidad crítica. Por lo tanto el factor de seguridad es:

$$F_s = \frac{\frac{2c}{\gamma z}}{\text{sen } 2 \beta_c}$$

Donde el elemento que aporta la resistencia se divide entre un valor que depende directamente del ángulo de inclinación del talud. Siendo esta condición de estabilidad válida solo para valores $\beta < 45^\circ$

3.1.4.2 PENDIENTE INFINITA DRENADA

Para el análisis de pendientes infinitas en condiciones drenadas hay que tomar en cuenta que la resistencia al esfuerzo cortante en los suelos se debe calcularse con los resultados obtenidos de una prueba triaxial drenada. Las fuerzas a considerar en este caso son las mismas del inciso anterior, solo existe un cambio en el calculo de la fuerza resistente R , ya que ésta ahora se considera en la resistencia al esfuerzo cortante la aportación que hace el ángulo de fricción interna del material. Además de tomar en cuenta una fuerza U , debida a la presión de poro sobre el plano de deslizamiento.

$$\begin{aligned}
 W &= \gamma z b \cos \beta_c \\
 N &= W \cos \beta_c \\
 T &= W \operatorname{sen} \beta_c \\
 R &= s' b \\
 U &= \gamma_w h b \cos^2 \beta_c \\
 N' &= W \cos \beta_c - U
 \end{aligned}$$

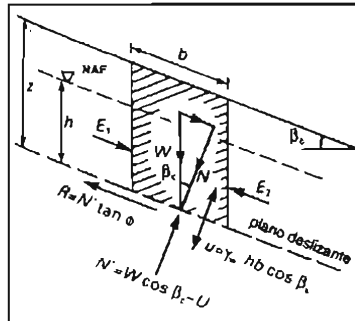


FIGURA 3.15
FALLA POR TRASLACIÓN EN UNA PENDIENTE INFINITA DRENADA
(Referencia 11)

Para $c' = 0$ la condición de equilibrio se presenta cuando

$$R = T$$

Y debido a que:

$$s' = N' \operatorname{Tg} \phi'$$

Entonces:

$$(W \cos \beta_c - \gamma_w h b \cos^2 \beta_c) \operatorname{Tg} \phi' = W \operatorname{sen} \beta_c$$

ó

$$(\gamma z - \gamma_w h) b \cos^2 \beta_c \operatorname{Tg} \phi' = \gamma z b \cos \beta_c \operatorname{sen} \beta_c$$

Por lo tanto:

$$\frac{\gamma z - \gamma_w h}{\gamma z} = \frac{\tan \beta_c}{\tan \phi'}$$

Y despejando β_c :

$$\tan \beta_c = \left(1 - \frac{\gamma_w h}{\gamma z} \right) \tan \phi'$$

Quedando como factor de seguridad:

$$F_s = \left(1 - \frac{\gamma_w h}{\gamma z} \right) \frac{\tan \phi'}{\tan \beta}$$

Aquí el valor de β es el valor del ángulo de la pendiente

Existen casos especiales dentro de este método de análisis, los cuales a continuación se describen:

- En caso de que el material del talud lo constituya un suelo sin cohesión, con un tamaño de partícula lo suficientemente grande para que las fuerzas de succión capilar sean despreciables, la altura $h = 0$ y por lo tanto $Tg \beta_c = Tg \phi'$. Esto también sucede si el nivel freático coincide con el plano deslizante en un suelo de grano grueso, o cuando el nivel freático se drena verticalmente hacia un filtro o una capa permeable situada por debajo del plano deslizante.
- Cuando el suelo se encuentra formado por arenas y limos finos, sucede que se presenta una presión de poro negativa, lo que provoca un incremento en la resistencia al esfuerzo cortante por incremento en la succión, lo cual afecta a la expresión:

$$\tan \beta_c = \left(1 + \frac{\gamma_w h}{\gamma z} \right) \tan \phi'$$

Permitiendo que el valor de β_c se incremente hasta poder formar un ángulo recto.

- Si se presenta una pendiente saturada y la infiltración se da de manera uniforme paralela a la pendiente, presentándose $h = z$. La expresión quedara:

$$\tan \beta_c = \left(1 - \frac{\gamma_w}{\gamma} \right) \tan \phi' = \frac{\gamma'}{\gamma} \tan \phi'$$

- Hay ocasiones en que suelos ligeramente cementados o fuertemente consolidados presentan un valor máximo de c' , que se puede considerar mayor que cero y en ese caso la ley de resistencia al esfuerzo cortante queda expresada:

$$s' = c' + \sigma' \operatorname{Tg} \phi'$$

y el factor de seguridad es:

$$F_s = \frac{c' b + N' \tan \phi'}{T} = \frac{c' + (\gamma z - \gamma_w h) \cos^2 \beta \tan \phi'}{\gamma z \operatorname{sen} \beta \cos \beta}$$

3.1.5 MÉTODOS PARA EL CÁLCULO DE EQUILIBRIO DE TALUDES EN ROCA

3.1.5.1 MÉTODO DE DOVELAS

Este método propuesto por N. Jambu, L. Bjerrum y B Kjaemli, consiste en dividir a la masa deslizando de suelo en secciones de la misma manera que en el método de las dovelas de Fellenius para el análisis de taludes en suelos, para después hacer el calculo de las fuerzas

que actúan en cada una de los elementos en que se dividió al cuerpo deslizante. Sobre cada sección del talud actúan las fuerzas: de cohesión c , subpresión u , el coeficiente de fricción interna ϕ , así como el peso W de cada sección. El factor de seguridad para este método estará dado por:

$$F = \frac{f_0 \sum_n \{cb + (\Delta W - ub) \operatorname{tg} \phi\} / \cos^3 \alpha (1 + \operatorname{tg}(\alpha/F) \operatorname{tg} \phi)}{\sum_n \Delta W \cdot \operatorname{tg} \alpha}$$

En donde n representa al número de secciones en que se divide al talud, ΔW al peso de cada sección y u la subpresión que actúa en la base de cada elemento. El valor de f_0 está dado por un factor que corresponde a la relación geométrica d/L .

3.1.5.2 MÉTODO DE LA CUÑA DESLIZANTE

Este otro método para el análisis de estabilidad de taludes en rocas consiste en dividir la masa susceptible a deslizar en una serie de cuñas las cuales se encuentran en un estado de equilibrio. Se deben de considerar que los esfuerzos en la cara de contacto de ambas cuñas deben de dividirse en empuje intersticial (debida al agua contenida en el macizo rocoso) y empuje efectivo.

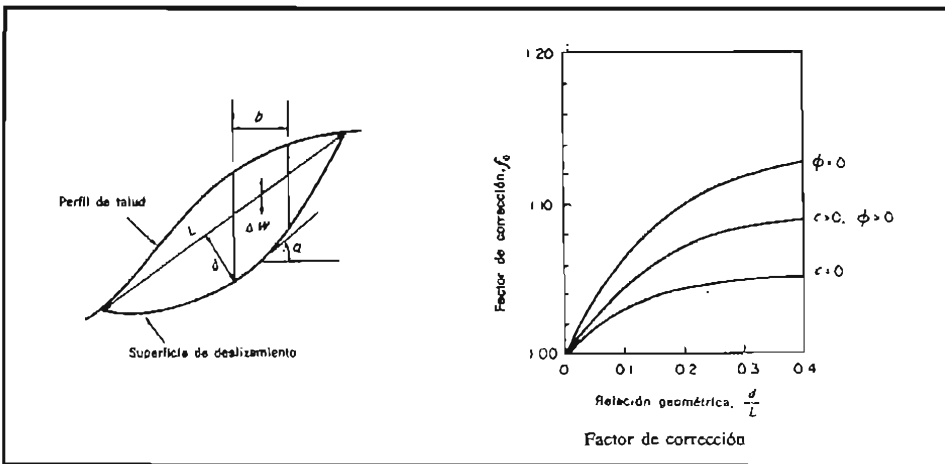


FIGURA 3.16
MÉTODO DE JAMBU (Referencia 12)

En primer lugar se deben de proponer valores del factor de seguridad F y del ángulo δ que representa la inclinación respecto a la horizontal del empuje efectivo en la cara de contacto; para poder dibujar el primer polígono de fuerzas para la cuña uno el cual cerrara con el valor de P_{12} . Una vez que se tiene el polígono de fuerzas correspondiente a la cuña uno se procede a dibujar el polígono de fuerzas correspondiente a la cuña 2. El cual lo más probable es que no cierre de momento, para lograr que este cierre habrá que variar el valor de F . Es decir el valor del coeficiente de seguridad F estará ligado al valor de δ supuesto. En caso de que el valor de ese ángulo se considere cero, el valor del factor de seguridad aumentara de manera importante, obteniendo así un factor bastante conservador. Por el contrario un ángulo en el cual se suponga la rotura en la dirección de la cara de contacto sobrestimaría el factor de seguridad, ya que esto implicaría que la fractura se presenta a lo largo de todo el plano de contacto lo cual raramente se presenta.

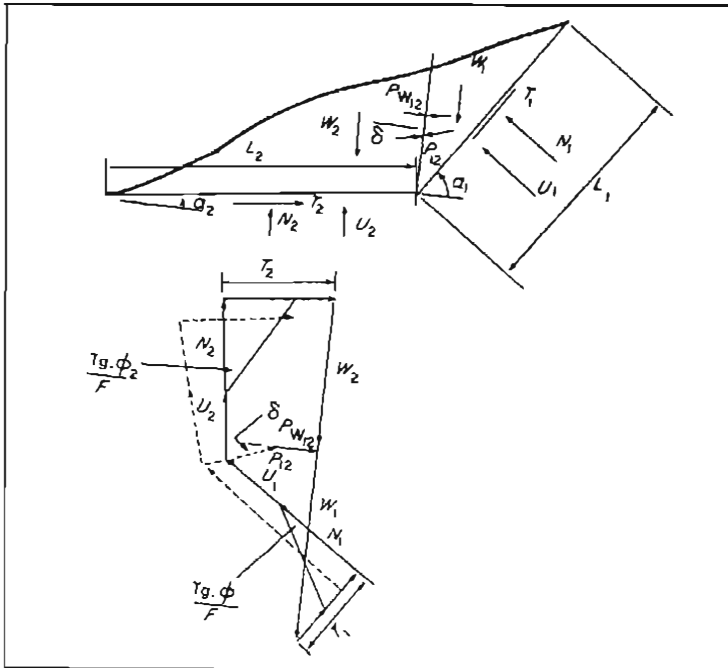


FIGURA 3.17
 MÉTODO DE LA CUÑA DESLIZANTE
 (Referencia 12)

Las fuerzas que se considera que actúan son:

W_1, W_2	Peso de la cuña
U_1, U_2	Resultante de las presiones intersticiales en la base de la cuña
N_1, N_2	Fuerza normal efectiva a la base
T_1, T_2	Fuerza tangencial en la base de la cuña
P_{w12}	Empuje intersticial resultante en la cara de contacto
P_{12}	Empuje efectivo en la cara de contacto

Y los ángulos:

δ	Inclinación de P_{12} respecto a la horizontal
α_1, α_2	Inclinación de la base respecto a la horizontal

3.2 MÉTODOS PARA DISMINUIR O ELIMINAR RIESGOS

Después de estudiar el talud, el mecanismo de falla y definir su factor de seguridad, se procede a proponer un sistema de prevención, control para movimientos de masas, o, estabilización de taludes; recordando que el objetivo es disminuir el riesgo que representa una posible falla en una zona urbanizada, no siempre siendo la estabilización del talud la única opción ni la más viable.

3.2.1 SELECCIÓN DEL FACTOR DE SEGURIDAD NECESARIO

Los factores de seguridad calculados mediante los procedimientos anteriormente mencionados deberán cumplir con un mínimo valor según los daños que implicarían una falla. A continuación se presentan unos valores aceptables para diferentes situaciones:

Caso	Factor de Seguridad
• Posibilidad de pérdida de vidas humanas al fallar el talud	1.7
• La falla puede producir la pérdida de más del 30% de la inversión	1.5
• Se pueden producir pérdidas económicas no muy importantes	1.3
• La falla del talud no causa daños	1.2

3.2.2 MÉTODOS DE PREVENCIÓN DE AMENAZAS O RIESGOS

Este tipo de soluciones busca disminuir los riesgos valiéndose para ello de diversos medios, algunos de los cuales implican un trabajo interdisciplinario con personal especializado en áreas como el derecho y la política, esto para efecto de establecer y aplicar leyes y reglamentos que regulen sobre este tema.

- Políticas de disuasión: Se busca influir en la población mediante programas de información pública sobre los riesgos existentes en determinadas zonas, la negación de los servicios públicos y cobro de impuestos por establecerse en zonas de alto riesgo, serian algunas de las posibles soluciones para que la gente optara por su parte a evitar establecerse en estos lugares.
- Regulación de terrenos: Aquí se busca el detener el proceso de urbanización hacia las zonas de riesgo. En el caso de la delegación Gustavo A. Madero sobre este aspecto ya se puede hablar de un avance, ya que con la construcción de la *barra ecológica* se ha establecido una frontera física entre la zona urbanizada con las partes altas de los cerros correspondientes a la sierra de Guadalupe y que han sido declaradas como reservas ecológicas o suelo de conservación, además de que el proceso de regularización de terrenos (dentro de la zona habitada) se encuentra detenido para aquellas viviendas en las cuales los estudios hallan determinado la existencia de riesgo. Todo este trabajo contrasta con la falta de atención por parte de Estado de México y más específicamente con el municipio de Tlalneantla, el cual al no haber puesto en práctica ninguna medida de este tipo, permitió que la gente ubicara sus viviendas en zonas más altas y con ello en lugares más expuestos a situaciones de riesgo. Un caso muy particular se presenta en la cara sur-poniente del cerro del Chiquihuite ya que mientras en la zona correspondiente a Gustavo A. Madero la urbanización llega aproximadamente hasta la curva de nivel 2370 en el estado de México las viviendas se localizan hasta la cota 2420 esto a solo unos metros del limite delegacional.
- El punto anterior se puede complementar con un programa que otorgue permisos y regularice predios previa revisión de los diseños y/o análisis de riesgos.

- Reglamentos técnicos: Elaboración de códigos específicos para el manejo de taludes, en los que se especifiquen los parámetros técnicos para el diseño y construcción de obras de estabilización.
- Aviso y alarma: Esto implica que en las áreas propensas a deslizamientos se establezca un sistema de instrumentación para prevenir o avisar con el tiempo suficiente sobre algún indicio de derrumbe o deslizamiento. Además de establecer programas de información a la comunidad que consistan en sistemas de monitoreo y alarma.
- Métodos de elusión de riesgos: Aquí se habla de buscar variantes o la relocalización de la población en zonas identificadas como de riesgo.
- Remoción de materiales: Esto consiste en remover los volúmenes de material, y en el caso de rocas la demolición de bloques que puedan deslizarse o rodar ladera abajo. Esto es posible cuando se trata de volúmenes pequeños. Hay que mencionar que la remoción de material puede producir nuevos movimientos.

3.2.3 ESTRUCTURAS DE CONTROL DE MASAS EN MOVIMIENTO

Este tipo de soluciones implica que se va a presentar la falla de los taludes, caída de fragmentos de rocas, deslizamientos, etc. Estas estructuras están destinadas solamente a contener los materiales, evitando que estos lleguen a afectar una zona en particular, en este caso zonas habitadas. Los factores más importantes a tener en cuenta en el diseño de estas estructuras son la trayectoria de los deslizamientos, su velocidad, la energía de impacto y el volumen total de acumulación de material. De acuerdo a estas características, se pueden diseñar varios tipos de obras como:

- Bermas en el talud: El diseño de bermas anchas puede ser muy útil para ciertos casos de caídos, especialmente en residuos de roca.
- Trincheras: Estas obras en el pie del talud pueden impedir que la roca afecte los terrenos ladera abajo y representa una solución muy efectiva cuando existe espacio

adecuado para su construcción. El ancho y la profundidad de las trincheras está relacionado con la altura y pendiente del talud.

- Barreras de retención: Producen un espacio en el pie del talud que impide el paso del caído. Pueden ser de roca, suelo, tierra armada, muros de concreto, pilotes, gaviones, bloques de concreto o cercas. Las características y dimensiones de las barreras dependen de la energía de impacto de los caídos.

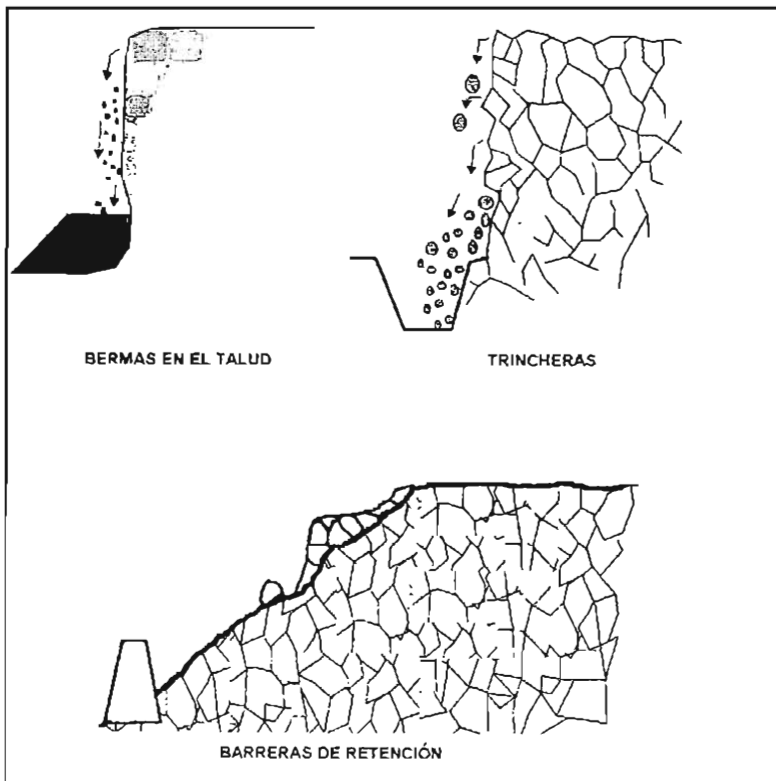


FIGURA 3.18
ESTRUCTURAS DE CONTROL DE MASAS EN MOVIMIENTO
(Referencia 8)

3.2.4 ESTABILIZACIÓN DEL TALUD

Esta solución para disminuir el riesgo comprende una gran variedad de métodos, por ello en esta tesis se dedica todo un capítulo a ellos. En términos generales la estabilización de taludes comprende los siguientes pasos:

1. Determinar el sistema o combinación de sistemas de estabilización más apropiados, según las características del talud.
2. Diseñar en detalle el sistema a emplear, incluyendo planos y especificaciones de diseño.
3. Instrumentación y control durante y después de la estabilización.

