



**UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE MÉXICO**

FACULTAD DE INGENIERÍA



Estabilidad de Taludes en Suelos Residuales y Rocas Metamórficas

T E S I S

Que para obtener el Título de:

INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A

Raymundo Vilchis Muñoz

C. U., D. F., México

2004



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.

**ESTA TESIS NO SALE
DE LA BIBLIOTECA**



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA
DIRECCIÓN
FING/DCTG/SEAC/UTIT/123/03

Señor
RAYMUNDO VILCHIS MUÑOZ
Presente

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

"ESTABILIDAD DE TALUDES EN SUELOS RESIDUALES Y ROCAS METAMÓRFICAS"

- INTRODUCCIÓN
- I CARACTERIZACIÓN DE LAS FALLAS MÁS COMUNES EN LOS TALUDES DE LAS VÍAS TERRESTRES
- II GENERALIDADES ACERCA DE LA ESTABILIDAD DE TALUDES EN SUELOS RESIDUALES
- III PRINCIPIOS BÁSICOS ACERCA DE LA ESTABILIDAD DE TALUDES EN ROCA
- IV FACTORES QUE PRODUCEN FALLAS DE ESTABILIDAD EN LADERAS Y TALUDES
- V IDENTIFICACIÓN DE PROBLEMAS DE ESTABILIDAD DE LADERAS Y TALUDES EN EL CAMPO
- VI PREVENCIÓN DE FALLAS
- VII MÉTODOS CORRECTIVOS PARA FALLAS EN LADERAS Y TALUDES
- VIII EXPOSICIÓN DE CASOS REALES
- IX CONCLUSIONES

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

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

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"

Cd. Universitaria a 12/ de enero 2004.
EL DIRECTOR

M.C. GERARDO FERRANDO BRAVO
GFB/AJP/crc.

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

NOMBRE: Raymundo Vilchis Muñoz

FECHA: 26/FEB/2004

FIRMA: [Firma]



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

VoBo
[Signature]
17-02-04
Miguel A. Rodríguez Vesa

FACULTAD DE INGENIERÍA
DIRECCIÓN
FING/DCTG/SEAC/UTIT/123/03

Señor
RAYMUNDO VILCHIS MUÑOZ
Presente

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

"ESTABILIDAD DE TALUDES EN SUELOS RESIDUALES Y ROCAS METAMÓRFICAS"

- INTRODUCCIÓN
- I CARACTERIZACIÓN DE LAS FALLAS MÁS COMUNES EN LOS TALUDES DE LAS VÍAS TERRESTRES
- II GENERALIDADES ACERCA DE LA ESTABILIDAD DE TALUDES EN SUELOS RESIDUALES
- III PRINCIPIOS BÁSICOS ACERCA DE LA ESTABILIDAD DE TALUDES EN ROCA
- IV FACTORES QUE PRODUCEN FALLAS DE ESTABILIDAD EN LADERAS Y TALUDES
- V IDENTIFICACIÓN DE PROBLEMAS DE ESTABILIDAD DE LADERAS Y TALUDES EN EL CAMPO
- VI PREVENCIÓN DE FALLAS
- VII MÉTODOS CORRECTIVOS PARA FALLAS EN LADERAS Y TALUDES
- VIII EXPOSICIÓN DE CASOS REALES
- IX CONCLUSIONES

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

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

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"
Cd. Universitaria a 12 de enero 2004.
EL DIRECTOR

Vo. Bo
M. I. Enríquez Vésar
[Signature]

VoBo
Dr. Rafael Morales y Monroy
[Signature]
02/02/04

VoBo
[Signature]
MIS CAJONES A.
16-02-04

[Signature]
M.C. GERARDO FERRANDO BRAVO
GFB/AJP/crc.

Vo. Bo
RICARDO PASADILLA V.
[Signature]



*“No neguemos nuestro oído al ruido, el ruido es la
melodía denunciante de la existencia.”*

Rsymundo Vilchis Muñoz.

2004

A mi Escuela

Este trabajo implica para mí mucho más que una tesis, es la culminación parcial de las expectativas que tengo en mi vida, y es una semilla que espero algún día ver fructificar.

Gracias por tenderme tus brazos y cobijarme en tus aulas, por permitirme gozar tanto de triunfos como de derrotas y por enseñarme también que de las derrotas se aprende aún más.

Gracias por todas las vivencias que dentro de ti pude experimentar y que llevaré por siempre en mi mente, gracias también por hacer las veces de un gran puente que me permitió llegar al otro lado de ese gran abismo llamado pobreza y disfrazado por la ignorancia.

INDICE

Introducción

- I. Caracterización de las fallas más comunes en los taludes de las vías terrestres
- II. Generalidades acerca de la estabilidad de taludes en suelos residuales
- III. Principios básicos acerca de la estabilidad de taludes en rocas metamórficas
- IV. Factores que producen fallas de estabilidad en laderas y taludes
- V. Identificación de problemas de estabilidad de laderas y taludes en campo.
- VI. Prevención de fallas
- VII. Métodos correctivos para fallas en laderas y taludes
- VIII. Exposición de casos reales
- IX. Conclusiones

Bibliografía

Anexos

INDICE

	Pág.
Introducción	
I Caracterización de las fallas más comunes en los taludes de las vías terrestres	1
I.A Fallas en laderas naturales	1
I.A.1 Deslizamiento superficial	1
I.A.2 Fallas debidas a procesos de deformación acumulativa	4
I.A.3 Flujos	5
I.A.3.1 Flujos en materiales relativamente secos	5
I.A.3.2 Flujos en materiales relativamente húmedos (deslaves)	6
I.A.4 Fallas por erosión	7
I.B Fallas en taludes artificiales	8
I.B.1 Falla rotacional	8
I.B.2 Falla trasnacional	11
I.B.3 Fallas de superficie compuesta	13
I.B.4 Fallas múltiples	14
I.C Derrumbes, caídos y volteos	16
I.D Fallas por erosión	19
I.E Fallas por tubificación	19
I.F Fallas por agrietamiento (terraplenes)	19
I.G Fallas por licuación	21
I.H Fallas por deformación de los hombros en los terraplenes	21
II Generalidades acerca de la estabilidad de taludes en suelos residuales	24
II.A Consideraciones sobre los parámetros de resistencia a considerar en el cálculo numérico de la estabilidad de laderas naturales y taludes artificiales.	31