CAPÍTULO IV

MÉTODOS DE ESTABILIZACIÓN DE TALUDES

A continuación se describen diferentes soluciones a los casos de riesgo. Estas situaciones se pueden atacar de diferentes formas, ya sea variando las condiciones geométricas del talud, controlando el contenido y flujo de agua en el mismo, mejorando las características del material o cubriendo su superficie contra los agentes físicos o la acción del hombre. Siendo en muchos casos la mejor opción una combinación de este tipo de soluciones.

4.1 CONFORMACIÓN DEL TALUD O LADERA

Estos son sistemas que tienden a lograr un equilibrio de masas, reduciendo las fuerzas que producen movimiento, mediante conformación topográfica.

4.1.1 REMOCIÓN DE MATERIALES DE LA CABEZA DEL TALUD

En caso de que exista una sobrecarga actuando sobre la corona del talud, y que ésta pueda ser retirada de la zona sin que esto represente un riesgo mayor, habrá que removerla, ya que como se ha mencionado anteriormente las sobrecargas en la corona del talud aumentan el momento motor y disminuyen el factor de seguridad.

En este caso la principal consideración además de la factibilidad de retirar la sobrecarga es el factor económico que representa el retirar estos volúmenes de material.

4.1.2 TENDER TALUDES O ABATIMIENTO DE LA PENDIENTE

Este método por muy sencillo que parezca habrá que analizarse detenidamente. Por ejemplo en el caso de los taludes con material puramente friccionante es una buena solución ya que su estabilidad esta determinada, como se menciona en el capítulo anterior, por la relación que existe entre el ángulo de fricción interna del material y la inclinación respecto a

la horizontal de la superficie del talud. Pero en el caso de taludes formados por materiales puramente cohesivos este método no tiene utilidad, ya que su estabilidad depende básicamente de la altura, y la ganancia de estabilidad que se obtendría tendiendo el talud sería mínima o nula.

Por otra parte en los taludes formados por material cohesivo y friccionante, al disminuir la pendiente del talud el círculo de falla se hace más largo y más profundo, aumentada la superficie circular aumenta el momento resistente. Además, el momento motor no sufre cambios considerables a pesar de que el radio del círculo de falla sea más largo, debido a que el aumento de material se compensa con el material que es acomodado en el proceso del tendido del talud. En este caso la aplicación de este método si presenta una mejora en la estabilidad.

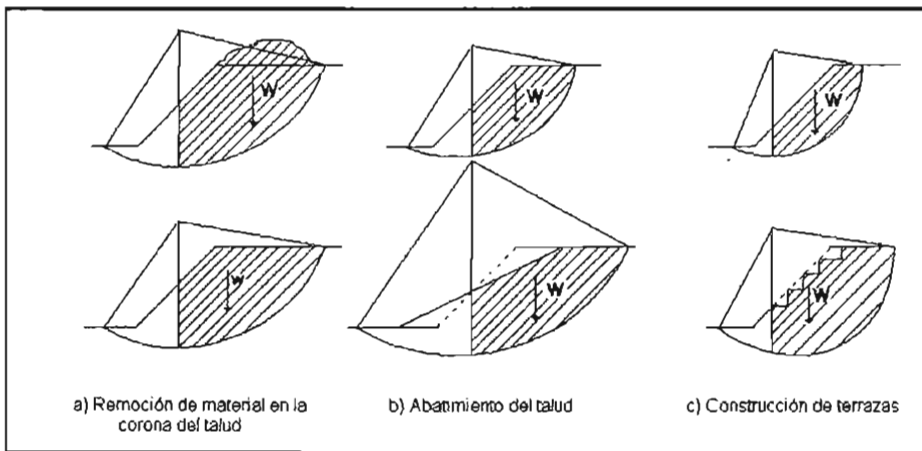


FIGURA 4.1
CONFORMACIÓN DEL TALUD

4.1.3 CONSTRUCCIÓN DE TERRAZAS O ESCALONES

La construcción de terrazas en la parte alta de un talud, donde un deslizamiento de rotación sea el mecanismo de falla más probable tiende a reducir el momento motor. Por el contrario, si el proceso se hace en la parte inferior se puede lograr un efecto inverso disminuyendo el factor de seguridad.

El objetivo que se persigue con este procedimiento es el de disminuir las fuerzas actuantes en la zona más crítica para la generación de momentos desestabilizantes. De esta forma el círculo crítico de falla se hace más profundo y más largo aumentándose el factor de seguridad.

4.2 RECUBRIMIENTO DE LA SUPERFICIE

Son métodos que tratan de impedir la infiltración de agua al cuerpo del talud y mantener el suelo parcialmente seco, evitando que aumenten los efectos provocados por la presencia de agua. Otro beneficio que se obtiene al recubrir la superficie de los taludes es evitar su erosión. El recubrimiento puede ser con impermeabilizantes como el concreto o elementos que refuercen la estructura superficial del suelo como la cobertura vegetal. De este recubrimiento de la superficie se obtendrán mejores resultados si se complementan con trabajos de sellado de grietas superficiales, juntas y discontinuidades.

Las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones, en el apartado 7.2.5 correspondiente a la Protección de taludes permanentes, menciona:

"En el diseño de los sistemas de protección de taludes naturales o cortes artificiales permanentes, se tomará en cuenta que las deformaciones del suelo protegido deben ser compatibles con las del sistema de protección empleado. Se tomará asimismo en cuenta el efecto del peso del sistema de protección sobre la estabilidad general o local del talud durante y después de la construcción. Por otra parte, los sistemas de protección deberán incluir elementos que garanticen un drenaje adecuado y eviten el desarrollo de presiones hidrostáticas que puedan comprometer la estabilidad del sistema de protección y del propio talud." (Referencia 13)

4.2.1 RECUBRIMIENTO CON CONCRETO LANZADO

El "American Concrete" Institute define al concreto lanzado como un mortero o concreto transportado a través de una manguera y proyectado neumáticamente a alta velocidad sobre una superficie. Se considera que si la mezcla a lanzar cuenta sólo con agregados finos se

llama mortero lanzado o "gunite" y si los agregados son gruesos se denomina concreto lanzado o "shotcrete". Aunque también se conoce como "gunite" al concreto lanzado por la vía seca y como "shotcrete" al concreto lanzado por la vía húmeda.

Hay dos clasificaciones del concreto lanzado según su aplicación: vía seca (al que se le añade el agua en la boquilla) y vía húmeda (al que el agua se le añade antes de entrar por la manguera). El concreto conducido a través de tubería de acero y que no es proyectado ni transportado a altas velocidades se conoce como concreto bombeado.

Método Vía Seca	Método Vía Húmeda
Control instantáneo sobre el agua de mezclado y consistencia de la mezcla en la boquilla para cumplir con las condiciones variables del lugar	El agua de mezclado es controlada en el equipo de entrega y puede ser medida precisamente
Más apropiado para mezclas que contengan agregados livianos, materiales refractarios y concreto que requiere resistencia temprana	Mejor aseguramiento de que el agua de mezclado es completamente mezclada con el resto de los ingredientes
Puede ser transportado a largas distancias	Menos polvo y pérdida de cemento
Mejor control del inicio y parado de la colocación con menor desperdicio y mayor flexibilidad	Normalmente tiene menor rebote que significa menor desperdicio de material
Pueden lograrse resistencias mayores	Puede lograrse una producción mayor

COMPARACION DE METODOS DE APLICACION:

Aunque ambos métodos de concreto lanzado tienen ventajas específicas, los avances en la tecnología de materiales y equipo hacen a ambos procesos casi intercambiables. En la mayoría de las aplicaciones, el método preferido está determinado por la disponibilidad de material y equipo así como por la experiencia y preferencia del contratista. Hoy en día, los

niveles de rebote y polvo así como la resistencia y durabilidad pueden ser similares independientemente de qué método se utilice.

En el concreto lanzado de mezcla seca, tiene suma importancia la manipulación cuidadosa de la boquilla por parte del operador para mezclar completamente la corriente del material cuando sale de la misma. En el concreto lanzado de mezcla húmeda no se requiere esta manipulación de la boquilla para completar el proceso de mezclado, de modo que la velocidad de colocación puede ser significativamente más alta, y las habilidades requeridas del operador de la boquilla no son tan importantes. Además, el proceso de mezcla húmeda crea menos material de rebote y polvo y se obtiene una mayor economía. El gran revenimiento o contracción debido al agua excesiva que debía incluirse para obtener bombeabilidad ya no constituye un problema tan importante, porque ahora se dispone de moderno equipo de bombeo de muy alta calidad, capaz de bombear mezclas de muy bajo revenimiento. Además, los aditivos reductores de agua pueden disminuir drásticamente los requisitos de la mezcla.

Las principales características del concreto lanzado son su excelente adherencia a diferentes materiales tales como: concreto, roca, madera, acero y otros. Además, se puede obtener un concreto denso, con relaciones agua-cemento bajas, de alta resistencia, baja absorción y buena resistencia al intemperismo.

El uso del concreto lanzado está en función del costo o de conveniencia. Ofrece ventajas, por ejemplo, cuando el costo de la cimbra es muy alto o se requieren cimbras con formas imprácticas; también cuando se pueden eliminar las cimbras o reducir su número, cuando el acceso al área de trabajo es difícil, cuando se requieren espesores variables o es necesaria la aplicación en capas delgadas, o cuando los métodos tradicionales de colocación no son posibles.

La adherencia del concreto lanzado se da debido a un fenómeno mecánico. Durante las primeras fracciones de segundo del impacto del chorro sobre la superficie de aplicación se forma una delgada capa compuesta por los elementos más finos de la mezcla, es decir, de la pasta de cemento y arena fina. Esta capa no sólo sirve para incorporar los agregados más gruesos, sino que penetra también por la fuerza del impacto en las pequeñas irregularidades, los poros y las fisuras de la superficie de aplicación, logrando una excelente adherencia entre el concreto lanzado y su soporte una vez que ha fraguado el cemento.

Es importante que la superficie no vibre, que soporte el impacto del chorro de concreto y el peso del material. Si se emplean cimbras, éstas se deben diseñar para facilitar la salida del aire comprimido y el rebote durante la colocación.

El empleo del concreto lanzado con fibras es una variante de este método. El concreto lanzado sin refuerzo, al igual que el concreto tradicional, no resiste los esfuerzos de tensión y se agrieta. Al adicionar fibra metálica a la mezcla de concreto lanzado, obtenemos cuando endurece un incremento en la ductilidad, en la capacidad de absorción de energía y en las resistencias al impacto y a la flexión, entre otras propiedades.

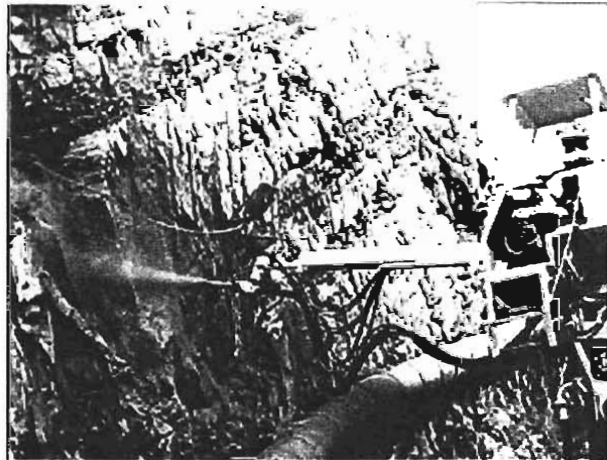


FIGURA 4.2
EL CONCRETO LANZADO EN LA PROTECCIÓN SUPERFICIAL DE TALUDES

Al emplear fibra metálica, no debemos causar ningún problema adicional. Tiene que mantenerse exacta la dosificación de fibra y reducirse al mínimo su pérdida por rebote. La calidad de las fibras debe garantizar el uso óptimo y el mejoramiento de la calidad final del concreto. Otra forma de eliminar los esfuerzos de tensión en el concreto es colocar malla de acero en la superficie a cubrir, siendo por lo regular más empleado este recurso que el empleo de fibras metálicas.

El concreto lanzado necesita, al igual que el tradicional un curado adecuado para desarrollar todas sus propiedades, situación que se vuelve más crítica cuando se emplean aditivos acelerantes. Es muy importante proporcionar un ambiente húmedo con temperaturas

apropiadas para prevenir la pérdida de agua, durante un periodo definido, a fin de lograr la hidratación adecuada del cemento y obtener las características deseadas.

4.2.2 RECUBRIMIENTO CON SUELO CEMENTO

El suelo-cemento es una alternativa para la estabilización o mejoramiento de las características físicas y mecánicas de un suelo. Está definido por el ACI, en sus publicaciones sobre terminología del cemento y concreto, como una mezcla de suelo y cantidades medidas de cemento Pórtland y agua, compactada a alta densidad.

Se deben diferenciar el suelo-cemento y el suelo mejorado con cemento, el segundo es un material que requiere menores contenidos de cemento, inferiores al 5%, mientras que el suelo-cemento normalmente varía entre el 5% y el 10% de contenido de cemento; sin embargo, esto siempre depende de las características del suelo.

El suelo cemento difiere del concreto de cemento Pórtland en varios aspectos. Una significativa diferencia es la forma cómo las partículas de agregados o de suelo se mantienen unidas. En el concreto de cemento Pórtland hay suficiente pasta para cubrir la superficie de los agregados y llenar los vacíos que quedan entre ellos. En el suelo cemento la pasta es insuficiente para recubrir los agregados y llenar los vacíos que quedan entre ellos, resultando una matriz que une módulos de material no cementado.

Otra diferencia es el tipo y granulometría aceptable para cada material. Las especificaciones para concreto requieren una determinada mezcla de agregados gruesos y finos, generalmente con no más de 2% pasando el tamiz N° 200. Por otra parte casi todos los tipos de suelos inorgánicos son adecuados para suelo-cemento. El contenido de finos (material que pasa el tamiz N° 200) típicamente varía entre un 5 y 35%. Materiales como escoria, cenizas, conchilla y extraídos de viejas superficies bituminosas han sido igualmente incorporadas con éxito a las mezclas de suelo-cemento. Los típicos suelos granulares se prefieren a los arcillosos por su fácil pulverización y por requerir menos cemento para lograr las necesarias resistencia y durabilidad.

Las condiciones ideales del suelo para lograr el mejor resultado en una mezcla con cemento son:

- Cuanto más granular y menos fino sea el suelo, menores son los contenidos de cemento que se necesitan para alcanzar las resistencias requeridas.
- No deben tener contenido orgánico o vegetal, ya que esto afecta la reacción del cemento, al igual que en cualquier concreto.
- Un menor índice de plasticidad del suelo también reduce los contenidos de cemento.
- Mientras menos agregados de gran tamaño haya (de más de cinco centímetros) más se facilitan las tareas de mezclado y compactación, obteniendo un suelo-cemento más homogéneo.

Para determinar el contenido de cemento que requiere el suelo es necesario tomar muestras del sitio y llevarlas al laboratorio para realizar los siguientes ensayos:

- Clasificación del suelo de acuerdo con el tipo de material que lo conforma.
- Establecer contenidos de humedad.
- Establecer densidades máximas del suelo.
- Hacer mezclas con diferentes contenidos de cemento.
- Conformar muestras compactadas de suelo-cemento.
- Hacer ensayos de resistencia a la compresión a siete y veintiocho días para conocer su comportamiento mecánico.
- Hacer pruebas de desgaste en ciclos de humedecimiento y secado.

La construcción de revestimientos con suelo cemento para evitar la erosión de taludes es actualmente una práctica muy generalizada en casos de taludes donde la superficie que se necesita proteger es muy extensa y el acarreo de materiales tiene un costo muy elevado por la ubicación del banco y por el volumen a transportar.

4.2.3 RECUBRIMIENTO CON MAMPOSTERÍA

Un recubrimiento de mampostería o zampeado en la superficie de un talud realizado con fragmentos de roca, es una alternativa contra la erosión superficial del talud además de evitar la infiltración de agua. Los fragmentos de roca se fijan a la superficie con mortero de arena cemento, además se hincan otras piezas para evitar el deslizamiento de la mampostería durante el proceso constructivo.

En la zona de estudio se puede utilizar prácticamente cualquier roca existente, aprovechando el material de composición predominantemente dacítica que abunda ladera arriba del área urbanizada, lo cual disminuye los costos de manera importante. El motivo antes mencionado y la simpleza del proceso constructivo son las principales ventajas que este método presenta.

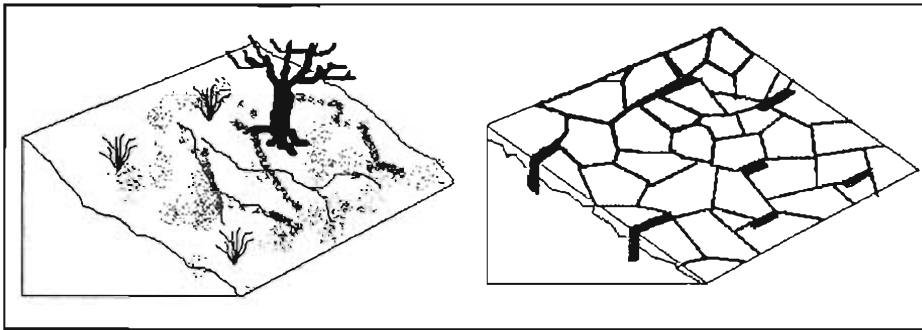


FIGURA 4.3
ZAMPEADO COMO PROTECCIÓN SUPERFICIAL DE TALUDES

4.2.4 RECUBRIMIENTO DE ROCA

Este procedimiento también conocido como enrocamiento o RIP-RAP, consiste en colocar sobre la superficie del talud fragmentos de rocas sueltos uno sobre otro, acomodados sin orden con el fin de protegerlo contra la erosión. Y debe de complementarse ya sea con el tradicional control de la graduación de los materiales que forman la superficie del talud o el uso de geotextiles para evitar el arrastre del material. En nuestro país es común su uso en los taludes en presas, pero pueden utilizarse para proteger canales, riveras y en general cualquier superficie sometida al constante flujo de agua.

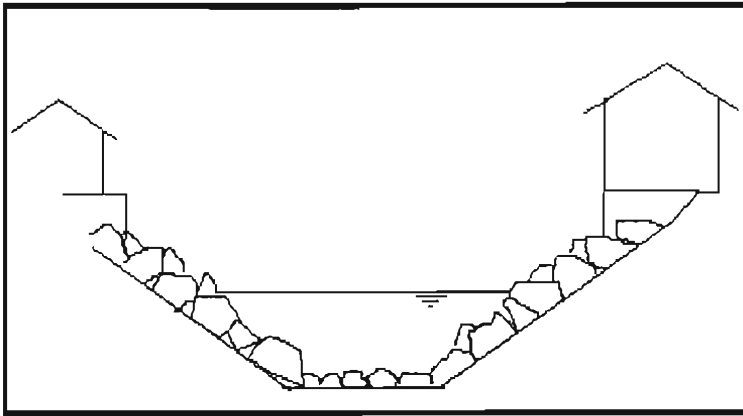


FIGURA 4.4
ENROCAMIENTO COMO PROTECCIÓN SUPERFICIAL DE TALUDES

Este método, para la solución a las situaciones de riesgo presentes en Gustavo A. Madero no es práctico, esto debido a que, si bien existen corrientes superficiales de agua que durante la época de lluvias puedan presentar problemas de erosión, el enrocamiento se encontraría la mayor parte del año por arriba del nivel del agua y propenso a que sea removido del lugar para ser empleado como material de construcción, situación que se presenta frecuentemente en la zona. A pesar de lo anterior se menciona este procedimiento como una solución ya que en lo que a la ingeniería respecta, sigue siendo factible.