II.A.1	Taludes en arcillas saturadas normalmente consolidadas	37
II.A.2	Terraplenes en suelos parcialmente saturados. Condición fin de la construcción.	37
II.A.3	Problemas asociados a los procesos de descarga. Caso de cortes en arcillas homogéneas, con posible presencia de agua.	37
II.A.4	Condición de flujo establecido	38
II.A.5	Condición de vaciado rápido	38
II.A.6	Deslizamientos con superficies de falla preexistentes	39
II.B	Métodos de cálculo de estabilidad de taludes	39
II.B.1	Taludes en arenas	41
II.B.2	Falla rotacional. Método sueco.	41
II.B.2.1	Método sueco aplicado a taludes cuya ley de resistencia se expresa como $s = c_u$	42
II.B.2.2	Método Sueco aplicado a taludes cuya ley de resistencia se expresa como $s = c_u + \sigma \tan \phi_u$	48
II.B.2.3	Método Sueco aplicado a taludes cuya ley de resistencia se expresa como $s = c + \sigma \tan \phi$	50
II.B.2.4	Procedimientos más refinados para la aplicación del Método Sueco. Método de Bishop.	53
II.B.2.5	Comentarios adicionales en torno al Método Sueco.	56
II.B.3	Análisis de estabilidad en superficies de falla no circulares	58
II.B.4	Falla traslacional	61
II.B.5	Método de la cuña	62
II.C	Terraplenes sobre suelos blandos.	65

III.	Principios básicos acerca de la estabilidad de taludes en rocas metamórficas	69
III.A	Génesis y composición de las rocas metamórficas	72
III.B	Rasgos físicos de las rocas	74
III.C	Estudios de campo	77
III.C.1	Representación gráfica de los datos geológicos	85
III.C.2	Recolección de datos geológicos y geomecánicos	94
III.D	Evaluación de las roturas o fallas potenciales	103
III.D.1	Test cinemática o de Markland	103
III.D.2	Clasificación geomecánica	106
III.E	Obtención de los parámetros de resistencia para el cálculo	120
III.E.1	Influencia del agua superficial y subterránea	121
III.E.2	Determinación de la resistencia al corte	125
III.F	Métodos de cálculo para la estabilidad de taludes en rocas	138
III.F.1	Falla plana	138
III.F.2	Falla de cuña	141
III.F.3	Falla circular	150
III.F.4	Vuelco o volteo	151
IV	Factores que producen fallas de estabilidad en laderas y taludes	153
V	Identificación de problemas de estabilidad de laderas y taludes en campo.	156
VI	Prevención de fallas	161
VII	Métodos correctivos para fallas en laderas y taludes	163
VII.A	Métodos de elusión	163
VII.B	Métodos de excavación	164
VII.C	Abatimiento de taludes	164
VII.D	Empleo de bermas y escalonamientos	166

VII.E	Empleo de materiales ligeros	168
VII.F	Consolidación previa de suelos compresibles	169
VII.G	Empleo de materiales estabilizantes	169
VII.H	Empleo de estructuras de retención	170
VII.I	Empleo de pilotes	172
VII.J	Empleo de contrapesos al pie de falla	173
VII.K	Concreto lanzado	174
VII.L	Anclajes	177
VII.M	Uso de explosivos	179
VII.N	Empleo de geosintéticos	181
VII.O	Empleo de vegetación	183
VII.P	Corrección de fallas de otros tipos	185
VII.Q	Otros métodos correctivos	186
VIII	Exposición de casos reales	187
IX	Conclusiones	222
	Bibliografía	225
	Anexos	I
	Anexo 1: Estereored ecuatorial y polar	II
	Anexo 2: Caracterización básica de los suelos	IV
	Anexo 3: Clasificación de los suelos	IX
	Anexo 4: Distribución de los diferentes tipos de roca en México	XVII

INTRODUCCIÓN

La Geotecnia es una de las vertientes de la Ingeniería Civil que puede ser abordada desde dos diferentes ángulos que guardan el mismo grado de relación que de diferencias. La geotecnia en primera instancia puede verse como la ciencia encargada del estudio y modelación de las propiedades de aquellos materiales con los que trata el Ingeniero Civil y que son de origen natural (suelos o rocas); en tanto que la Ingeniería Geotécnica no es más que la aplicación apropiada y eficiente de los conocimientos desarrollados en la Geotecnia para dar la mejor solución, pero esto es justamente lo que en muchas ocasiones lleva a la confusión al ingeniero, pues al encontrarse frente a una situación lo primero que viene en mente es la modelación matemática del problema a resolver, y que puede ser o no el problema sino la problemática que encierra el mismo, al respecto se puede ver que es necesaria la formación del ingeniero tanto en la Geotecnia como en la Ingeniería Geotécnica.

Ahora bien, en las vías terrestres los taludes juegan un papel trascendental al representar una gran parte del costo total de una vía, y su razón de estudio radica entonces en saber cuales son las dimensiones del talud más escarpado posible que puede construirse garantizando su estabilidad por el mayor período de tiempo probable, esto por el hecho de que México es un país con una topografía muy irregular, lo que lleva a que la inversión hecha en el movimiento de tierras durante la construcción de una vía sea la de mayor talla, o sea que minimizando los volúmenes de corte y relleno la inversión seguro disminuye.

Las laderas por su parte exigen un enfoque diferente y hoy en día una mayor atención a su estudio, dado que su comportamiento es de origen natural, y la expansión urbana a la que hoy en día ha llevado el crecimiento de la población hace necesaria también, la construcción de nueva y mejor infraestructura, pero esto trae consecuencias, en muchas ocasiones muy graves e irremediablemente irreversibles.

Justo lo anteriormente señalado justifica en gran medida el presente trabajo, que tiene por objeto lograr dar una visión global en base a la Ingeniería Geotécnica de lo que implica el estudio de los taludes y laderas, de saber a grandes rasgos esas diferencias existentes entre lo que es un estudio en taludes y en laderas, sobre cuales se tiene más control, que se hace cuando se sabe que presentan determinados rasgos de inestabilidad y cuales son éstos, y que herramientas ingenieriles se usan hoy en día para dar solución a los problemas relacionados con taludes y laderas.

Además este trabajo presenta la posibilidad de hacer una comparativa entre un estudio de taludes en suelos y rocas, en particular suelos residuales y rocas metamórficas, no porque estos dos tipos de materiales guarden entre sí una profunda relación sino porque en los últimos años, como hemos visto, la ocurrencia de deslizamientos y fallas en laderas y taludes ha venido creciendo y el mayor número de casos ha recaído – según los especialistas – sobre estos dos tipos de materiales dado que poseen determinadas características que de alguna manera facilitan la ocurrencia de este tipo de fenómenos.

Este trabajo también presenta determinadas alternativas no solo para corregir sino para prevenir ese tipo de desastres (deslizamientos) y presenta también algunos casos reales que son informes hechos por especialistas cuyo objetivo es el de proporcionar en base a su criterio las causas de esos fenómenos y en algunos casos la forma en como evitarlos o bien, corregirlos. Así pues este trabajo engloba en un nivel descriptivo, todas aquellas variables relacionadas con la estabilidad de taludes, para constituirse como un trabajo que sirva de herramienta y consulta no solo para los alumnos sino para aquellos que mantengan una relación profesional con el estudio de laderas y taludes o la construcción de vías terrestres.

I. CARACTERIZACIÓN DE LAS FALLAS MÁS COMUNES EN LOS TALUDES DE LAS VÍAS TERRESTRES^{REF.2}

A continuación se presentan las características de las fallas más comunes de los taludes en las vías terrestres, distinguiendo las que afectan principalmente a las laderas naturales de las que ocurren en los taludes artificiales.

Los factores de los que depende la estabilidad de las masas de tierra y roca, se pueden agrupar en tres grandes rubros, como se muestra en la Tabla I.1.

FACTORES DE LOS QUE DEPENDE LA ESTABILIDAD DE LOS TALUDES EN SUELO Y ROCA

a	Factores geomorfológicos
a.1	Topografía de los alrededores y geometría del talud
a.2	Distribución de las discontinuidades y estratificaciones
b	Factores internos
b.1	Propiedades mecánicas de los materiales constituyentes
b.2	Estado de esfuerzos actuantes
c	Factores ambientales y, concretamente, el agua superficial y subterránea

Tabla I. 1 Por Rico y del Castillo, Ref. 2 y 3

** Es importante señalar que en este trabajo se pretende hacer un énfasis especial al problema de los suelos residuales y rocas metamórficas.

I.A. Fallas en laderas naturales

En ésta sección se agrupan las fallas que ocurren típicamente en laderas naturales aún cuando de un modo u otro pudiesen presentarse ocasionalmente en los taludes artificiales.

I.A.1. Deslizamiento superficial

Los deslizamientos son movimientos de materiales térreos (roca, suelo y su combinación) pendiente abajo, que suelen afectar a grandes áreas. El movimiento superficial se produce sin una transición brusca entre la parte superficial móvil y las masas inmóviles más profundas, por lo que no se puede identificar una superficie de falla.

El creep suele deberse a la combinación de las acciones debidas a la fuerza de gravedad y de otros agentes, entre ellos, el agua superficial y subterránea, la actividad sísmica y volcánica y no en menor grado aquellos a los que da origen el hombre.

La velocidad de movimiento de un creep típico puede ser muy baja y rara vez excede de algunos centímetros por año.

Estrictamente se puede hablar de dos clases de creep:

EL ESTACIONAL que afecta solo la corteza superficial de la ladera que sufre la influencia de los cambios climáticos en forma de expansiones y contracciones

térmicas o por humedecimiento y secado, que en mayor o menor grado existe siempre, y producirá movimientos que podrían variar con la época del año. El espesor de la capa que afecta el creep es muy bajo, solo llega a alcanzar alrededor de un metro de espesor.

EL MASIVO que afecta las capas de tierra más profundas, no afectadas por los efectos ambientales y que en consecuencia, sólo se pueden atribuir al efecto gravitacional. Éste se manifestará por movimientos prácticamente constantes.

Aún existe poca certidumbre acerca del porqué una ladera natural en particular pueda entrar en un creep masivo. Al respecto, Rico y del Castillo, (Ref. 2), habla de “resistencia fundamental” que representaría un límite tal que, si los esfuerzos actuantes lo sobrepasan, se producirá el creep masivo y en caso contrario, la ladera permanecerá en reposo. Además existe la “resistencia máxima al esfuerzo cortante”, en el sentido convencional: si los esfuerzos actuantes llegan a sobrepasarla se produce un “deslizamiento de tierras” rápido, mismos que se describen más adelante.

Lo que parece cierto es que el creep se produce a bajos niveles de esfuerzos actuantes según Griggs y Bishop, quien comprobó que los esfuerzos necesarios para producir deformaciones muy lentas a largo plazo eran únicamente una fracción de la resistencia máxima del material, en ese caso arcilla. También es razonable pensar que la causa sea la baja resistencia al esfuerzo cortante que tienen los materiales de la ladera en la zona superficial, en la que los esfuerzos normales efectivos actuantes son muy bajos.

Bjerrum propone otro mecanismo, aplicable a movimientos superficiales de laderas formadas por arcillas sobreconsolidadas o lutitas. Según esto, al intemperizarse dichos materiales y por consiguiente, al debilitarse sus nexos fisicoquímicos interparticulares, liberan ciertas cantidades de energía de deformación acumulada irre recuperable, en consecuencia se producen esfuerzos laterales que actúan ladera abajo, sobre las capas más superficiales de ésta.