4.2.5 PROTECCIÓN CON GAVIONES

Los gaviones son elementos formados por una malla de alambre de acero recocido galvanizado, también conocida como malla de doble o triple torsión. Estos elementos, generalmente cubos o prismas rectangulares, (Figura 4.5) se rellenan con fragmentos de roca formando estructuras flexibles, monolíticas y permeables. Debido a estas características son aprovechadas de muchas formas y en especial en la construcción de obras de protección que es lo que nos interesa.

El uso que se les puede dar a los gaviones como elementos de protección para la superficie del talud es similar al enrocamiento, es decir en la protección de taludes en canales y ríos que presenten crecidas importantes durante la época de lluvias. Las ventajas del uso de

gaviones respecto al enrocamiento son una sensible reducción en el espesor del recubrimiento, además de permitir el uso de material de menor tamaño.

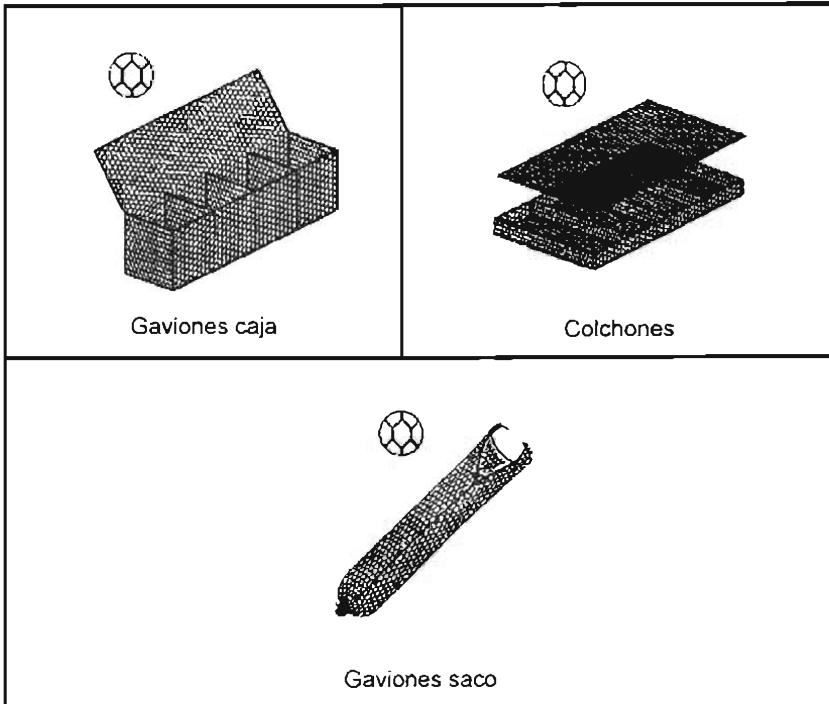


FIGURA 4.5
DIFERENTES FORMAS DE GAVIONES
(Referencia 15)

Los gaviones también pueden servir en taludes en los que se presenten derrumbes y caídos de material, cubriendo la superficie de éstos. La permeabilidad de los gaviones permite evitar los efectos de la presión hidrostática. Cabe mencionar que para este caso la protección es exclusivamente superficial, ya que no contempla grandes movimientos del cuerpo del talud.

Además las características de la malla con la que se hacen los gaviones permiten que esta sea utilizada a manera de red para cubrir las superficies de laderas protegiéndolas así de derrumbes. Esta solución también puede ayudar a fijar y favorecer el enraizamiento de la vegetación sobre el talud.

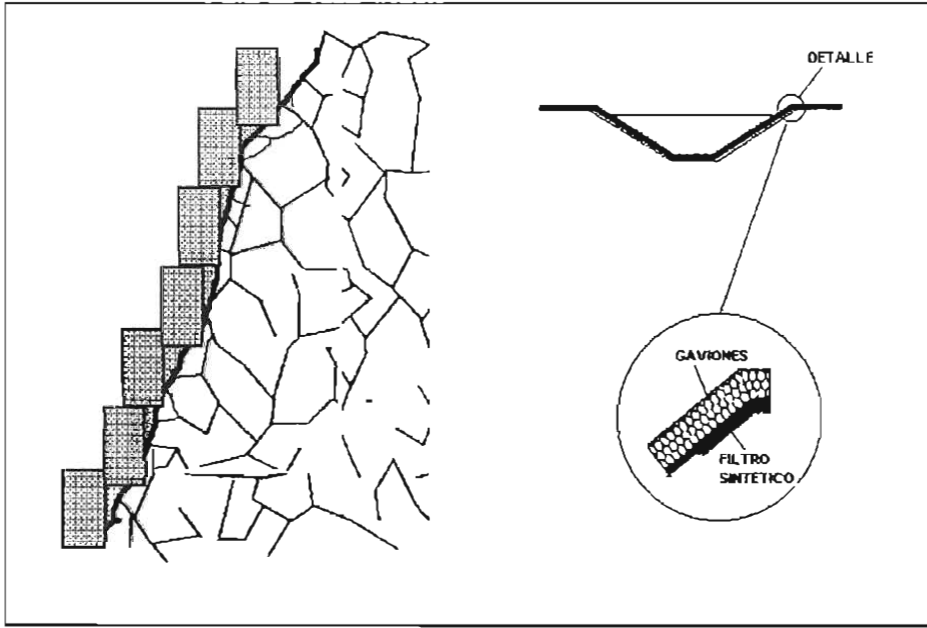


FIGURA 4.6
GAVIONES COMO PROTECCIÓN SUPERFICIAL DE TALUDES

4.2.6 COBERTURA VEGETAL

La cobertura vegetal representa la mejor alternativa desde el punto de vista ambiental. Con ella además de evitar la erosión de la superficie del talud disminuye el contenido de agua en la parte superficial del suelo.

La vegetación debe de ser seleccionada cuidadosamente tomando en cuenta varios criterios como:

- La fertilidad de la región.
- El uso de las especies locales son las que tendrán mejores posibilidades de adaptación.
- Los requerimientos de agua de cada especie se deberán de tomar en cuenta, ya que hay plantas que necesitan de una gran cantidad de agua mientras que otras requieren de cantidades mucho menores, el uso de estos diferentes tipos de especies en condiciones similares producirán grados diferentes de abatimiento en

los contenidos de agua. Por ejemplo el emplear plantas que tomen mucha agua en suelos arcillosos podrían presentar una buena opción para garantizar una corteza de suelo más resistente pero en el caso de suelos arenosos un secado extremo del suelo lo vuelve erosionable. Como se muestra en la (figura 4.5) el contenido de humedad en arcillas se reduce hasta una profundidad de 2m en el caso de pastos y llegando hasta los 3.00 m en caso de arbustos.

La recuperación de taludes y laderas desprovistos de vegetación se logra, utilizando plantas de tipo rastrero de rápido crecimiento, con el apoyo de materia orgánica y fertilizantes a fin de lograr el rápido cubrimiento del área.

La presencia de árboles y arbustos constituyen el último eslabón de la cadena en la recuperación de suelos. Por eso se recomienda solo arborizar las zonas que presenten coberturas de especies rastreras, encargadas de amortiguar el impacto de las gotas y proteger el suelo. Los árboles no son recomendados como plantas pioneras para la recuperación de áreas degradadas porque no brindan suficiente protección al suelo, por el impacto de las gotas y de las escorrentías. Sin embargo son pilares fundamentales cuando de regulación de aguas se trata.

En el caso de los terraplenes altos ha dado buen resultado la plantación de arbustos en hileras, para hacer perder velocidad al agua que escurre.

También habrá que tomar en cuenta, que, deberá evitarse que al proteger taludes mediante una cobertura vegetal, ésta posteriormente requiera de grandes volúmenes de agua para su riego, lo anterior se puede lograr mediante la colocación de capas de arcilla, tierra vegetal o un ligero riego asfáltico, tales procedimientos tienen la función de mantener la humedad durante la etapa inicial de adaptación de la vegetación

En definitiva, en estas decisiones la última palabra la tendrá un especialista en el tema, además de que, debido a que para la realización de ciertas obras y sobre todo aquellas que se encuentren en una zona ecológica o protegida, los proyectos requieren que se incluya un estudio de impacto ambiental, en el cual se mencionan las mejoras que en esta materia deberán considerarse en el proyecto, mejoras como reposición, sustitución de vegetación y reforestación.

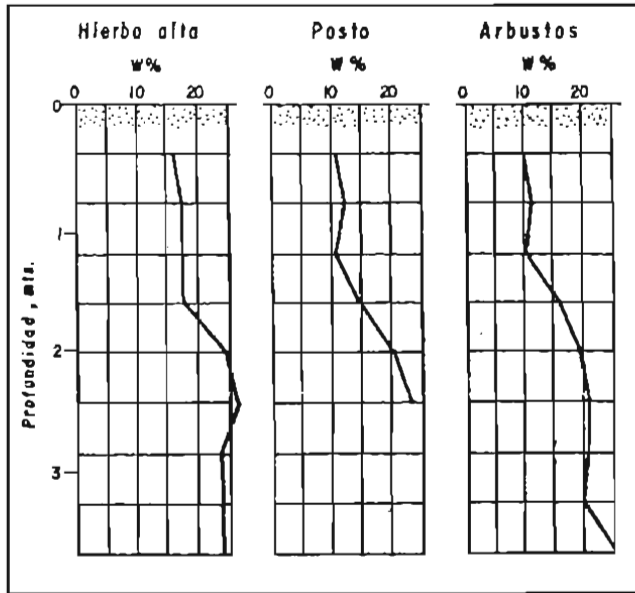


FIGURA 4.7
EFECTO DE LA COBERTURA VEGETAL EN EL CONTENIDO DE AGUA SUPERFICIAL DE SUELOS CON ARCILLA
(Referencia 10)

Finalmente un mejor aprovechamiento de esta solución lo obtendremos si nos apoyamos del uso de los geosintéticos, que son herramientas que por sus características pueden ser de gran utilidad para la estabilización de taludes. Por eso a continuación se mencionan sus otras aplicaciones además de su función de facilitar el crecimiento de la vegetación.

4.2.7 GEOSINTÉTICOS

Los geosintéticos son polímeros derivados del petróleo, estos productos son planos y se utilizan para mejorar ciertas características de suelos y rocas. Existen cuatro grupos principales de materiales geosintéticos: geotextiles, geomembranas, geomallas o georedes y geocompuestos

Un geotextil es cualquier material textil permeable y flexible, aquellos formados por fibras sintéticas se convierten en una tela mediante maquinaria de tejido convencional o son unidas de una manera aleatoria (no-tejida), mediante un proceso químico, térmico o mecánico. Este grupo constituye el grupo más grande de los geosintéticos.

Las geomembranas, que forman el segundo grupo más importante, son hojas delgadas de plástico, más flexibles que los geotextiles y de baja permeabilidad, por eso son utilizados para controlar la migración de fluidos.

	GEOTEXTILES	GEOCOMPUESTOS	GEOMEMBRANAS	GEOMALLAS
SEPARACIÓN	X			
FILTRACIÓN	X	X		
REFUERZO	X			X
TRANSMISIÓN	X	X		
PROTECCIÓN	X			
BARRERA	X		X	

FIGURA 4.8
FUNCIONES DE LOS GEOSINTÉTICOS

Las geomallas como su nombre lo indica, consisten en redes o mallas de plástico con aberturas muy grandes, comparadas con las de los geotextiles, que tienen básicamente funciones de refuerzo.

Por último, están los productos denominados geocompuestos, que se forman de las diferentes combinaciones entre los materiales de los tres grupos anteriores, para complementar u optimizar alguna o algunas de las funciones que realizan.

Se pueden mencionar seis funciones básicas de los geosintéticos: separación, filtración, refuerzo, transmisión, protección y barrera. Y que a continuación se describen:

- Separación. Esta función se lleva a cabo entre dos suelos diferentes. El geosintético previene que estos se mezclen durante la vida útil de la estructura, como se puede ver en la figura 4.9 a.

- Filtración. Un geosintético que provee la filtración hará el mismo papel en las estructuras de suelo que el que harían las diferentes graduaciones de agregados. La función de filtración tiene dos objetivos, éstos son, el retener las partículas de suelo filtrado, mientras permite el paso del agua a través del plano del geotextil. Figura 4.9b y 4.9c.

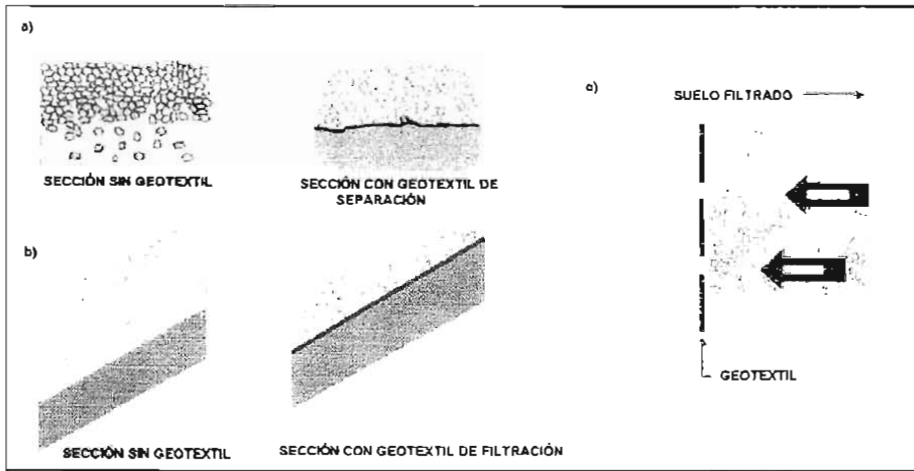


FIGURA 4.9
GEOTEXTILES EN FUNCIONES DE SEPARACIÓN Y FILTRACIÓN

En ambas funciones, filtración y separación, el agua pasa a través del geotextil. La diferencia entre ellos es el gasto para la que están diseñados. En la función de filtración, el volumen de agua que pasa a través de la tela es un elemento clave de diseño específicamente señalado en la selección y diseño del geotextil. Para esta función debe de ser capaz de transportar cierta cantidad de agua a través del plano de la tela durante la vida útil para prevenir la acumulación de las presiones de agua.

Lo anterior no sucede en el caso de un geotextil de separación. Aunque el agua puede que pase en cualquier dirección a través del plano de la tela de separación, esto no es un elemento de diseño, ya que las cantidades de agua son relativamente pequeñas, aún en casos de aguas profundas.

- Refuerzo. En esta función el geosintético está sujeto a un esfuerzo de tensión, la poca capacidad que tienen los suelos y las rocas a resistir estos esfuerzos puede incrementarse de manera importante con su uso. De la misma forma en que los esfuerzos de tensión son absorbidos por el acero en una viga de concreto reforzado, el geosintético recibe las fuerzas de tensión que el suelo por sí solo no puede resistir.

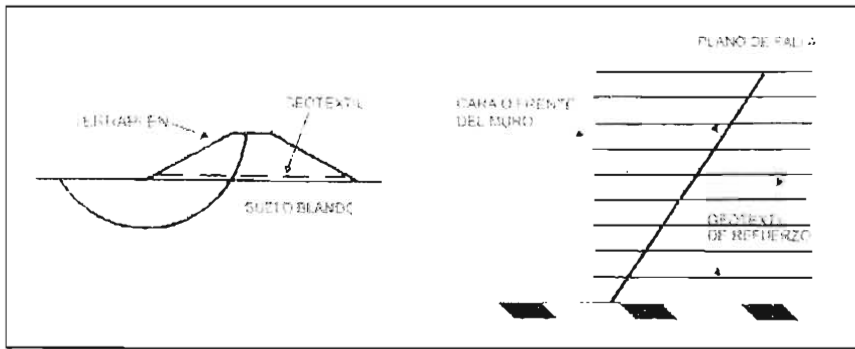


FIGURA 4.10
GEOTEXTILES COMO REFUERZO

- Transmisión. Es la capacidad de permitir que líquidos o gases pueden ser transportados dentro del plano del geosintético, esto es diferente a la función de filtración que involucra el flujo a través del plano. La transmisión se presenta en compuestos geosintéticos, particularmente aquellos que incorporan una red de drenaje o núcleo permeable unido en uno, en ambos lados del. El fluido entra al compuesto a través del geotextil y es llevado en los canales del núcleo a un punto deseado. Como se muestra en la figura 4.12, un compuesto de geotextil/núcleo de drenaje puede proveer un drenaje adyacente a la superficie del muro de contención.
- Protección. Esta función se refiere al uso de un geosintético para proteger a otro componente, generalmente se refiere al uso de un geotextil en la protección de una geomembrana de ser dañada por partículas de rocas, escombros u otros materiales. Se podría argumentar que la tela en esta aplicación está realmente "separando" la geomembrana de un material dañino. Sin embargo, una función distinta es usada

para señalar este papel del geosintético, ya que se utilizan diferentes criterios para diseñar geotextiles para las funciones de separación y protección.

- Barrera. La función de barrera se refiere a la prevención del movimiento de un fluido a través del plano del geosintético. Las aplicaciones típicas incluyen el uso de una geomembrana para delinear estanques o rellenos sanitarios.

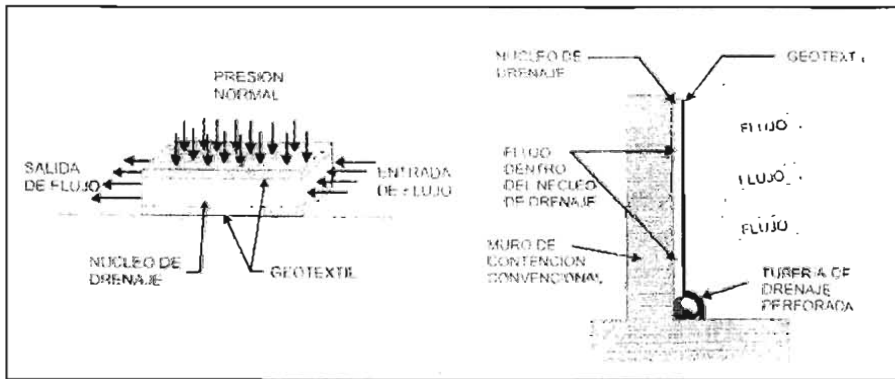


FIGURA 4.11
GEOTEXTILES EN FUNCIÓN DE TRANSMISIÓN

4.3 ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN Y RETENCIÓN

Estos métodos tienen la finalidad, ya sea de evitar los movimientos de material o de contenerlo si el movimiento se presenta, en este segundo caso se da por hecho que se espera la caída, deslizamiento o flujo de suelos o rocas.