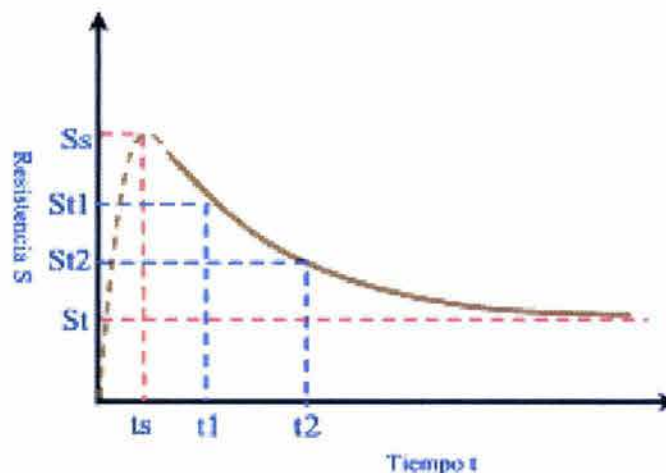


Fig. I.A. 1 Evolución de la resistencia de una arcilla sometida a cargas bajo el nivel de falla, con el tiempo. Ref. 2

La Fig. IA1.1 muestra otro mecanismo fundamental, que sin duda debe influir en la generación del creep. Ésta muestra la evolución típica de la resistencia de una arcilla cuando se somete a una carga abajo del nivel de falla y se permite que dicha carga actúe durante largo tiempo. El valor S_s corresponde a la resistencia máxima convencional, tal como se obtienen en una prueba triaxial que se realiza en el tiempo t_s . La disminución de resistencia puede explicarse en términos de la destrucción de los nexos interparticulares que ocurre en la arcilla como consecuencia de la deformación bajo los esfuerzos cortantes actuantes y la variación en su contenido de agua $\omega(\%)$. En una ladera natural se cumplen las mismas condiciones, la existencia de un estado de esfuerzos actuantes y el que éstos actúen durante muy largo tiempo.

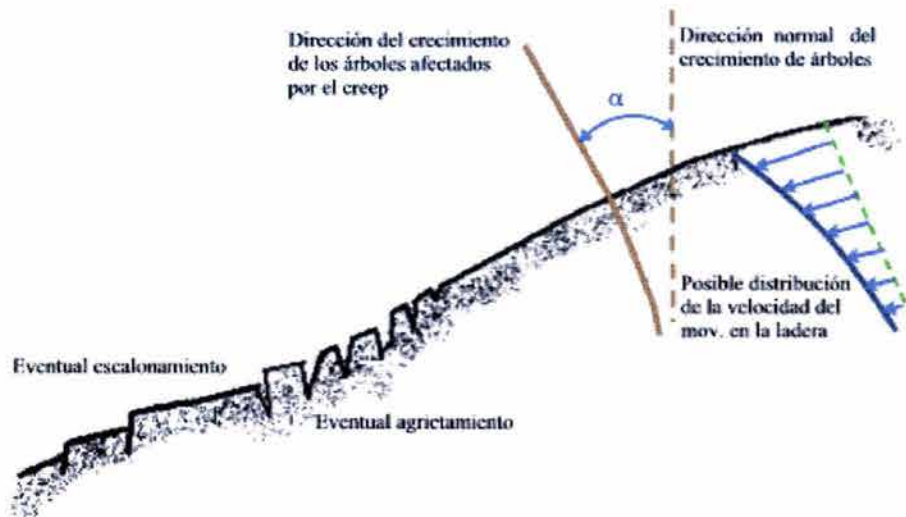


Fig. I.A.1. 2 Signos del deslizamiento superficial.

En sí, no se conoce un método seguro que haga que se detenga el fenómeno, pero lo importante es que se lleve a cabo su localización oportunamente. Por eso es básico considerar cuales son los signos exteriores del fenómeno que el ingeniero puede advertir. Fig. I. A.1.2

Es lógico pensar que la velocidad de movimiento de la ladera sea máxima en la superficie y vaya disminuyendo hacia el interior (Fig. I.A.1.2), donde aumentan las restricciones al movimiento. Esto se basa en el hecho de la existencia de una amplia evidencia experimental, reflejada por una inclinación de los árboles, postes y otros elementos similares que adoptan una posición perpendicular a la ladera en vez de la natural, vertical. Además es obvio que todas las heterogeneidades que existan en la zona superficial de la ladera, crearán diferencias en la velocidad del movimiento que, a su vez, serán causa de agrietamientos, escalonamientos, rotura de muros, de bardas y cualquier estructura longitudinal que pueda existir.

Todos estos signos exteriores ayudan a localizar creeps de forma directa, pero el auxilio más importante proviene del uso de las aerofotografías, fotos de satélite y de su fotointerpretación.

1.A.2. Fallas debidas a procesos de deformación acumulativa

Éste es el tipo de fallas que se producen en laderas naturales como consecuencia de procesos de deformación acumulativa, por la tendencia de grandes masas a moverse ladera abajo. Estos cuerpos están formados por materiales bastante heterogéneos, no consolidados y bajo la acción casi exclusiva de las fuerzas gravitacionales y del agua superficial y subterránea. Estos depósitos aparecen en muchas ocasiones en contacto con otros subyacentes más firmes, lo que hace pensar que la ladera se formó con una inclinación que guarda dentro de sí un equilibrio crítico que está induciendo fuertes tendencias al deslizamiento, traducidas en deformaciones importantes sobre los suelos afectados. Dado que éstos esfuerzos actúan en el interior del cuerpo por grandes períodos de tiempo, es posible que se pueda generar un creep profundo.

En estas condiciones la ladera podrá deformarse durante largo tiempo hasta que dicha deformación produzca la ruptura del suelo y la generación de una superficie de falla generalizada en el interior de la propia ladera. Probablemente la degradación de la resistencia por la deformación adquiera un papel protagónico en el fenómeno, puesto que es lógico que la ruptura se produzca en las zonas de mayor concentración de esfuerzos actuantes ocasionando la redistribución de éstos y la propagación de la propia superficie de falla.

Producida ya la superficie de falla podrá ocurrir un deslizamiento rápido de las masas afectadas, o la tierra sobre la superficie de falla podrá permanecer en su posición, desde luego en un estado no muy alejado del equilibrio límite o crítico. Ello dependerá tanto de la inclinación como de las restricciones que creen al deslizamiento las heterogeneidades e irregularidades de forma y materiales que puedan existir a lo largo de la superficie de falla.