4.3.1. MUROS DE CONTENCIÓN

Estas son estructuras destinadas a evitar los movimientos en taludes formados por suelos o fragmentos de roca. Se realizan en la combinación con el método de conformación del talud; ya que en su construcción es necesaria la elaboración de rellenos, y en la mayoría de los casos, cortes en el material que forma el cuerpo del talud. El resultado final es un sistema formado por el terreno de cimentación, el muro propiamente dicho y el material contenido

detrás de éste. La aclaración anterior es importante realizarla debido a que el análisis de los muros de contención presenta un problema diferente al de la estabilidad de taludes.

Las Normas técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones, en el apartado numero 6 referente a muros de contención menciona lo siguiente:

"Las presentes Normas se aplicarán a los muros de gravedad (de mampostería, de piezas naturales o artificiales, o de concreto simple), cuya estabilidad se debe a su peso propio, así como a los muros de concreto reforzado, con o sin anclas o contrafuertes, y que utilizan la acción de voladizo para retener la masa de suelo.

Los muros de contención exteriores construidos para dar estabilidad a desniveles del terreno, deberán diseñarse de tal forma que no se rebasen los siguientes estados límite de falla: volteo, desplazamiento del muro, falla de la cimentación del mismo o del talud que lo soporta, o bien rotura estructural. Además, se revisarán los estados límite de servicio, como asentamiento, giro o deformación excesiva del muro. Los empujes se estimarán tomando en cuenta la flexibilidad del muro, el tipo de relleno y el método de colocación del mismo.

Los muros incluirán un sistema de drenaje adecuado que impida el desarrollo de empujes superiores a los de diseño por efecto de presión del agua. Para ello, los muros de contención deberán siempre dotarse de un filtro colocado atrás del muro con lloraderos y/o tubos perforados. Este dispositivo deberá diseñarse para evitar el arrastre de materiales provenientes del relleno y para garantizar una conducción eficiente del agua infiltrada, sin generación de presiones de agua significativas. Se tomará en cuenta que, aún con un sistema de drenaje, el efecto de las fuerzas de filtración sobre el empuje recibido por el muro puede ser significativo.

Las fuerzas actuantes sobre un muro de contención se considerarán por unidad de longitud. Las acciones a tomar en cuenta, según el tipo de muro serán: el peso propio del muro, el empuje de tierras, la fricción entre muro y suelo de relleno, el empuje hidrostático o las fuerzas de filtración en su caso, las sobrecargas en la superficie del relleno y las fuerzas sísmicas. Los empujes desarrollados en condiciones sísmicas se evaluarán en la forma indicada en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo.

6.1 Estados límite de falla

Los estados límite de falla a considerar para un muro serán la rotura estructural, el volteo, la falla por capacidad de carga, deslizamiento horizontal de la base del mismo bajo el efecto del empuje del suelo y, en su caso, la inestabilidad general del talud en el que se encuentre desplantado el muro.

Para combinaciones de carga clasificadas en la fracción I del Artículo 162 del Reglamento, en la revisión del muro al volteo los momentos motores serán afectados de un factor de carga de 1.4 y los momentos resistentes de un factor de resistencia de 0.7; en la revisión de la estabilidad al deslizamiento y de la estabilidad general del talud. Los momentos o fuerzas motores se afectarán de un factor de 1.4 y las resistentes de un factor de resistencia de 0.9.

Para combinaciones de carga clasificadas en la fracción II del Artículo 162 del Reglamento, en la revisión del muro al volteo, los momentos motores serán afectados de un factor de carga de 1.1 y los momentos resistentes de un factor de resistencia de 0.7; en la revisión de la estabilidad al deslizamiento y de la estabilidad general del talud, los momentos o fuerzas motores se afectarán de un factor de 1.1 y las resistentes de un factor de resistencia de 0.9.

Para muros de menos de 6 m de altura, será aceptable estimar los empujes actuantes en forma simplificada con base en el método semi-empírico de Terzaghi, siempre que se satisfagan los requisitos de drenaje. En caso de existir una sobrecarga uniformemente repartida sobre el relleno, esta carga adicional se podrá incluir como peso equivalente de material de relleno.

En el caso de muros que excedan la altura especificada en el párrafo anterior, se realizará un estudio de estabilidad detallado, tomando en cuenta los aspectos que se indican a continuación:

6.1.1 Restricciones del movimiento del muro

Los empujes sobre muros de retención podrán considerarse de tipo activo solamente cuando haya posibilidad de deformación suficiente por flexión o giro alrededor de la base. En caso contrario y en particular cuando se trate de muros perimetrales de cimentación en contacto

con rellenos, los empujes considerados deberán ser por lo menos los del suelo en estado de reposo más los debidos al equipo de compactación del relleno, a las estructuras colindantes y a otros factores que pudieran ser significativos.

6.1.2 Tipo de relleno

Los rellenos no incluirán materiales degradables ni excesivamente compresibles y deberán compactarse de modo que sus cambios volumétricos por peso propio, por saturación y por las acciones externas a que estarán sometidos, no causen daños intolerables a los pavimentos ni a las instalaciones estructurales alojadas en ellos o colocadas sobre los mismos.

6.1.3 Compactación del relleno

Para especificar y controlar en el campo la compactación por capas de los materiales cohesivos empleados en rellenos, se recurrirá a la prueba Proctor estándar, debiéndose vigilar el espesor y contenido de agua de las capas colocadas. En el caso de materiales no cohesivos, el control se basará en el concepto de compacidad relativa. Estos rellenos se compactarán con procedimientos que eviten el desarrollo de empujes superiores a los considerados en el diseño.

6.1.4 Base del muro

La base del muro deberá desplantarse cuando menos a 1 m bajo la superficie del terreno enfrente del muro y abajo de la zona de cambios volumétricos estacionales. La estabilidad contra deslizamiento deberá ser garantizada sin tomar en cuenta el empuje pasivo que puede movilizarse frente al pie del muro. Si no es suficiente la resistencia al desplazamiento, se deberá pilotear el muro o profundizar o ampliar la base del mismo.

La capacidad de carga en la base del muro se podrá revisar por los métodos indicados en las presentes Normas para cimentaciones superficiales.

6.2 Estados límite de servicio

Cuando el suelo de cimentación sea compresible, deberá calcularse el asentamiento y estimarse la inclinación de los muros por deformaciones instantáneas y diferidas del suelo. Se recurrirá a los métodos aplicables a cimentaciones superficiales." (Referencia 13)

4.3.1.1 MUROS DE GRAVEDAD.

Son aquellos que utilizan su propio peso como elemento estabilizador, no estando diseñados para que trabajen a tensión. Estos pueden ser de mampostería, concreto simple o suelo cemento. Pueden ser útiles en alturas moderadas, y aún así, sólo si su longitud no es muy grande, pues en caso contrario, económicamente representa una mejor opción un muro de concreto armado. Las fuerzas que actúan sobre los muros de gravedad incluyen además de su propio peso, el peso del material en la parte posterior en pendiente y talón, los empujes activo y pasivo, y la presión resultante de la tierra sobre la base. Estos muros pueden fallar por volteo, deslizamiento, sobreesfuerzo de la sección o por falta de capacidad de carga en el terreno de cimentación. Debido a que este tipo de muros no está diseñado para resistir esfuerzos de tensión debe asegurarse de que la resultante de las fuerzas que actúan sobre el muro caiga en el tercio medio de la base de éste, para así asegurarnos de que toda la base está trabajando a compresión, en caso contrario una alternativa para solucionar este problema sería construir un muro de semigravedad.

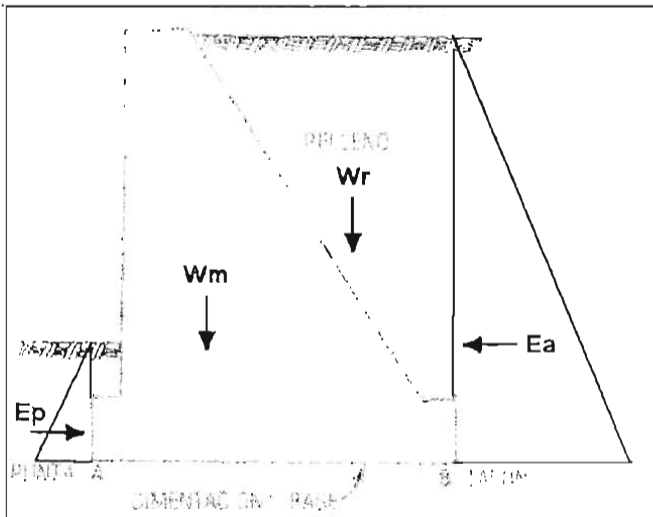


FIGURA 4.12
MURO DE GRAVEDAD

4.3.1.2 MUROS DE GRAVEDAD PREFABRICADOS

Se entiende por muro prefabricado de gravedad aquel formado por elementos prefabricados, que es estable por su propio peso, sin que existan esfuerzos de tensión en alguno de sus elementos. Los muros de gravedad construidos mediante unidades prefabricadas pueden

ser de módulos huecos o de bloques macizos. Sus funciones van a ser tanto de recubrimiento como de sostenimiento o contención de tierras.

- Muros de módulos prefabricados con oquedades. Se refiere a muros de módulos prefabricados formado por piezas huecas que se van encajando unas con otras rellenando posteriormente su interior con tierra. Este tipo de muro admite el cultivo de vegetación reduciendo de este modo el impacto visual provocado por el muro. Estos módulos son elementos prefabricados de concreto armado de longitud y anchura diferentes, según las necesidades del muro. Las formas de estas piezas son variables dependiendo del sistema comercial empleado. La altura máxima aconsejable para este tipo de muro oscila entre los 20 y los 24 metros.
- Muros de bloques macizos. Son muros de bloques macizos encajados entre sí. Existen en el mercado una amplia variedad de bloques utilizados en la construcción de muros. Todos ellos tienen distintas dimensiones, pesos y resistencias, dependiendo del fabricante. El manejo de estos bloques se realiza habitualmente de forma manual, sin requerir medio auxiliar alguno, debido a las pequeñas dimensiones y pesos.

4.3.1.3 MUROS DE CONCRETO ARMADO.

Estos son muros armados interiormente con acero de refuerzo, diseñado para poder soportar esfuerzos de tensión. Estos a su vez se pueden clasificar en:

- Muros de semigravedad. Similar al de gravedad pero ligeramente armado.
- Muros voladizo o en "L". En estos muros el momento de volteo, producido por el empuje del material, es contrarrestado por el peso de las material sobre la zapata. Son los de empleo más común y aunque su aplicación depende, lógicamente, de los costos de excavación, concreto, acero y relleno, puede considerarse que constituyen la solución más económica hasta alturas de 10 ó 12 metros. El tallo del muro se proyecta para resistir los momentos de flexión y el cortante debidos al empuje del suelo. Después se selecciona el tamaño de la losa de base para satisfacer los requisitos de resistencia al volteo y deslizamiento. Si

el fondo plano de la losa no provee suficiente fricción pueden agregarse un dentellón o saliente longitudinal en la parte inferior para este fin.

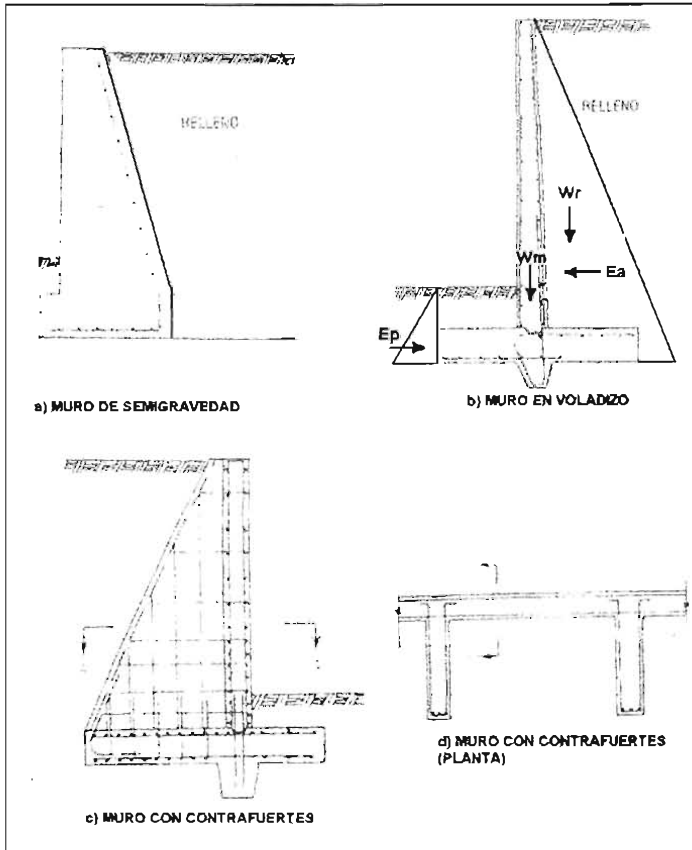


FIGURA 4.13
MUROS DE CONCRETO ARMADO

- Muros con contrafuertes. Los contrafuertes son amarres entre el tallo vertical del muro y su base. Estos pueden estar en cualquiera de las dos caras del muro, presentando características diferentes para cada caso. Constituyen una solución evolucionada de la anterior, en la que al crecer la altura y por lo tanto los espesores del concreto, se busca aligerar las secciones de los muros. Esto conduce a un armado y cimbrado mucho más complejos y a un colado más difícil

y por lo tanto más costoso. Sin embargo, a partir de los 10 ó 12 m de altura es una solución que debe considerarse como alternativa.

- Muros con plataforma estabilizadora o de bandejas. En la cara del relleno se sitúa una o varias plataformas estabilizadoras (bandejas) que reducen el empuje producido por las tierras y los momentos de pantalla. Su concepto es muy diferente del que origina el muro de contrafuertes. Aquí no se trata de resistir el mismo momento flector, sino de reducir los momentos flectores debidos al relleno mediante los producidos por la carga del propio relleno sobre las plataformas. Su inconveniente fundamental radica en la complejidad de su construcción. Pude resultar una alternativa al muro de contrafuertes para grandes alturas.

- Pantallas. Son estructuras ejecutadas en el interior del terreno, previamente a la excavación. Su estabilidad se puede lograr mediante empotramiento, anclaje o el uso de pilotes.

4.3.1.4 MUROS DE CONCRETO PREFABRICADOS

Los muros prefabricados de concreto son aquellos fabricados total o parcialmente en un proceso industrial formados por un elemento plano o nervado, continuo o discontinuo, de concreto armado, pretensado o postensado y empotrado en su base. Posteriormente son trasladados a su ubicación final, en donde son instalados o montados, con la posibilidad de incorporar otros elementos prefabricados o ejecutados en la propia obra. Estos se han clasificado según su diseño estructural.

- Muros de pantalla prefabricada y zapata "in situ". Estos muros se definen como muros de elementos modulares prefabricados de concreto, de secciones nervadas, colocadas de forma continua, adosadas unos a otros, que empotrados en una zapata realizada "in situ", constituyen el paramento exterior del muro.

- Muros de pantalla prefabricada con tirante y zapata "in situ". A estos muros los podemos definir como muros de paneles prefabricados de concreto, planos o nervados, con un tirante y anclados, ambos elementos a una zapata construida "in situ". Su utilización más frecuente es en la construcción de muros de

contención de alturas considerables. Una degeneración de este muro, modificando la solución de tirante, debido al alto volumen de excavación que requiere, consistente en aplicar una plataforma estabilizadora a media altura, logrando de este modo dos cosas: reducir la excavación requerida y reducir las leyes de empuje, pudiendo alcanzar una altura máxima algo superior.

- Muros completamente prefabricados. Son muros en donde el panel y la zapata se han prefabricado conjuntamente formando un solo elemento. Están formados por piezas de concreto en forma de "L", donde alzado y zapata forman un cuerpo monolítico, pudiendo su cara vista tener diferentes acabados Existen sistemas en los que la zapata está parcialmente construida, es decir, la pieza lleva la armadura necesaria para terminar de completar la zapata "in situ".

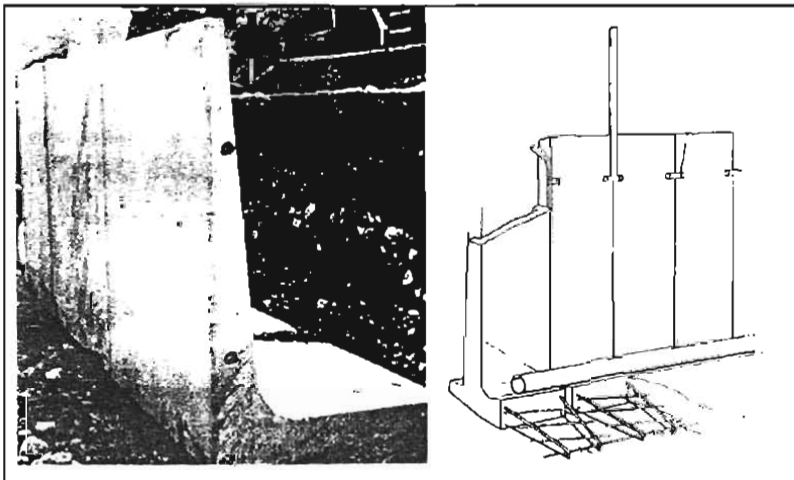


FIGURA 4.14
MURO DE CONCRETO ARMADO PREFABRICADO

4.3.1.5 MUROS DE BLOQUES DE CONCRETO PREFABRICADOS

Son muros realizados mediante la superposición de bloques abiertos, no macizos, unidos entre sí por un mortero de cemento. Su uso se limita a muros pequeños y medianos. En algunos casos puede ser necesario armarlos interiormente con varillas y mortero.

La altura máxima de este tipo de muros depende de la existencia, o no, de un refuerzo interno de los bloques. Es una situación favorable puede oscilar en torno a los tres metros. La cara vista del bloque puede ser lisa, tosca o con formas geométricas.

Los muros también pueden realizarse por bloques aligerados prefabricados de concreto unidos entre sí mediante pernos, sin cama de mortero, y de donde parte el refuerzo del terreno mediante un geotextil. Estas unidades no llevan vegetación en el paramento exterior, y las piezas van unidas entre sí gracias a la propia su propia geometría.

4.3.1.6 MUROS DE TIERRA ARMADA

Los muros de tierra armada son sistemas en los cuales se utilizan materiales térreos como elementos de construcción. La tierra armada es una asociación de tierra y elementos lineales capaces de soportar fuerzas de tensión importantes; estos últimos elementos suelen ser tiras metálicas, de plástico o geotextiles. El refuerzo de tales tiras dan al conjunto una resistencia a tensión de la que el suelo carece por sí mismo, con la ventaja adicional de que la masa puede reforzarse única o principalmente en las direcciones más convenientes. La fuente de esta resistencia a la tensión es la fricción interna del suelo, debido a que las fuerzas que se producen en la masa se transfieren del suelo a las tiras de refuerzo por fricción.