Si la inclinación de la falla, que se podría asemejar con un plano inclinado es superior al ángulo de fricción que pueda atribuirse a la masa deslizante respecto de la masa fija, que será algún valor en el orden de resistencia residual del suelo, la masa deslizará, pero si la inclinación es del orden o un poco mayor del ángulo de resistencia residual, la masa desprendida podrá permanecer en su posición o moverse muy lentamente ladera abajo a lo largo de la línea de ruptura.

La Fig. I.A.2.1 muestra una falla real del tipo descrito. Es un deslizamiento de masas no consolidadas de depósitos de talud situados sobre formaciones de roca muy sana. La inclinación media medida es de unos 15° , siendo quizá 13° el valor atribuible al ángulo de resistencia residual propio del talud. (Ref. 2)

El nivel freático, o mejor dicho, la presencia de agua en los materiales en la proximidad de la superficie de falla desempeñan un papel fundamental en la estabilidad, haciendo más complejo el mecanismo descrito para la generación de éstas fallas.

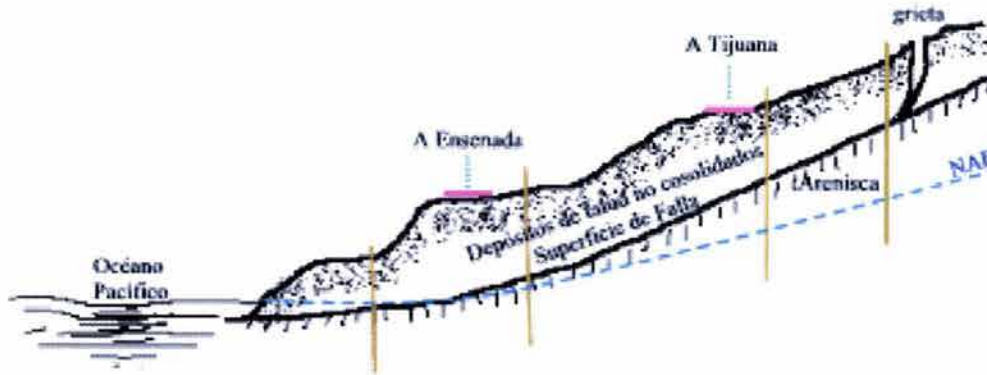


Fig. I.A.2. 1 Superficie de falla formada en una ladera

I.A.3. Flujos

Estas fallas se refieren a movimientos más o menos rápidos de una parte de la ladera natural, de manera tal que el movimiento en sí y la distribución aparente de velocidades y desplazamientos recuerda el comportamiento de un líquido viscoso. La superficie de falla puede ser o no distinguible o bien, se desarrolla durante un lapso relativamente breve; es frecuente que la zona de contacto entre la parte móvil y la masa fija de la ladera sea una zona de flujo plástico. En este tipo de fallas la masa deslizante se rompe y disgrega conforme se va moviendo ladera abajo.

El material susceptible de fluir puede ser cualquier formación no consolidada, pudiendo así, presentarse en fragmentos de roca, suelos granulares finos o arcillas francas; también son frecuentes los flujos de lodo y secos.

El agua puede o no jugar un papel importante en el fenómeno y es por ello que se han dividido para su estudio en dos grandes grupos: el flujo en materiales relativamente secos y el flujo en materiales húmedos, o en el caso extremo, flujo de lodos.

I.A.3.1. Flujos en materiales relativamente secos

Este grupo comprende en primer lugar, los flujos de fragmentos de roca, desde los muy rápidos (conocidos como avalanchas) hasta los que ocurren lentamente. Estos movimientos se pueden explicar en términos de la falla plástica de los contactos profundos entre los fragmentos de roca, que vienen a afectar grandes masas de fragmentos y suelen ser de catastróficas consecuencias. Se piensa que el aire atrapado entre los fragmentos puede ejercer un papel similar al que desarrolla el agua (presión de poro). Es probable que en todos estos casos el fenómeno se inicie debido al desprendimiento de material ladera arriba y que al caer sobre grandes depósitos de fragmentos se inicie todo el proceso.

Los flujos en suelos secos han sucedido sobretodo en "loes", y son asociados muchas veces a actividades sísmicas. En este caso se cree que el temblor causa una

destrucción de la estructura del material, produciendo una verdadera licuación, pero con el aire adoptando el papel que en éstos casos ocupa el agua. Fenómenos similares se han registrado en arenas secas. La Fig. I.A.3.1 muestra la forma típica de estos deslizamientos.

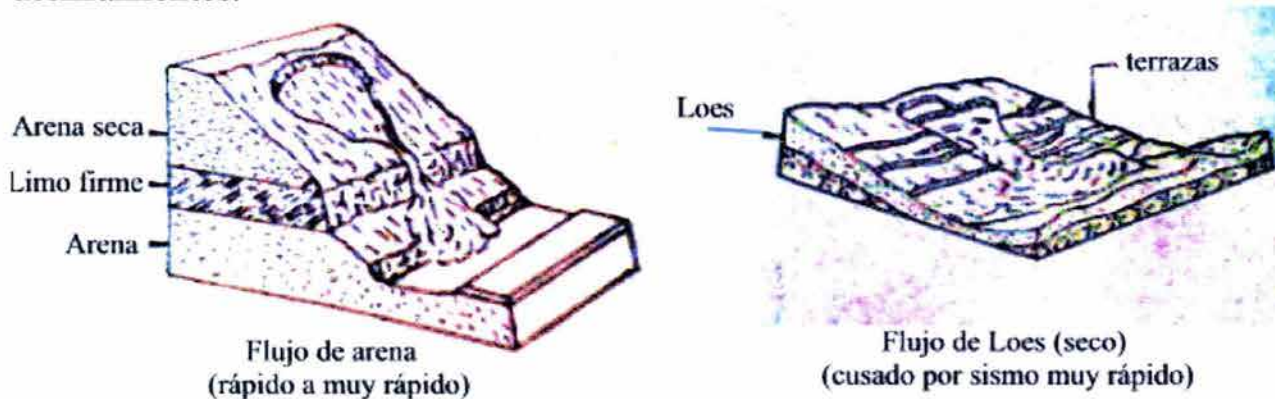


Fig.I.A.3.1 Superficie de falla formada en una ladera natural.

I.A.3.2. Flujos en materiales relativamente húmedos (deslaves)

Estos flujos requieren una proporción apreciable de agua contenida en el suelo, la cual desempeña un papel en la génesis y naturaleza de la falla. La Fig. I.A.3.2 muestra algunos croquis de deslizamientos típicos de esta especie.

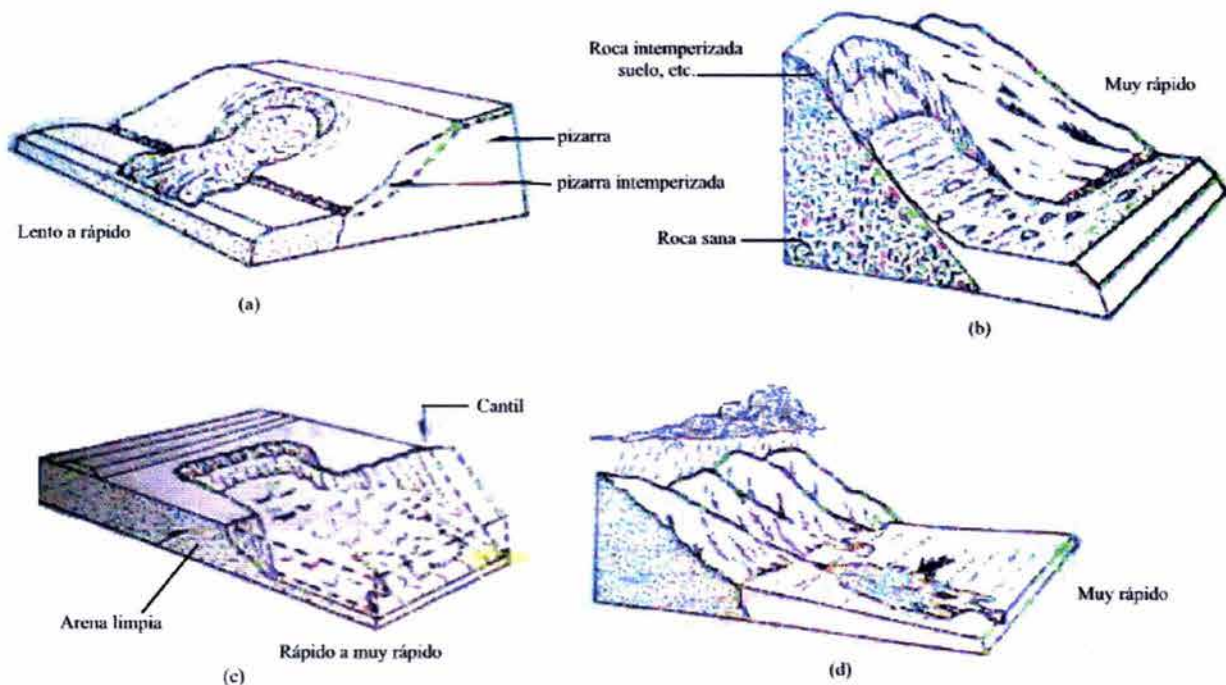


Fig. I.A.3.2 Flujo en materiales húmedos (deslaves).

El flujo en materiales húmedos se denomina “flujo de lodos” cuando es muy elevado el contenido de agua de los materiales, por lo menos en la zona de influencia, pero lo cierto es que no hay una distinción clara entre los “flujos de tierra” y los “flujos de lodo”. También se habla de “flujos de detritus”, cuando el material que fluye tiene un porcentaje apreciable, del orden de un 50% por lo menos, de gravas, boleos o fragmentos de roca embebidos en suelo más fino, tal como sucede en depósitos de talud o en laderas de suelo residual.

Los *flujos de tierra* (no demasiado húmedos) se desarrollan típicamente en el pie de los deslizamientos de tipo rotacional en el cuerpo del talud y a veces ocurren ulteriormente al desarrollo de una primer falla. Éstos flujos de tierra retienen generalmente mucha vegetación original, así como la estratigrafía y aspecto general de la formación en la que ocurrió el deslizamiento primario. Cuando son independientes de cualquier otro movimiento su velocidad oscila entre límites muy amplios y tienen lugar sobre todo en materiales plásticos húmedos y suelos friccionantes muy finos. Por lo general la falla sigue al importante incremento en la cantidad de agua y al desarrollo de presiones significantes en ésta. En los suelos plásticos el flujo puede ser muy lento y durar mucho tiempo. En arcillas se han registrado flujos a contenidos de agua constante, debido a la disminución de la resistencia al esfuerzo cortante por la degradación estructural por deformaciones tangenciales.

Los flujos de tierra en suelos granulares finos son típicos de zonas costeras y se asocian generalmente a la erosión marina y a las fluctuaciones repetidas de la presión de poro por el ascenso y descenso del nivel del mar.

En el *flujo de lodo* el deslizamiento ocurre en materiales finos con muy alto contenido de agua. La falla produce una completa perturbación estructural y su velocidad de desplazamiento puede variar desde unos cuantos centímetros por año hasta velocidades inusitadas. En los flujos lentos, las variaciones estacionales del clima influyen en su velocidad y los flujos rápidos suelen seguir a épocas de violenta precipitación pluvial. Los movimientos lentos suelen ocurrir en materiales arcillosos fisurados o finamente interestratificados con capas delgadas de arena con alto contenido de agua; ocurren a lo largo de superficies no muy profundas y con inclinación media, que obviamente no puede apartarse mucho del valor del ángulo de resistencia residual del suelo.

Los flujos de *detritus* se producen por disminución de resistencia al esfuerzo cortante de la matriz fina de tales formaciones.