La estabilidad de un muro de contención que se construya con tierra armada debe comprender principalmente dos clases de análisis. En primer lugar tomar el elemento como un conjunto que no será diferente de un muro convencional del tipo de gravedad. En segundo lugar se harán análisis de estabilidad interna básicamente para definir la longitud de las tiras de refuerzo y separación horizontal y vertical, esto para que no se produzca deslizamiento del material térreo respecto a las tiras. Además de lo anterior es importante analizar el riesgo de corrosión en el caso de tiras metálicas o colocar algún elemento frontal que impida la salida de la tierra entre las tiras de refuerzo. El drenaje se deberá planear con las mismas ideas que en los muros convencionales.

El muro de tierra reforzada se puede adaptar a pequeños asentamientos que sufra el terreno; esto es debido a que cada escama del muro se comporta individualmente, siendo capaz de moverse ligeramente sin que se produzcan tensiones en las juntas de las escamas adyacentes. De los análisis y estudios con relación a la tierra armada se ha determinado que existe riesgo de que se presente una falla de cualquiera de los tres tipos siguientes:

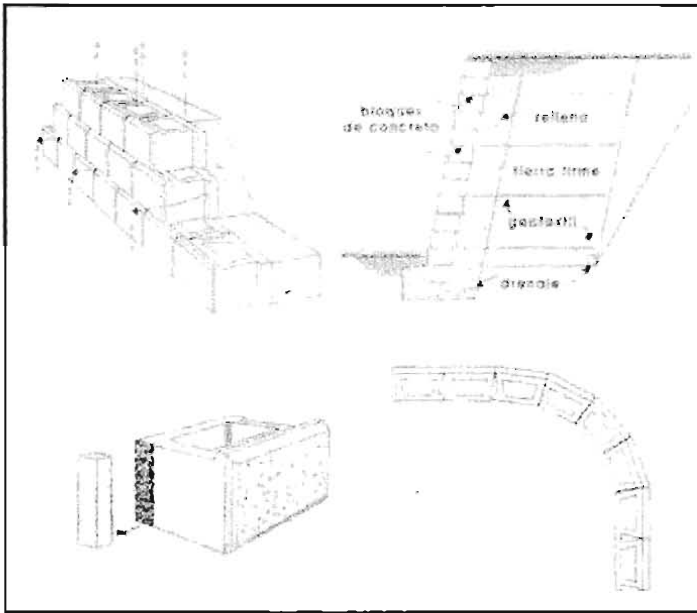


FIGURA 4.15
MURO DE BLOQUES DE CONCRETO PREFABRICADO

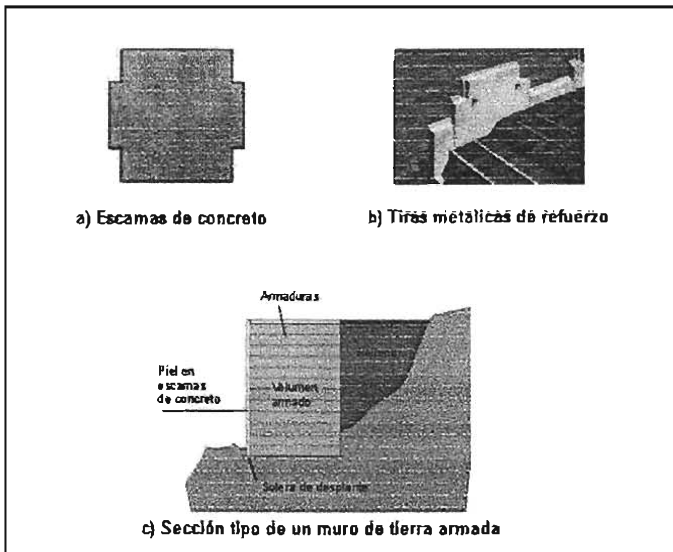


FIGURA 4.16
MURO DE TIERRA ARMADA

1. Una falla en la cual la tierra armada colapsa como un conjunto, sin deformación importante dentro de sí misma. Esta falla puede ocurrir por deslizamiento o volcadura y es análoga a la de un muro de retención convencional que falle por las mismas causas
2. Falla por deslizamiento de la tierra en relación a las tiras de armado, acompañada de una desorganización dentro del cuerpo de tierra armada.
3. Falla por rotura de las tiras de refuerzo, que parece estar asociada a mecanismos de falla progresiva.

El material a usarse para estas estructuras debe ser los de naturaleza friccionante y se estima que falta investigación en el uso de materiales puramente cohesivos. Sin embargo se han construido estructuras con contenido de finos que pasaron la malla N° 200 del orden de 10 y 20%, usando materiales naturales, sin procesos especiales de fabricación.

Se recomienda para la masa de tierra armada una sección próxima a la rectangular, en la que el ancho sea del orden de la altura del muro. La estabilidad interna de la masa de tierra armada puede analizarse por los métodos de: Coulomb y Rankine.

4.3.2. ESTRUCTURAS DE RETENCIÓN

Como ya se menciona en el capítulo anterior entre este tipo de estructuras podemos encontrar a las bermas y trincheras, que son espacios designados a retener los materiales producto de derrumbes o deslaves. Además se tienen a las barreras de retención, y dentro de toda la variedad de materiales que se pueden emplear en su construcción, los muros de gavión representan posiblemente la mejor opción cuando se necesita retener grandes volúmenes de material.

El comportamiento monolítico de las estructuras, la capacidad de sufrir grandes deformaciones sin llegar a la falla o colapso, y el hecho de que aún deformados siguen trabajando prácticamente a toda su capacidad debido al reacondo que se presenta en los fragmentos de roca dentro de la malla; permiten la disipación de energía al contacto con el muro sin obtener a cambio una reacción única, que es el caso que se presenta en las estructuras rígidas como muros de concreto o mampostería. Otra de las ventajas que estos muros "deformables" tienen sobre los muros "rígidos", es que no se necesita de un cimiento

(elemento físico), ya que la cimentación se logra mediante el desplante de los gaviones directamente sobre el terreno.



FIGURA 4.17
MURO DE GAVIÓN COMO ESTRUCTURA DE RETENCIÓN

4.3.3. ANCLAJES

Este es un procedimiento muy útil para la estabilización de bloques de roca, aunque también pueden utilizarse en taludes formados por suelos, para lo cual es necesario recurrir a muros de contención o pantallas de concreto. La aportación que un anclaje hace a la masa de suelo o roca es: que agrega una fuerza más al sistema, que de momento mantiene en equilibrio a la estructura en cuestión, esta fuerza se suma a las fuerzas resistivas aumentando así el factor de seguridad. El sistema de anclaje para garantizar su efectividad debe de estar fijo dentro de la masa de suelo a una profundidad mayor que en la que se encuentran los posibles planos de falla.

Un ancla de este tipo se puede dividir en tres partes:

- La primera de ellas consiste en el elemento el cual estará fijo dentro de la masa de suelo o roca, y este puede ser: un muerto de concreto, una placa de metal hincada en el terreno o lo que comúnmente se maneja en las anclas de fricción, una inyección de concreto en el fondo del mismo barreno por el cual saldrá el tensor.
- Un tensor, que generalmente se trata de un cable de acero de aproximadamente 20 toneladas de capacidad.
- Una zona de apoyo para fijar el tensor, que en el caso de anclaje de rocas duras a veces basta con una placa de acero, pero si se trata de rocas sedimentarias o en el caso de suelos formados por tobas o cenizas volcánicas se construyen dados de concreto armado para crear un área de contacto con el terreno a estabilizar y transmitir la presión de tensado.

El proceso constructivo se puede resumir en: perforación para alojar el ancla, suministro y habilitado, inyectado y finalmente el tensado.

Las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones, en el apartado 7.2.5 Párrafo II correspondiente a la Protección de taludes permanentes, menciona:

“En caso de usar anclas para la estabilización de un talud deberá demostrarse que éstas no afectarán la estabilidad ni inducirán deformaciones significativas en las construcciones vecinas y/o en los servicios públicos. El sistema estructural del ancla deberá analizarse con el objetivo de asegurar su funcionamiento como elemento de anclaje. El análisis de las anclas deberá considerar la posibilidad de falla por resistencia del elemento tensor, de la adherencia elemento tensor–lechada, de la adherencia lechada–terreno y de la capacidad de carga del terreno en el brocal del ancla. La instalación de anclas deberá realizarse con un control de calidad estricto que incluya un número suficiente de pruebas de las mismas, de acuerdo con las prácticas aceptadas al respecto. Por otra parte, se tomarán las precauciones necesarias para proteger las anclas contra corrosión, con base en pruebas que permitan evaluar la agresividad del terreno, principalmente en cuanto a resistividad eléctrica.”

pH, cantidad de sulfuros, sulfatos y cloruros. Se prestará particular atención a la protección de los elementos que no se encuentran dentro del barreno y en especial en la zona del brocal (placas de apoyo, cuñas, tuercas, zona terminal del elemento tensor, etc.)"

(Referencia 13)

Las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas, en el apartado 5.9.2 correspondiente a Anclas e Insertos, menciona:

"Se tomarán las medidas necesarias para que la estructura de concreto resista las cargas transmitidas por las anclas o insertos metálicos con un factor de seguridad adecuado para que la resistencia de diseño de las anclas o insertos no se vea disminuida por fallas locales o generalizadas de la estructura de soporte. El diseño de ésta se hará de acuerdo con las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto.

El diseño de los elementos de acero estructural del inserto se hará de acuerdo con estas Normas:

Los pernos y barras que se utilicen como anclas, y que deban transmitir fuerzas de tensión, estarán ahogados en el concreto una longitud suficiente, y/o tendrán placas de anclaje en el extremo, para transmitir la fuerza de diseño al concreto por adherencia, cortante, aplastamiento, o una combinación de varios de esos efectos.

Las fuerzas cortantes se transmitirán del inserto al concreto por medio de pernos de cortante o por cortante–fricción.

Cuando se suelden elementos a insertos ya instalados, que estén en contacto con el concreto, se tomarán las precauciones necesarias para evitar una expansión térmica excesiva del inserto, que pueda ocasionar descascaramiento o agrietamiento del concreto o esfuerzos excesivos en las anclas del inserto.

El anclaje a estructuras de concreto puede hacerse por medio de elementos postensados de acero de alta resistencia. El material y los requisitos de diseño de los elementos de acero de

alta resistencia y de sus anclajes y accesorios, así como los procedimientos de fabricación e instalación, estarán de acuerdo con las especificaciones de los códigos aplicables.”

(Referencia 14)

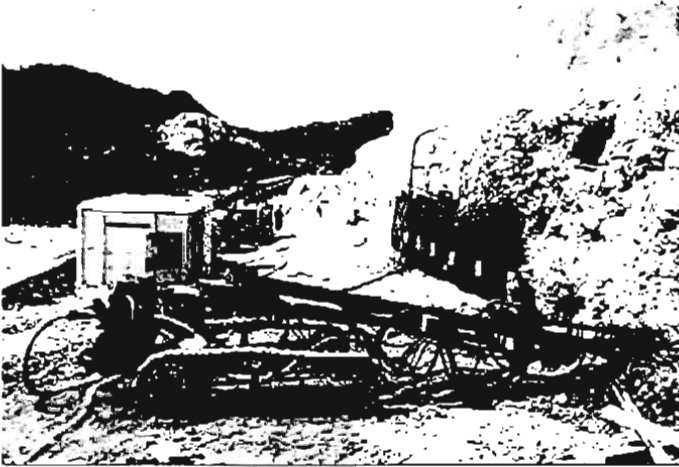


FIGURA 4.18
ANCLAJE EN LA ESTABILIZACIÓN DE TALUDES

4.4 CONTROL DE AGUA SUPERFICIAL Y SUBTERRÁNEA

Quizás el principal factor que lleva a que los taludes presenten problemas de inestabilidad, es la presencia de agua y su movimiento dentro de la masa de suelo, la saturación y el desarrollo de fuerzas de filtración afectan la estabilidad de las masas de suelo. Es por ello que en la mayoría de las obras de ingeniería civil en donde se presentan casos de filtración de agua, es más económico proyectar obras de drenaje que eliminen dichas filtraciones, que proyectar taludes que soporten dicha condición, sistemas que controlen el agua y sus efectos disminuyendo las fuerzas que producen el movimiento de suelos o rocas.

El control de aguas superficial y subterránea se puede lograr mediante:

- Canales superficiales para control de escorrentía, el ejemplo más común de estos son las contracunetas que se construyen ladera arriba de los cortes realizados en obras viales. Fig. 4.16 (a)

- Subdrenes de zanja: muy efectivos para estabilizar deslizamientos poco profundos en suelos saturados subsuperficialmente. Fig. 4.16 (b)
- Subdrenes horizontales de penetración: efectivos para controlar aguas subterráneas, generalmente se tratan de tubos de PVC protegido con geotextil para evitar el lavado de finos. Fig. 4.16 (c)
- Galerías o túneles de subdrenaje: recomendables para estabilizar deslizamientos profundos en formaciones con permeabilidad significativa y aguas subterráneas. Fig. 4.16 (d)

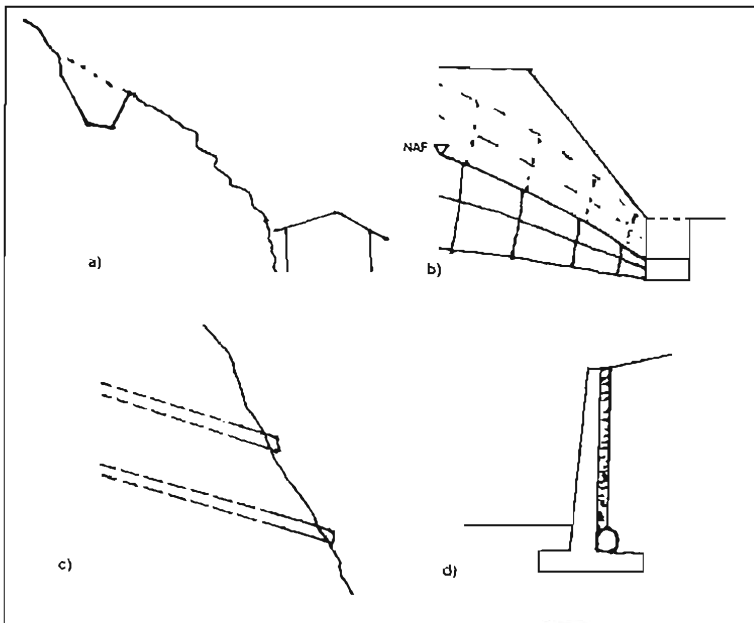


FIGURA 4.19
CONTROL DE AGUA SUPERFICIAL Y SUBTERRÁNEA

4.5 MEJORAMIENTO DEL SUELO

Métodos que aumentan la resistencia del suelo. Incluyen procesos físicos y químicos que aumentan la cohesión y/o la fricción de la mezcla suelo-producto estabilizante o del suelo modificado.

Algunos de los métodos de mejoramiento de suelos son:

- Inyecciones o uso de químicos: método utilizado para mejorar la resistencia o reducir la permeabilidad de macizos rocosos y en ocasiones de suelos permeables. Los más usados son el cemento y la cal, ya sea en forma de inyección o colocándolo en perforaciones sobre la superficie de falla. Generalmente, las inyecciones de cemento o de cal se utilizan en suelos gruesos o en fisuras abiertas y los productos químicos en materiales menos permeables. El caso del cemento es un proceso de cementación y relleno de los vacíos del suelo o roca y las discontinuidades de mayor abertura, aumentando la resistencia del conjunto y controlando los flujos internos de agua. En cuanto a la cal, existe el método de estabilizar terraplenes de arcilla con capas de cal viva. El proceso consiste en hacer reaccionar la cal con la arcilla, produciendo Silicato de Calcio, el cual es un compuesto muy duro y resistente. La estabilización con cal no es efectiva en suelos granulares. Otro sistema es el de colocar columnas de cal previa construcción de una perforación vertical. El efecto de estas es un aumento en la cohesión promedio, a lo largo de una superficie de falla activa o potencial.
- Magmificación: consiste en fundir el suelo a temperaturas de cristalización de más de 5.000°C, produciéndose un magma artificial, el cual se enfría y cristaliza posteriormente para convertirse en roca.
- Congelación: consiste en disminuir la temperatura del terreno en tal forma que el agua se convierte en hielo, lo cual equivale a que se aumenta la resistencia del material. El suelo congelado conforma una especie de pared provisional que permite la excavación.
- Calcinación o Tratamiento Térmico: tratamiento con altas temperaturas, que calcinan el suelo. El suelo se endurece a altas temperaturas debido a que a temperaturas superiores a los 400°C ocurren cambios en la estructura cristalina de los minerales de arcilla. Estos cambios son irreversibles y producen modificaciones sustanciales en las propiedades físicas de los suelos. Una de las propiedades que más se afecta es el

índice plástico, el cual disminuye drásticamente. De igual forma la capacidad de absorción de agua, la expansividad y la compresibilidad disminuyen.

- Explosivos: consiste en producir la licuación de los suelos en un volumen semiesférico de suelo alrededor de cada punto de explosión y así generar compactación. En taludes con factores de seguridad muy bajos, la compactación con explosivos puede producir la falla del talud. Se utilizan cargas de explosivos relativamente pequeñas a espaciamientos entre 3 y 7.5 metros, con explosiones repetitivas.

CAPÍTULO V

ESTABILIZACIÓN DE TALUDES EN ZONAS DE ALTO RIESGO

En este último capítulo se presentan los casos más representativos de situaciones de riesgo por fallas de taludes en Gustavo A. Madero, además del tipo de obras que se han ejecutado, o están en proceso.

La realización de estas obras forma parte del Programa de Mitigación de Alto Riesgo y su finalidad es evitar posibles deslizamientos y derrumbes naturales durante la época de lluvias, protegiendo no sólo a los habitantes de zonas de alto riesgo sino también sus propiedades y a la infraestructura urbana existente.

5.1 IDENTIFICACIÓN DE ZONAS DE RIESGO

Para poder describir el proceso de identificación de zonas de riesgo y sus puntos críticos, primero se debe de conocer la forma en que opera administrativamente esta institución.

La delegación Gustavo A. Madero se encuentra geográficamente dividida en diez zonas territoriales, dicha división tiene el objetivo de que exista un mayor acercamiento y así dar mayor atención a la población, esto se logra mediante las direcciones territoriales que son las oficinas a las cuales la gente acude a manifestar sus demandas, en este caso, la existencia de riesgo en que se encuentran sus viviendas. Posteriormente cada dirección territorial programa visitas de campo para reconocer estos puntos, identificar si es competencia de la delegación el ejecutar obra, es decir si el problema se puede solucionar mediante obra pública y finalmente dar conocimiento de ello a la Dirección General de Obras y Desarrollo Urbano (DGODU) y más específicamente a la Unidad Departamental de Mitigación de Riesgos (UDMR). Una vez que la UDMR sabe de la situación ésta debe de realizar los trámites necesarios, para poder contratar a la empresa que se encargara de realizar los estudios correspondientes para la elaboración del proyecto ejecutivo.