La mayoría de las fallas en laderas que han impactado a la población en México (Acapulco, D. F., Puebla y Morelia) está asociada a inestabilidades en suelos y rocas suaves, provocadas por lluvias intensas y prolongadas. (Ref. 9)

1.A.4. Fallas por erosión

Éstas también son fallas de tipo superficial provocadas por arrastre de viento, agua, etc., en las laderas y taludes. Este fenómeno es tanto más notorio cuando son muy empinadas las pendientes.

Una manifestación típica del fenómeno es la aparición de irregularidades en el talud, originalmente uniforme (Ref. 2). Los suelos friccionantes, como gravas, arenas y limos inorgánicos que cubren principalmente a rocas de tipo volcánico y metamórficas son los más susceptibles de erosión.

La erosión-sedimentación se ha intensificado en algunos lugares durante las últimas décadas; la deforestación, los caminos y el cambio en el uso del suelo, han provocado una modificación de la flora y la hidrología. La erosión acelerada que se presenta en las laderas de suelos roturados conduce a la degradación, que implica cambios adversos en las propiedades físicas, químicas y biológicas de los suelos.(Ref. 40)

1.B. Fallas en taludes artificiales

En esta sección se describirán de manera muy general los mecanismos de falla más íntimamente relacionados con los taludes artificiales, así como los terraplenes en las vías terrestres.

Las fallas que a continuación se presentan, no estrictamente se suscitan en los taludes artificiales, pero por la frecuencia con que se manifiestan en los mismos es que normalmente son clasificados como típicos de los taludes artificiales.

1.B.1. Falla rotacional

Son movimientos debidos a fuerzas que producen una rotación alrededor de un punto localizado sobre el centro de gravedad de la masa. Estos movimientos van de rápidos a instantáneos, afectando masas profundas del talud; se desarrollan sobre una superficie de falla curva y puede enterar o no al terreno de cimentación.

La falla se presenta cuando los esfuerzos cortantes actuantes rebasan la resistencia del material, “*resistencia máxima*,” produciendo la ruptura del material y generando así la superficie de falla.

Las fallas rotacionales son clasificadas en dos grandes rubros, en función a la extensión o alcance de sus superficies de falla. Las que se desarrollan sin interesar el terreno de cimentación son conocidas como de “*cuerpo de talud*”, y las que se desarrollan de manera parcial en el terreno de cimentación son denominadas “*de base*”.

Las superficies de falla pueden ser cilíndricas o conoidales, que para su estudio son asemejadas a arcos de círculo, lo que ha permitido obtener un buen grado de aproximación, el necesario para hacer los modelos matemáticos que describen el fenómeno. Además debe tenerse siempre en cuenta que la naturaleza de la superficie de falla está influenciada por el perfil estratigráfico y la génesis de los materiales, así como por las fallas preexistentes, las juntas, contactos y demás discontinuidades (Fig. I.B.1.1).

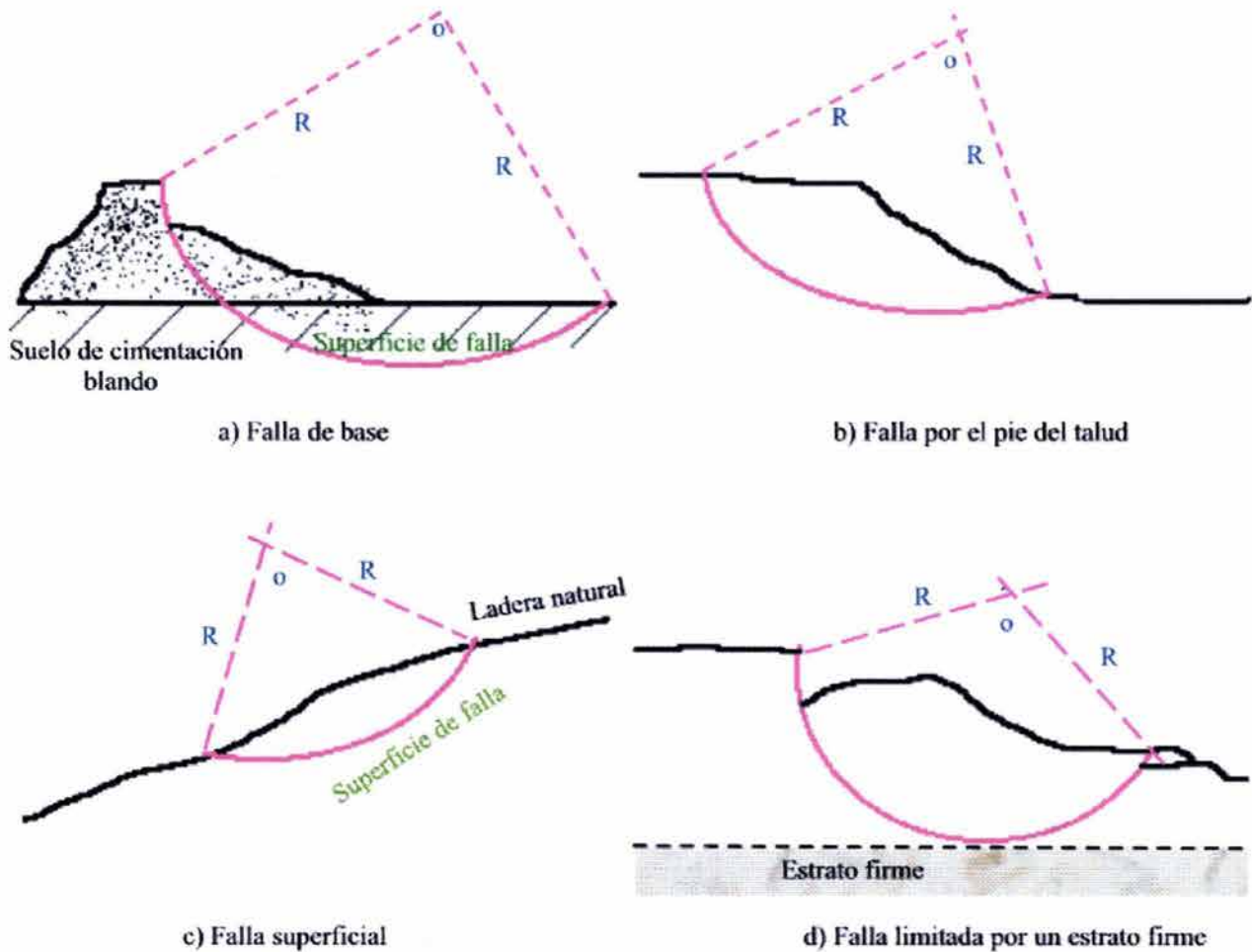


Fig. I.B. 1.1 Fallas rotacionales. Secciones típicas.