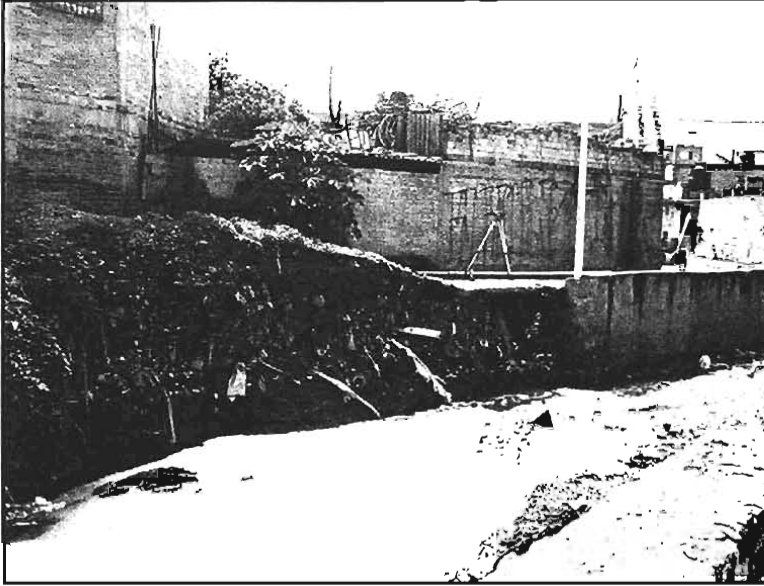


FIGURA 5.1

LA SOCAVACIÓN EN LAS MÁRGENES DE LOS RÍOS DE LA ZONA REPRESENTA UNA SITUACIÓN DE RIESGO

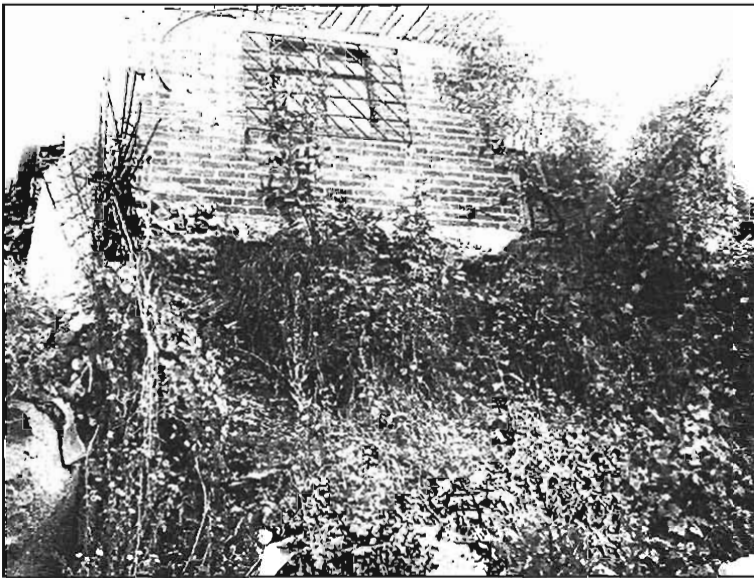


FIGURA 5.2

ES COMÚN ENCONTRAR VIVIENDAS EN LAS CORONAS DE LOS TALUDES EN ESTA ZONA DE LA DELEGACIÓN

Con dicho proyecto ejecutivo es posible ahora realizar la contratación de otra empresa para la realización de la obra, lo anterior debido a que la delegación no cuenta con la infraestructura necesaria para ello.

De los sitios conocidos como de ALTO RIESGO dentro de la Delegación, se encuentran ubicados en su gran mayoría dentro del Valle de Cuauhtepac que comprende las colonias: Prados de Cuauhtepac, Verónica Castro, Tlalpexco, Vista Hermosa, La Casilda y Tlacaelel, Chalma de Guadalupe, Candelaria, San Juan y Guadalupe Ticomán en las Direcciones Territoriales 8, 9 y 10, los riesgos están determinados principalmente por la interacción entre los asentamientos urbanos y las condiciones geológicas, orográficas y topográficas propias del lugar, incidiendo notablemente su vulnerabilidad ante la presencia de un fenómeno del tipo geológico e hidrometeorológico.

5.2 OBRAS PARA LA MITIGACIÓN DE RIESGOS

La UDMR realiza anualmente un promedio de 20 obras destinadas a proteger las vidas, viviendas e infraestructura urbana que se encuentran en peligro por posibles fallas de taludes dentro de GAM.

Los riesgos que suelen presentarse en taludes y laderas en esta región son principalmente:

- Inestabilidad por exceso de carga en las coronas de los taludes.
- Falta de capacidad de carga de los suelos en rellenos elaborados sin control.
- Deslaves en laderas, barrancas y márgenes de ríos por efecto del agua.
- Inestabilidad en bloques de roca en laderas y cantiles.

La solución más recurrente para atender situaciones donde el riesgo presente esta representado posibles movimientos de tierra, son los muros de contención, generalmente muros de concreto armado aunque también suelen utilizarse los de mampostería. Estas alternativas de solución son propuestas por las empresas que realizan los estudios de mecánica de suelos, propuestas que además de disminuir los riesgos, buscan un mejoramiento urbano, de vialidades y espacios públicos; con el fin aumentar de esta manera la calidad de vida de los habitantes de la zona. Entre las obras complementarias a los muros

de contención se encuentran la construcción de guarniciones, banquetas, escalinatas, andadores y barandales.

Desafortunadamente en la realización de estas obras es común encontrar una serie de situaciones que dificultan los trabajos, desde los estudios de mecánica de suelos, hasta la realización de la obra. Entre los puntos que hay que considerar, están: trabajar en suelos formados por rellenos elaborados con escombros, cascajo y costaleras, suelos que por sus características tan heterogéneas son imposibles de clasificar y obtener los resultados de las pruebas de laboratorio necesarias para la elaboración de los correspondientes cálculos de estabilidad; la dificultad para acceder a algunos sitios, esto debido a las condiciones de las vialidades (estrechas y con grandes pendientes) o la carencia de las mismas, se debe de trabajar sin dañar las construcciones aledañas lo cual resulta complicado debido a la deficiente calidad con la que fueron elaboradas.



FIGURA 5.3

EL PASO DE LOS VEHÍCULOS SOBRE LA AV. BRECHA DEL CHIQUIHUIE Y LA INESTABILIDAD DE ESTE TALUD PROVOCABAN DESLAVES Y FRACTURAMIENTOS DE LA BANQUETA Y DE LA CARPETA ASFÁLTICA (IZQUIERDA), ESTO SE SOLUCIONÓ CON LA CONSTRUCCIÓN DE UN MURO DE CONTENCIÓN, RESPETANDO EL PREDIO ADYACENTE, JUNTO CON UN PROYECTO DE MEJORAMIENTO URBANO (DERECHA).

La protección de taludes con concreto lanzado es otra de las soluciones que suelen utilizarse, sobre todo para evitar la erosión y evitar la infiltración de agua.

Cabe recordar que como este tipo de obras se realiza con recursos públicos es imposible atender casos en los cuales la situación de peligro se localice dentro de un predio.

En los casos en los que las obras a realizar se localicen en el cauce de algún río, se tendrán que realizar las solicitudes de no impedimento a la Comisión de Aguas del Distrito Federal o a la Comisión Nacional del Agua en caso de que la primera así lo requiera.

Además en hay que contemplar la elaboración de estudios de impacto ambiental, esto principalmente en las obras que se sitúan en la denominada zona ecológica y que por la clasificación de uso de suelo corresponde a suelo de conservación. Estos estudios constan de una serie de recomendaciones para compensar los daños provocados durante la realización de las obras.

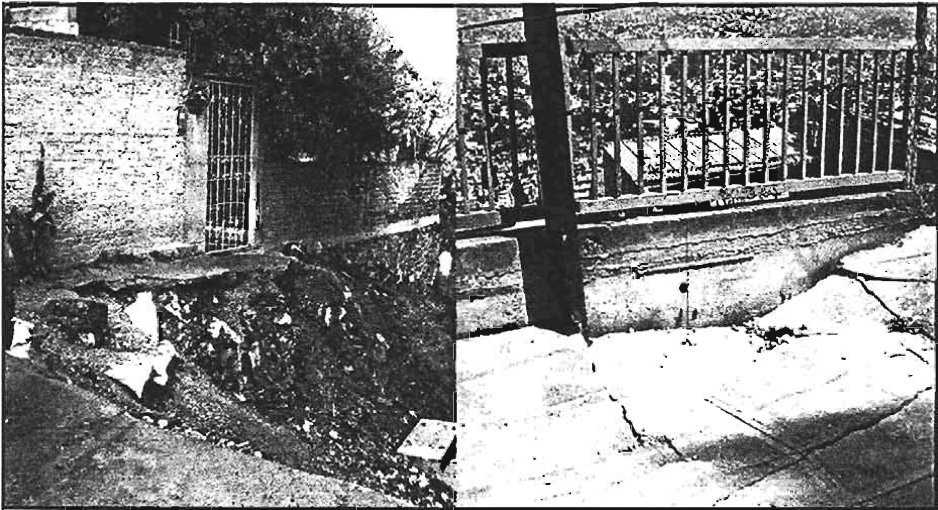


FIGURA 5.4

LA CONSTRUCCIÓN DE VIVIENDAS E INFRAESTRUCTURA URBANA SOBRE RELLENOS ELABORADOS SIN NINGÚN CONTROL PONE A LA POBLACIÓN EN UNA SITUACIÓN DE RIESGO

5.3 CASO DEL CERRO CABEZA DE ÁGUILA

5.3.1 PROBLEMÁTICA EN CERRO CABEZA DE ÁGUILA

El 4 de septiembre de 1999 un bloque de roca se desprendió y cayó cerca de la colonia Luis Donaldo Colosio poniendo en peligro a la población y resaltando el hecho de que entre las construcciones más próximas se encuentran tres escuelas. Lo anterior confirmó la necesidad de un análisis de riesgo. Por ello la Delegación realizó durante el año 2001 un Convenio de Colaboración con la Universidad Nacional Autónoma de México, para realizar el proyecto denominado: "Evaluación de peligro y riesgo de derrumbes: soluciones al problema de caída de rocas del cantil oriental del Cerro Cabeza de Águila", en el cual se establece el diseño de las obras y tratamientos requeridos para lograr la seguridad de las áreas habitadas que se localizan en la parte inferior de la ladera que bordea el cerro, el reporte incluye un estudio de estabilidad de las rocas del cantil y una serie de propuestas para dar solución integral al problema de caída de rocas en la ladera oriental del cerro, mediante la construcción de muros gavión para contener los desprendimientos descritos con anterioridad.

Al mismo que se realizaban los análisis de riesgo se construyeron dos muros de concreto armado con una longitud de 164 metros lineales para retener futuros desprendimientos de material. Desafortunadamente sus especificaciones no fueron documentadas o fundamentadas por el constructor. Por ello dentro del estudio antes mencionado se incluyó un análisis para determinar la capacidad de estos muros a resistir impactos.

El análisis de los peligros se realizó tomando en cuenta el alcance máximo de los bloques de diversos tamaños y sus trayectorias mediante simulaciones tridimensionales hechas por computadora.

Conforme al estudio existen cuatro prioridades que se deben resolver con la construcción de muros gavión, por orden de importancia y grado de riesgo se dividieron del I al IV, siendo la Prioridad I los muros 1, 2, 3 y 4; la Prioridad II muros 7, 8 y 9; Prioridad III muros 7' y 8' los cuales se definen bajo el mismo carácter numérico por encontrarse en el mismo eje vertical que los 7 y 8, quedando definidas sus ubicaciones dentro de la zona urbana y la Prioridad IV con los muros 5, 6, 10 y 11.

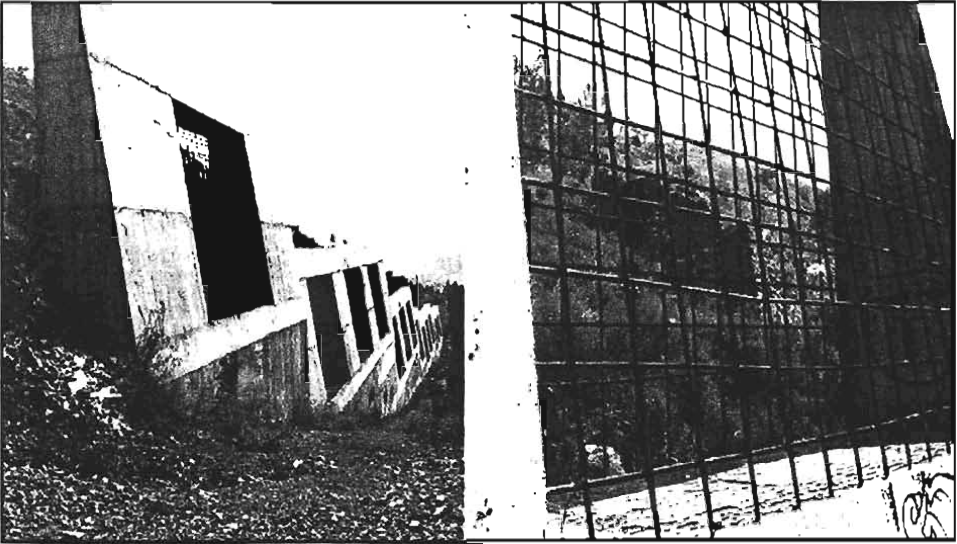


FIGURA 5.5
MUROS DE CONCRETO EN EL CERRO CABEZA DE ÁGUILA

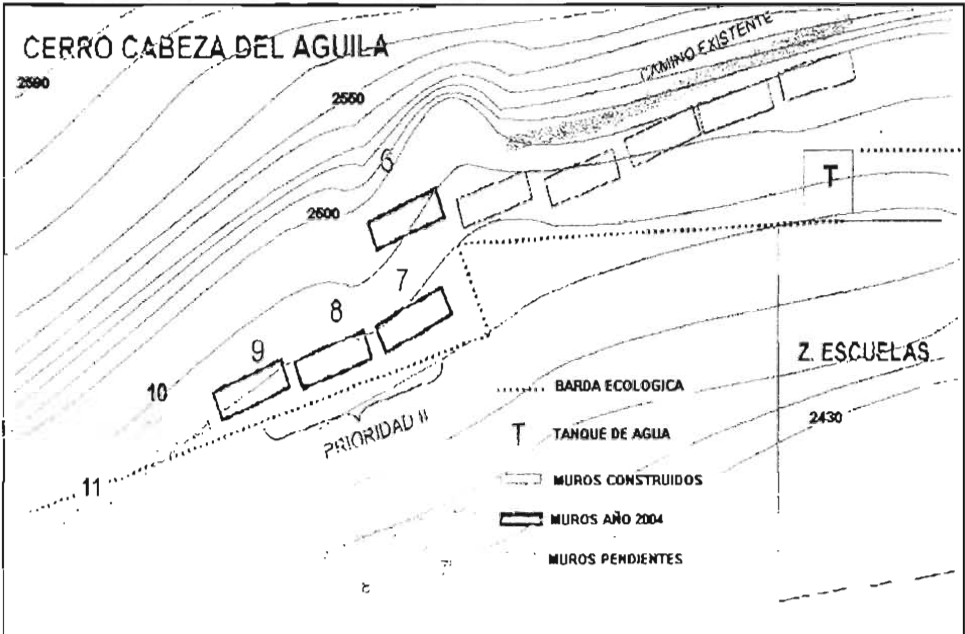


FIGURA 5.6
CROQUIS DE LOCALIZACIÓN DE MUROS DE GAVIÓN

En el año 2004 se pretendía atender la Prioridad No. II, por ser la siguiente en riesgo, toda vez que en el 2003 se atendió al cien por ciento la prioridad I y el muro N° 5 de la Prioridad IV, el cual se encuentra en el mismo nivel de trazo de los muros correspondientes a la primera prioridad. Así mismo, se incluye para el presente año la construcción del muro 6, que si bien pertenece a una etapa de prioridad IV, por la topografía del terreno es necesario ejecutarlo antes de iniciar los muros ya programados o de lo contrario el acceso al sitio determinado para su edificación se verá restringido u obstaculizado. Cabe señalar que las etapas con prioridad III y los muros faltantes de la Prioridad IV que representan menor riesgo, quedaran pendientes a ejecutar en próximos ejercicios presupuestales

5.3.2 DESCRIPCIÓN DEL CANTIL EN CABEZA DE ÁGUILA

Se localiza en la parte sur del cerro Cabeza del Águila y tiene una altura aproximada de 50 m. entre las cotas 2500 y 2550 con respecto al Nivel Medio del Mar. La parte más alta tiene 250 m. de desarrollo longitudinal con orientación NE-SW y con pendientes entre los 70° y 90° con respecto a la horizontal.

En esta zona las rocas están totalmente expuestas y solo en algunas partes hay vegetación, que crece aprovechando las bermas naturales que quedan entre los bloques de roca. En la parte superior del cantil la pendiente se suaviza hasta la cota 2590, mientras que a partir de la base del cantil y hacia abajo, la pendiente del terreno es de 30° a 32°, conservándose así aproximadamente hasta la cota 2430. A partir de esa cota el terreno cambia nuevamente a pendientes aproximadas al 18°, en donde empiezan las primeras construcciones.

El cantil esta constituido por bloques de roca de forma prismática o columnar, debido a la presencia de varias familias de fracturas subverticales que se encuentran en el macizo rocoso de manera sistemática.

Los procesos de intemperismo y erosión que han actuado sobre la roca del cantil provocaron en el pasado la caída de varios bloques, los cuales están depositados en diversas partes sobre la superficie de la ladera inferior. Algunos de estos bloques están al pie del cantil y son susceptibles a rodar.

5.3.3 SOLUCIONES EN CERRO CABEZA DE ÁGUILA

Finalmente, de los estudios realizados podemos reducir las posibles soluciones de estas situaciones de riesgo a:

- Evitar que los bloques caigan
- Dejar que caigan y contenerlos en las laderas.

El procedimiento adecuado se elegirá dependiendo de: la seguridad del personal durante la ejecución y tratamiento, el costo y duración del tratamiento, garantía de funcionalidad a largo plazo, siendo los procedimientos que se eligieron para la solución de este caso los siguientes:

- Tratamiento a base de perforaciones para drenaje del macizo rocoso, la orientación y distribución de los drenes dependerá de las condiciones de fracturamiento locales.
- Protección superficial y refuerzo en la base de los bloques por medio de mampostería aglutinada con mortero o concreto simple, en ambos casos hay que considerar los drenes en la protección. Esta solución se empleará en el caso de bloques en los que su base este formada por un estrato débil o erosionable, en algunos casos es necesario reponer la base de los bloques cuando ésta se encuentre parcialmente erosionada, la elección de emplear concreto o mampostería depende principalmente del costo y en ocasiones de la disponibilidad de materiales y accesibilidad.
- Retiro de bloques: Los boques de tamaño pequeño y en condiciones críticas de estabilidad pueden ser retirados. Para ello, los bloques se envolverán en malla de acero y se amarraran con cables para su retiro, posteriormente se pueden reducir de tamaño empleando líquidos expansivos o realizando pequeñas perforaciones cargadas con pólvora negra para que una explosión fracture la roca. La selección de los bloques que se pueden retirar se debe de realizar directamente en el campo con el personal especializado en realizar ese tipo de trabajo.

- Anclaje de bloques. La distancia, orientación y longitud de las anclas dependerá de la altura de los bloques y frecuencia del fracturamiento. Con respecto a anclas e insertos se deberá de cumplir con lo que las Normas Técnicas Complementarias para diseño y construcción de estructuras metálicas, del Reglamento para Construcciones del Distrito Federal mencionan al respecto.

- Muros de gavión. Éstos se consideraron como la mejor solución debido a que las condiciones de terreno dificultaban el acceso al sitio (al cantil) para realizar los trabajos correspondientes a las soluciones antes mencionadas, además de que se pondría en riesgo la seguridad del personal. Las condiciones de costo, duración del tratamiento y garantía de funcionalidad a largo plazo las cumplen satisfactoriamente los muros de gaviones. Como ya se menciona en el capítulo anterior, este tipo de estructuras deben de estar diseñadas considerando los volúmenes de material que deben contener, así como la energía de impacto que deben resistir. A pesar de que los gaviones son estructuras permeables, se considero la construcción de varios muros en vez de un solo muro continuo, para facilitar las condiciones de drenaje. El espacio entre muros deberá ser recubierta con mampostería en forma escalonada para evitar la erosión. Para la construcción del muro se llevarán a cabo excavaciones a cielo abierto en terreno natural, para formar la sección adecuada para el desplante de los muros, ésta superficie de desplante se constituirá de pequeñas terrazas ó plataformas horizontales procurando alcanzar el terreno duro ó estrato rocoso. Debido a que el terreno es heterogéneo, la solución en cada caso se realizará evaluando la procedencia de excavación en material tipo III, complementado con base de concreto ciclópeo de $f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$, siguiendo el criterio de que este último es menos peligroso que el excavar ó demoler. Las alturas de los muros varían dependiendo de las posibles trayectorias calculadas, éstas pueden ser de 3, 4, 5 o 6 metros medidos en la parte posterior del muro y la altura frontal de los muros variara en función de la topografía. Detrás del muro se debe de construir una zanja rellena con gravilla o tezontle que ayudará para aumentar la efectividad del muro.

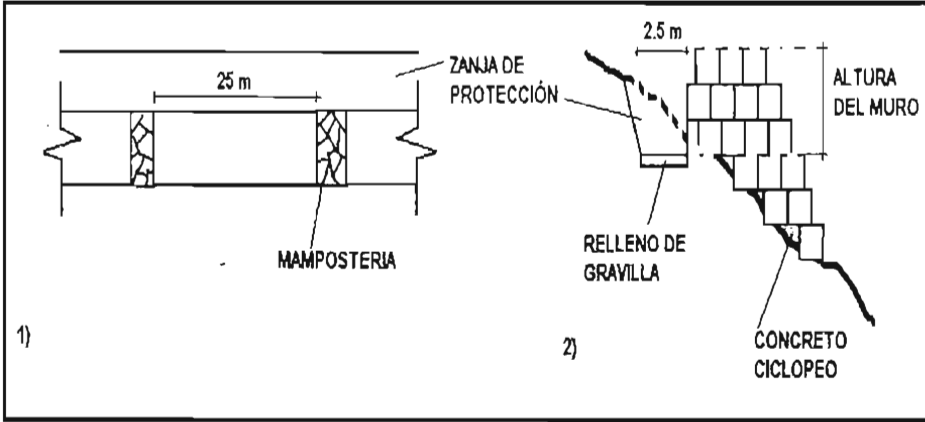


FIGURA 5.7
MURO DE GAVIONES: 1) PLANTA DEL MURO, 2) PERFIL DEL MURO

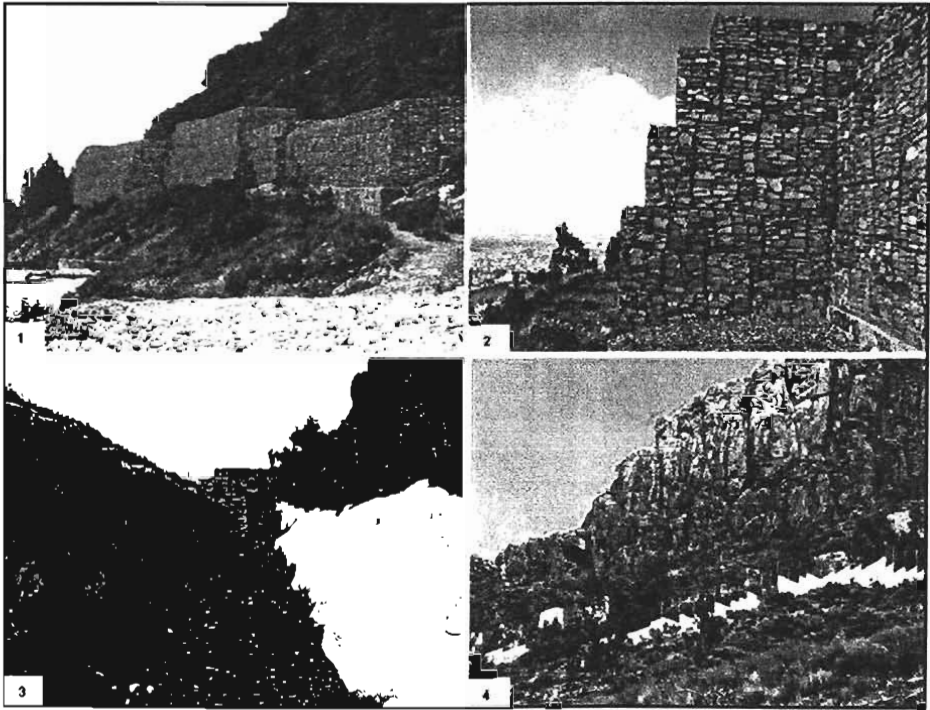


FIGURA 5.8
1) MUROS 1, 2, 3 Y 4. 2) PERFIL DEL MURO 4 3) ZANJA DE PROTECCIÓN
4) VISTA DEL CANTIL DE CABEZA DE ÁGUILA

5.4 CASO DEL CERRO DEL CHIQUIHUIE

El cerro del Chiquihuite se ubica en la porción oriental de la sierra de Guadalupe. La cima del cerro se encuentra a la elevación 2730 y las faldas del mismo en la elevación 2250 en su porción mas baja ubicada hacia la ladera sur del mismo.

Morfológicamente el cerro tiene una forma alargada en dirección norte sur siendo las laderas mas escarpadas y de mayor pendiente la oriente y poniente en donde, además se presentan las condiciones de mayor riesgo geotécnico por desprendimientos de bloques de roca desde taludes muy escarpados y altos, y en el caso de la ladera oriente con viviendas muy próximas a estos taludes. La ladera sur tiene una pendiente promedio del orden de 25° con zonas locales de fuerte pendiente que llegan a alcanzar los 40°.

5.4.1 RIESGOS O PELIGROS GEOLÓGICOS IDENTIFICADOS

Las colonias San Juan Ticomán y La Candelaria Ticomán que se encuentran en las faldas de la ladera sur del cerro son las más vulnerables al impacto por desprendimientos de roca, y de ambas, la colonia San Juan Ticomán es la mas expuesta al peligro geológico procedente de la zona ecológica (arriba del muro que delimita a la zona urbana) particularmente, por las características topográficas locales y la presencia de afloramientos de bloques columnares de rocas fracturadas existentes entre las elevaciones 2450 y 2370, que pueden dar lugar a desprendimientos.

Existen también afloramientos de roca (taludes y bloques columnares) en la zona urbana de las colonias Candelaria y San Juan Ticomán que se ubican tanto en predios particulares, como en vialidades que también deben ser consideradas de riesgo, por la posibilidad de ocurrencia de desprendimientos de bloques de roca que puedan afectar vialidades, viviendas, infraestructura urbana y a personas.

En términos generales el sitio de estudio se dividió en cuatro zonas, elegidas en función de los parteaguas topográficos locales identificados en la ladera sur del cerro Chiquihuite que propician que los desprendimientos de bloques se encaucen por cada una de estas zonas. A continuación se describen estas zonas las cuales se señalan en la figura 5.10.



FIGURA 5.9
PLANO DE LOCALIZACIÓN DEL ÁREA EN ESTUDIO

5.4.2 ZONIFICACIÓN DE RIESGO

- **ZONA 1.** Ubicada en la porción oriente de la ladera sur del cerro, es en la que existen mayores condiciones de riesgo de desprendimiento de bloques ubicados en los afloramientos que sobresalen entre las elevaciones 2450 y 2370. La zona donde se concentran los bloques forma parte de un antiguo deslizamiento en el que se aprecia una importante zona de brecha bien consolidada y cementada sobre la que descansan rocas dacíticas que muestran pseudoestratificación y afectadas por un fracturamiento semivertical. Las fracturas principales delimitan grandes bloques columnares, algunos de los cuales se encuentran de pie y otros recostados en la ladera. En la mayor parte de los casos la pseudoestratificación buza hacia la ladera del cerro lo que es favorable debido a que la mayor parte de los bloques colapsados producto de anteriores fallas de estas columnas han quedado recostados sobre la ladera del cerro, sin proyectarse pendiente abajo. La afectación principal que causaría la ocurrencia de falla por deslizamiento, volteo o desprendimiento de bloques tiene incidencia principalmente en la franja de viviendas aledaña al muro ecológico. Además, fueron identificados también taludes de roca ubicados bajo la barda ecológica en calles y zonas de viviendas ya edificadas, que presentan riesgos de fallas menores, especialmente en una franja ubicada en la colonia San Juan Ticomán.

- **ZONA 2.** Ubicada en la porción sur centro de la ladera sur, con afectación parcial de una pequeña franja de las colonias San Juan Ticomán y Candelaria Ticomán, solo se identificaron dos afloramientos arriba de la barda ecológica que presentan riesgo bajo de desprendimiento de bloques. Bajo la barda ecológica no se detectaron condiciones de riesgo geológico (taludes naturales) o geotécnico (taludes producto de cortes), por lo que esta zona puede clasificarse como de bajo riesgo.

- **ZONA 3.** En la figura 5.10 pueden apreciarse los límites de esta zona que comprende una porción de la ladera sur del cerro Chiquihuite y gran parte de la colonia Candelaria Ticomán. Arriba del muro ecológico no hay ningún tipo de peligro geotécnico. La pendiente de la ladera es de poca inclinación y el macizo rocoso muestra afloramientos de poco tamaño y muy distantes a la barda ecológica. En la colonia Candelaria cuyas viviendas se encuentran pendiente abajo del muro

ecológico también hay pocos afloramientos de roca de bajo riesgo que requieren solo tratamientos menores de reposición de roca y calafateo de grietas.

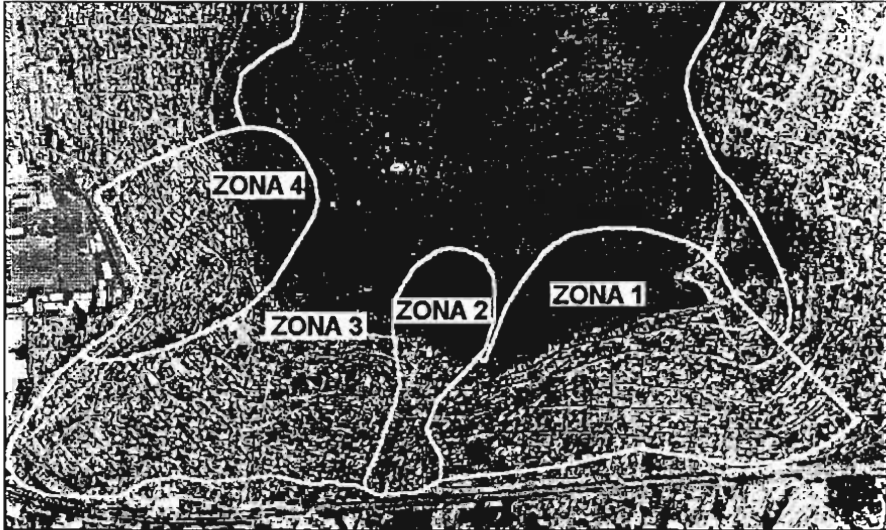


FIGURA 5.10
DELIMITACIÓN DE LAS ZONAS DE PELIGRO

- **ZONA 4.** Ubicada en la porción poniente de la ladera sur del cerro, no presenta afloramientos arriba de la barda ecológica que representen riesgo para las viviendas, vialidades e infraestructura en general de la colonia Candelaria Ticomán por el mismo motivo descrito para la zona 3; sin embargo bajo la barda ecológica si se identificaron zonas de riesgo en zonas donde ya hay viviendas edificadas.

5.4.3 TIPO DE RIESGO

Los riesgos detectados tanto en la zona ecológica, como en la zona urbana, pueden tipificarse de la siguiente forma:

- Fallas de roca en laderas naturales
- Fallas en cortes en roca realizados para vialidades o para alojar plataformas para viviendas.

Dentro de estos dos tipos generales de riesgo pueden observarse los siguientes casos particulares:

- Fallas en bloques de roca por erosión o pérdida de apoyo al pie.
- Fallas en zonas locales por erosión de la cobertura de suelo donde se apoyan bloques de roca previamente fallados.
- Remoción o desprendimiento de fragmentos de roca que acuñan a otros fragmentos en la cara de bloques o taludes o en cúmulos de bloques sueltos agrupados en zonas de baja pendiente o retenidos por barreras de roca.

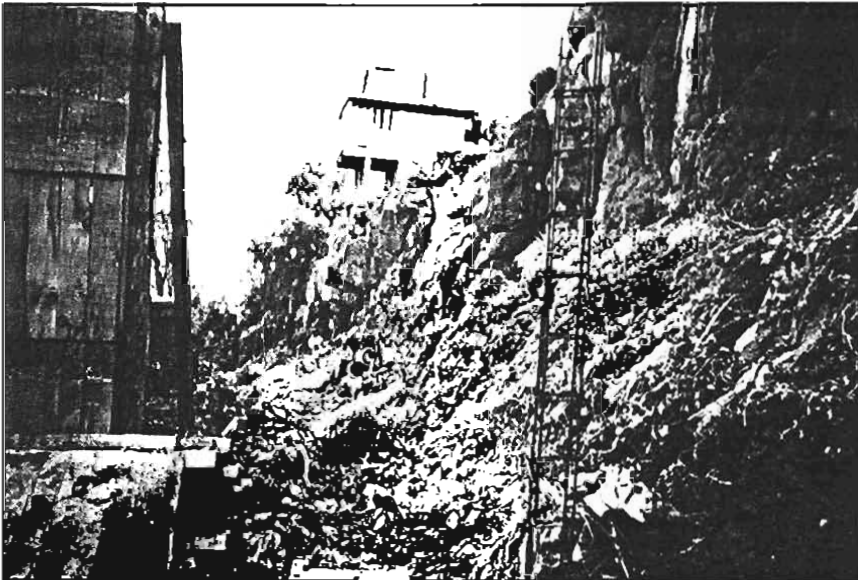


FIGURA 5.11
DENTRO DE LA ZONA URBANA EXISTE EL RIESGO DE DESPRENDIMIENTO DE BLOQUES

El tipo de falla dependerá de las condiciones particulares existentes de apoyo, la geometría del sitio, densidad de fracturamiento y dirección y echado de fracturas, presencia de agua y agentes erosivos, pudiendo presentarse falla por pérdida de apoyo al pie, falla por volteo (posible en la gran mayoría de los bloques columnares que se observan en el sitio y debido en gran medida a erosión al pie de bloques), falla por deslizamiento (en superficies de fracturas inclinadas y con echado hacia la cara del talud o del bloque y en sitios donde los bloques descansan en cobertura de suelo), falla por desprendimiento de bloques en

cantiliver con fracturas semiverticales en el respaldo, falla por remoción o reacomodo de bloques clave que acuñan a otros bloques apilados sobre el o acuñados con el



FIGURA 5.12
UN DESLIZAMIENTO FUERA DEL ÁREA URBANA PODRÍA LLEGAR AFECTAR A LAS VIVIENDAS

5.4.4 SOLUCIONES DE MITIGACIÓN DE RIESGOS

Las soluciones de remediación o mitigación para asegurar la estabilidad de los bloques que se consideraron en estado mas crítico consistirá en la mayor parte de los casos en realizar reposición de roca al pie de bloques erosionados que han perdido apoyo, así como construcción de muros de mampostería que tendrán la doble función de reposición y contención por apuntalamiento al pie de los bloques, complementada con junteo o calafateo parcial o total de grietas y fracturas para evitar la progresiva erosión, empujes de agua y crecimiento de árboles en ellas. Además el relleno de gnetas y fracturas aumenta la resistencia a los esfuerzos cortantes que actúan en los bloques.

En otros casos se recurrirá al uso de cables de acero colocados en los bloques para asegurar su estabilidad, anclas largas de fricción, concreto lanzado y drenes.

Todas las soluciones recomendadas son estimadas, por lo que no se realizaron análisis de estabilidad en ningún caso y son producto de una evaluación de campo. Esto se debió por una parte al corto tiempo que se asignó a este trabajo lo cual no permitía realizar limpieza y deshierbe para verificar continuidad, apertura y condiciones de apoyo, ni hacer levantamientos geométricos de detalle de cada bloque, ni obtener muestras y realizar pruebas de resistencia; por otra parte, en caso de haberse realizado los análisis adecuados, podríamos haber obtenido factores de seguridad mayores a la unidad, no obstante se hubieran recomendado por prevención el uso de los mismos tratamientos o soluciones de mitigación para alcanzar valores mas altos del factor de seguridad, sobre todo en los casos de potenciales fallas en zonas de viviendas.

En el estudio se enlistan las soluciones de mitigación específicamente recomendadas en bloques y taludes tanto de la zona ecológica, como de la zona urbana, utilizando fichas geotécnicas que muestran los datos de ubicación de cada bloque o talud, el grado de riesgo y gráficamente sobre una fotografía del bloque o del talud se muestra la solución geotécnica recomendada. Por tratarse en la mayoría de los casos de zonas de geometría irregular, no se dimensiona el elemento estabilizador que rellena las oquedades o que sirve de contención; sin embargo, en las fichas se dan los criterios generales a seguir para la construcción de los mismos y la zona en la que habrá que aplicar la solución.

Falta establecer volumetría, cantidades de obra y elaborar el catálogo de conceptos para fines de contratación de los trabajos constructivos. La volumetría y cantidades de obra son difíciles de evaluar en esta etapa por la falta de un dimensionamiento mas detallado de los huecos por rellenar para reposición de roca o para relleno de grietas que en muchos casos por ser irregulares no es posible saber de antemano los volúmenes que consumirán; por otro lado falta hacer remoción de basura, limpieza y deshierbe para descubrir grietas y fracturas y ver su continuidad y la geometría real de los bloques, por lo que deberán estimarse los volúmenes más importantes y contratar los servicios por destajo, tomando decisiones en campo a partir de los lineamientos y recomendaciones establecidas en este informe.

Es importante mencionar que resulta indispensable en este caso que antes de iniciar los trabajos de construcción la Delegación haga recorridos con el contratista y con la supervisión, para indicar físicamente en campo, cual es el propósito de las soluciones

adoptadas y como se ejecutarán en cada caso. De tal forma conciliar con ambos (constructor y supervisor) para que puedan adoptar los criterios de diseño utilizados y los apliquen selectivamente para cada caso específico y, ya durante la construcción, para verificar que han sido comprendidos los criterios básicos para la toma de decisiones y la forma de efectuar los trabajos.

Las soluciones de mitigación de riesgo recomendadas son:

- Limpieza y deshierbe de bloque y zona aledaña en una franja de 2 m alrededor de éste.
- Tala de árboles, extracción de tocones y aplicación de químicos para inhibir crecimiento futuro de raíces en fracturas que delimitan al bloque dentro de la franja de 2 m alrededor del mismo.
- Cancelación de fugas de agua y de drenajes que viertan agua sobre las caras de los taludes y construyendo bordillos en las vialidades, encauzando apropiadamente el agua con lavaderos, cajas y bajantes de mampostería o de concreto fuera de la zona de taludes.
- Derrumbe o movimiento de bloques hacia zonas que garanticen su estabilidad mediante el uso de cables de acero, utilizando protecciones para evitar daños.
- Retirar capa de suelo y fragmentos de roca sueltos o semisueltos en la corona de bloques o taludes y en las caras de los mismos utilizando barretas metálicas, picos, palas y/o chiflón de agua a presión.
- Escarificado de roca al pie con cincel para lograr una buena adherencia del mortero o concreto.
- Excavación de forma manual en material tipo II-A hasta alcanzar roca, para desplante de muros o para construcción de rellenos de oquedades para reposición de roca.

- Excavación en roca, al pie de bloques potencialmente inestables, para formación de escalones, desplante de muro de contención o rellenos de oquedades.
- Demolición de bloque de roca utilizando productos químicos expansores (tipo Bristar de Dupont) o mediante martillo hidráulico, manual, controlando mediante barreras al pie, contenciones o redes el producto demolido para evitar su disgregación fuera de la zona de demolición.
- Relleno de oquedades existentes, para reposición de roca mediante el uso de mampostería de piedra sana juntada con mortero cemento arena 1:5. Preferentemente la mampostería se terminara al paño del labio superior de la oquedad, con acabado aparente en una cara y pendientes variables desde vertical hasta 1:1 según espacio disponible y condiciones de apoyo.
- Muro de mampostería utilizando bloques de piedra sana, juntados con mortero cemento-arena 1:5 con acabado aparente en una cara y pendientes variables desde vertical hasta 1:1 (horizontal vertical) según espacio disponible y condiciones de apoyo.

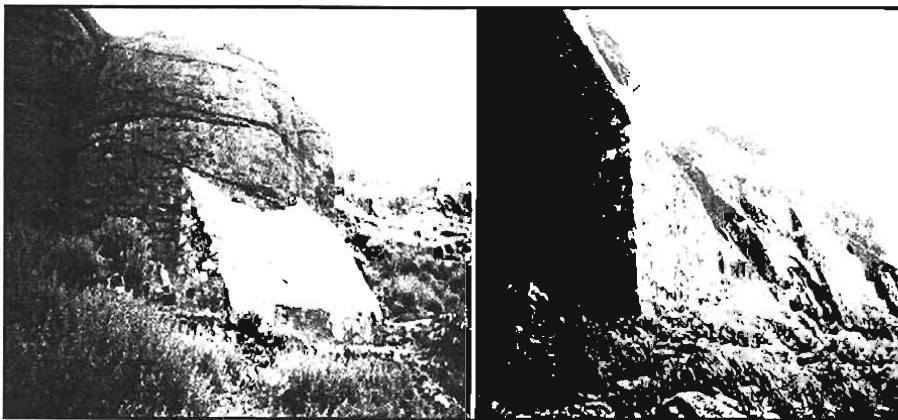


FIGURA 5.13

MUROS DE MAMPOSTERÍA PARA EVITAR EL VOLTEO DE BLOQUES EN ZONAS ECOLÓGICA Y URBANA

- Concreto $f_c = 150 \text{ kg/cm}^2$ con un Tamaño Máximo de Agregado (T.M.A.) de 20 mm (3/4") elaborado en obra, en zona ecológica y premezclado en zona urbana para colado de relleno de oquedades utilizando bloques de piedra embebidos en el mismo, con acabado liso y bien terminado en cara expuesta y pendientes variables desde vertical hasta 1:1 (horizontal-vertical) según espacio disponible y condiciones de apoyo.
- Malla de alambre de triple torsión, hay casos en los que el fracturamiento del bloque es muy frecuente y se requiere el uso de malla de alambre galvanizada para confinar a todos los bloques. La malla se fijara en la cara del bloque con anclas cortas de varillas del No. 4 (1/2"), grado estructural, de 0.35 m de longitud y perforaciones de 1 7/8" en roca con gancho terminal, o cruceta para sujeción de la malla en la cara del bloque o talud, traslapes y alambre de unión y cables de 1/2" de torón de acero para sujetar malla perimetralmente, utilizando anclas de 1/2" a 1" de diámetro y 50 cm de longitud con gancho terminal para sujeción de cable. La malla se doblará sobre el cable en los extremos con un traslape de 35 a 50 cms cosiéndola con alambre del mismo tipo galvanizado.
- Cable de torón de acero. Para algunos bloques que se encuentran a gran altura en cantiliver y prácticamente colgados de la cara del talud o para aquellos donde el muro no asegura la estabilidad del mismo y debe evitarse el cabeceo de la parte superior, se recomienda el uso de cables de torón de acero de 1/2" y de 1" de diámetro, con separación variable entre cables de 1.5 m y 3 m según tamaño de bloque. Los cables se deben amarrar al bloque y fijarse en bloques laterales que no tengan posibilidad de movimiento, de tal forma que debe elegirse cuidadosamente este sitio de fijación en el cual se perforarán orificios de 1 7/8" a 2 1/2" de diámetro y 50 cm de longitud o mas (1 m, 1.5m o hasta 3m si es necesario). Tensado de cable y amarre con "perros" en los extremos de sujeción.
- Calafateo (sellado) de grietas menores de 20 cm de espesor, hasta una profundidad de 2.5 veces el ancho de esta, utilizando mortero denso trabajable relación cemento-arena 1:5, dejando alojados tubos metálicos de 1" de diámetro y 50 cm de longitud a cada metro para posterior inyección de mortero fluido $f_c = 100 \text{ kg/cm}^2$ para relleno de grieta.



FIGURA 5.14

USO DE CABLES DE ACERO PARA LA ESTABILIZACIÓN DE ROCAS EN ZONAS ECOLÓGICA Y URBANA

- Calafateo (tapón) de grietas de 20 a 60 cm de espesor mediante mampostería de piedra sana de 40 a 60 cm de espesor hacia el interior de la grieta, juntada con mortero cemento-arena 1 :5, dejando ventanas de 30 cm a cada dos metros (para posterior sellado mediante colado de concreto pobre $f_c = 150 \text{ kg/cm}^2$).



FIGURA 5.15

CALAFATEO Y RELLENO DE GRIETAS, REPOSICIÓN DE ROCA, MURO DE MAMPOSTERÍA Y AMARRADO CON CABLE DE ACERO

- Relleno de grietas menores de 20 cm de espesor con mortero fluido $f_c = 100 \text{ kg/cm}^2$ bombeado con bomba de presión de flujo continuo.
- Relleno de grietas de 20 a 60 cm de espesor con concreto pobre $f_c = 150 \text{ kg/cm}^2$ T.M.A. 20 mm (3/4"), vaciado mediante bombeo de concreto en el interior de la grieta. En cualquiera de los dos casos, en este y en el anterior, si no es posible realizar el relleno en su totalidad, se dejarán ahogados tubos de drenaje, con inclinación descendente del fondo de la grieta al labio exterior de la misma, para liberar presiones hidráulicas.

Estos trabajos son clasificados como de alto riesgo por efectuarse en lugares acantilados, donde siempre existirá el peligro de perder el equilibrio, resbalar o en su caso ocurrencia de desprendimiento de fragmentos de roca, por lo que el personal deberá estar capacitado, para llevarlo a cabo y con el equipo de seguridad adecuado, (casco, arneses de alpinista que le sujeten tronco y piernas, columpios y andamios adecuados).

Por otro lado también deberá preverse evitar que la basura, vegetación, fragmentos y bloques de roca que son desprendidos durante los trabajos se proyecten ladera abajo o hacia las viviendas, por lo que se utilizarán mamparas, hamacas, redes, muros secos o cualquier tipo de contención para evitar daños a personas, viviendas e infraestructura.

CONCLUSIONES

Después de analizar detenidamente la situación de las zonas habitadas localizadas en los lugares denominados como de alto riesgo. Podemos afirmar que la problemática no es precisamente la necesidad de estabilizar laderas, cortes y bloques de roca, si no evitar que movimientos en este tipo de formaciones afecten a la comunidad.

Por ello como primer punto, considero que para frenar esta problemática es fundamental detener el crecimiento de las colonias afectadas, hay que evitar que la gente siga construyendo en zonas cada vez más altas.

Con respecto a esto se puede decir que este objetivo se ha cumplido satisfactoriamente en Gustavo A. Madero. Las autoridades delegacionales y las direcciones territoriales han hecho un buen trabajo deteniendo este crecimiento, y evitando que la población se establezca en la declarada "zona ecológica" o también conocido como "suelo de conservación", zona que corresponde a las partes altas de los cerros que forman la sierra de Guadalupe.

Desafortunadamente esto no ha sido así en Tlalnepantla Estado de México, municipio con el que colinda la Delegación al Norte, y con el cual comparte los problemas de asentamientos humanos en las laderas de cerros como el Panal y el Chiquihuite. Esto habla de la poca comunicación y trabajo en conjunto que las autoridades de GAM y Tlalnepantla han tenido. Y para obtener buenos resultados es básico establecer acuerdos y planes de trabajo, para poder atacar de una manera más eficiente esta situación, y lograr así el bien ambas comunidades, capitalina y mexiquense. Por que de no ser así de poco a sirve que mientras por una parte se haya detenido la construcción de viviendas y se estén realizando obras de estabilización y protección, y por el otro lado, a solo unos metros de estas obras continúe el proceso de urbanización de una forma descontrolada e irresponsable.

Una vez controlado el crecimiento de las zonas habitadas localizadas en lugares en donde existe algún tipo de riesgo, corresponde el turno al punto que es el objetivo inicial de esta tesis, la elaboración de obras para brindar protección y seguridad a la población.

Para poder obtener propuestas de solución ahora lo que corresponde es la realización de los estudios de mecánica de suelos, mecánica de rocas, impacto ambiental, etc. Necesarios para la elaboración de los proyectos ejecutivos.

En lo referente a la elaboración de estudios, en la Unidad Departamental de Mitigación de Riesgos (UDMR) de GAM, considero que se presentan algunas deficiencias importantes, originadas en el hecho de que el personal a cargo no cumple con el perfil necesario para atender las necesidades de dicho puesto.

En mi opinión, no es concebible que la persona que ostenta el cargo de Jefe de esta Unidad Departamental y la cual no cuenta con ningún asistente técnico, no tenga la capacidad de interpretar los resultados de un estudio de mecánica de suelos o de revisar los factores de seguridad de los sistemas de contención así como de sus elementos estructurales.

Es cierto que la administración de recursos es un punto muy importante en Obra Pública, pero creo que la naturaleza de este tipo de obras exige a la delegación un cuidado y supervisión especial, este organismo debería revisar y sancionar e inclusive desarrollar los proyectos, que por motivo de los montos de los contratos generalmente son otorgados a diversas empresas por adjudicación directa.

El hecho de que la Delegación solicite a estas empresas que sus propuestas de solución sean parte de un proyecto integral que busque mejorar la calidad de vida de la gente mediante la construcción de banquetas, escalinatas, andadores y barandales, implica un incremento y/o mejoramiento del equipamiento urbano que se refleja como un beneficio adicional a la población.

Las alternativas de solución que los proyectistas generalmente proponen son, recubrimientos con concreto lanzado o mampostería, muros de gravedad hechos también con mampostería o con gaviones; y muros en voladizo de concreto armado.

Son estos últimos en muchos casos la mejor alternativa y por lo mismo los más utilizados. Pues al hacer los cortes en el terreno, necesarios para su construcción y después de retirar el material, se le "gana" terreno a la ladera y este puede aprovecharse para la construcción del equipamiento urbano.

Las soluciones y métodos mencionados en el capítulo 4 que no son utilizados en GAM como alternativas en las obras de mitigación de riesgos, no son consideradas por tres razones básicamente: por que no son costeables, por falta de planeación o por que Delegación y constructores desconocen su uso o aplicaciones.

Una de las alternativas que considero no se esta aprovechando son los muros de concreto parcialmente o totalmente prefabricados. La utilización de este tipo de elementos preesforzados permite disminuir los costos de construcción y el tiempo de elaboración de las obras, además de facilitar los trabajos en temporadas de lluvias.

En el caso de los geosintéticos, estos no han sido utilizados por que el personal de la UDMR y las constructoras que trabajan para la Delegación, desconocen los alcances, características y en ocasiones hasta la existencia de estos productos.

Es necesario para un adecuado aprovechamiento de estas tecnologías la capacitación y actualización de la gente en la UDMR, para así poder exigir a las constructoras que analicen la posibilidad de emplear estos materiales en sus proyectos.

Los proyectos que dan soluciones a los riesgos de los cerros Cabeza de Águila y el Chiquihuite, son casos muy diferentes pues en estos los recursos tecnológicos y sobre todo los recursos humanos que intervienen en su elaboración los respaldan.

En resumen: Existe el interés por parte de las autoridades de la Delegación de dar solución a los problemas de riesgo que se padecen en GAM, también existe la estructura orgánica necesaria para atender estas situaciones. El problema radica principalmente en la falta de personal competente para que se haga cargo de esta Unidad Departamental.

REFERENCIAS

1. Geología General y de México, Ernesto López Ramos, México: Trillas, 1993
2. El Subsuelo de la Ciudad de México, Raúl J. Marsal y Marcos Mazari, México: UNAM, Facultad de Ingeniería, 1969
3. Simposio Sobre Tópicos Geológicos de la Cuenca del Valle de México 1989, México: Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, 1990
4. Geología Aplicada a la Ingeniería Civil, Robert F. Legget y Paul F. Karrow, México: Mc. Graw Hill, 1986
5. El Subsuelo de la Cuenca del Valle de México y su Relación con la Ingeniería de Cimentaciones a 5 Años del Sismo, México: Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, 1990
6. Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, Asamblea Legislativa del Distrito Federal,
7. <http://www.asambleadf.gob.mx/princip/informac/legisla/reglamen/r129/r129p.htm>
8. Evaluación de los Peligros Geológicos existentes San Juan y Guadalupe y Candelaria Ticomán Delegación Gustavo A. Madero, Instituto de Geología, Servicio Geológico Metropolitano SEGEOMET, UNAM. Diciembre 2001
9. La Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres, Alfonso Rico Rodríguez, México: LIMUSA, 1974
10. Mecánica de Suelos, Tomo 2 ,Eulalio Juárez Badillo y Alfonso Rico Rodríguez, México: LIMUSA, 2000
11. Fundamentos de Mecánica de Suelos Roy Whitlow México: CECSA, 1998

12. Mecánica de Rocas en la Ingeniería Práctica, Stagg-Sienkiewicz, España:
BLUME 1970
13. Normas Técnicas Complementarias Para Diseño y Construcción de
Cimentaciones
14. Normas Técnicas Complementarias Para Diseño y Construcción de Estructuras
Metálicas
15. MACCAFERRI de México, S.A. DE C.V.- Control y manejo de suelos, protección
y estabilización de ataúdes y redes para evitar deslaves

BIBLIOGRAFÍA

El Subsuelo de la Ciudad de México - Raúl J. Marsal y Marcos Mazari - México: UNAM, Facultad de Ingeniería, 1969

El Subsuelo de la Cuenca del Valle de México y su Relación con la Ingeniería de Cimentaciones a 5 Años del Sismo - México: Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, 1990

Evaluación de los Peligros Geológicos existentes San Juan y Guadalupe y Candelaria Ticomán Delegación Gustavo A. Madero. "Geología de la porción sur del cerro del Chiquihuite" - Instituto de Geología, Servicio Geológico Metropolitano SEGEOMET, UNAM.

Evaluación de Peligro y Riesgo de Derrumbes: Soluciones al Problema de Caída de Rocas del Cantil Oriental del Cerro Cabeza de Águila - Instituto de Geología, Servicio Geológico Metropolitano SEGEOMET, UNAM.

Fundamentos de Mecánica de Suelos - Roy Whitlow - México: CECSA, 1998

Geología Aplicada a la Ingeniería Civil - Robert F. Legget y Paul F. Karrow - México: Mc. Graw Hill, 1986

Geología General y de México - Ernesto López Ramos - México: Trillas, 1993

Instituto del Cemento Pórtland Argentino - Suelo – cemento. Un material con muchas aplicaciones - Boletín ICPA N° 139, Enero – Febrero de 1991

Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, A.C.

Revista Construcción y Tecnología - <http://www.imcyc.com/revista/prod03.htm>

La Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres - Alfonso Rico Rodríguez, México: LIMUSA, 1974

MACCAFERRI de México, S.A. DE C.V.- Control y manejo de suelos, protección y estabilización de ataúdes y redes para evitar deslaves - maccaferri@prodiqy.net.mx

Mecánica de Rocas en la Ingeniería Práctica - Stagg-Sienkiewicz - España: BLUME 1970

Mecánica de Suelos Tomo 1 - Eulalio Juárez Badillo y Alfonso Rico Rodríguez - México: LIMUSA, 2000

Mecánica de Suelos, Tomo 2 - Eulalio Juárez Badillo y Alfonso Rico Rodríguez - México: LIMUSA, 2000

Mecánica de Suelos en la Ingeniería Práctica - Karl Terzaghi, Traducción del original por Oreste Motetto - Buenos Aires: El ateneo, 1973

Mecánica de Suelos y Cimentaciones - Carlos Crespo Villalaz - México: LIMUSA, 1998

Normas Técnicas Complementarias Para Diseño y Construcción de Cimentaciones

Normas Técnicas Complementarias Para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas

Simposio Sobre Tópicos Geológicos de la Cuenca del Valle de México 1989- México: Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, 1990

<http://www.coparmexdf.org.mx/df/html/amadero.htm>

<http://www.gamadero.df.gob.mx>