Las fallas circulares que afectan masas de material muy anchas, generan verdaderas superficies cilíndricas o en forma conoidal que es de ancho pequeño y gran longitud (Fig. I.B.1.2). Después de fallar el material es posible que queden taludes casi verticales (Fig. I.B.1.2), lo que puede conducir a nuevas fallas en la cabeza y costados de la falla original.

Los materiales más susceptibles de sufrir estos tipos de fallas son las arcillas sobreconsolidadas, materiales de composición variada regidos por su fracción arcillosa, también en taludes no homogéneos debido a las diferencias en la meteorización, rocas tobaceas meteorizadas o alteradas, estratificación u otras causas que se reflejen en discontinuidades o desorden estructural.

Se sabe que la profundidad es proporcional al escarpe, por lo que si la profundidad es muy grande, así también será el escarpe, esto hace que no se descarte en algunos casos, la existencia de creeps profundos. También es cierto que el agua suele jugar un papel fundamental, pues en muchos casos el material llega a ser

levantado por altas presiones de agua o bien, las altas presiones de poro que actúan como un acuicludo, es decir, rompen la estructura interna de los materiales.

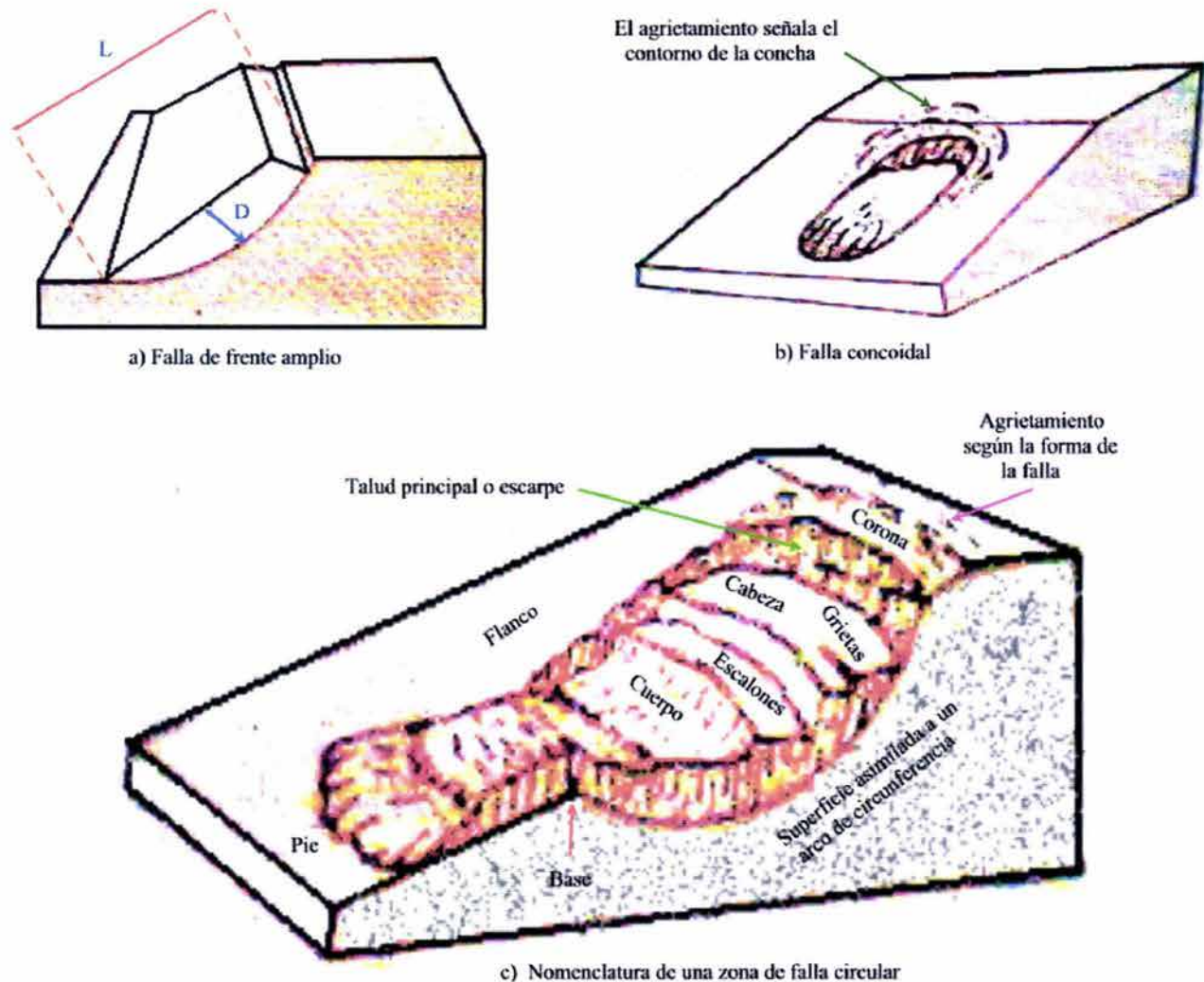


Fig. I.B.1.2 Tipos de fallas rotacionales.

En las *rocas* se presenta el fenómeno cuando éstas se encuentran en un estado de alteración avanzado o están sumamente fracturadas. La falla por rotación inversa que consiste de hundimientos y deslizamientos de bloques (block slumping) se presenta en las rocas y es de gran semejanza externa a la suscitada en los suelos, pero internamente posee grandes diferencias, entre ellas la existencia de bloques independientes con rotación inversa y aperturas tabulares, como lo muestra la Fig. I.B.1.3.

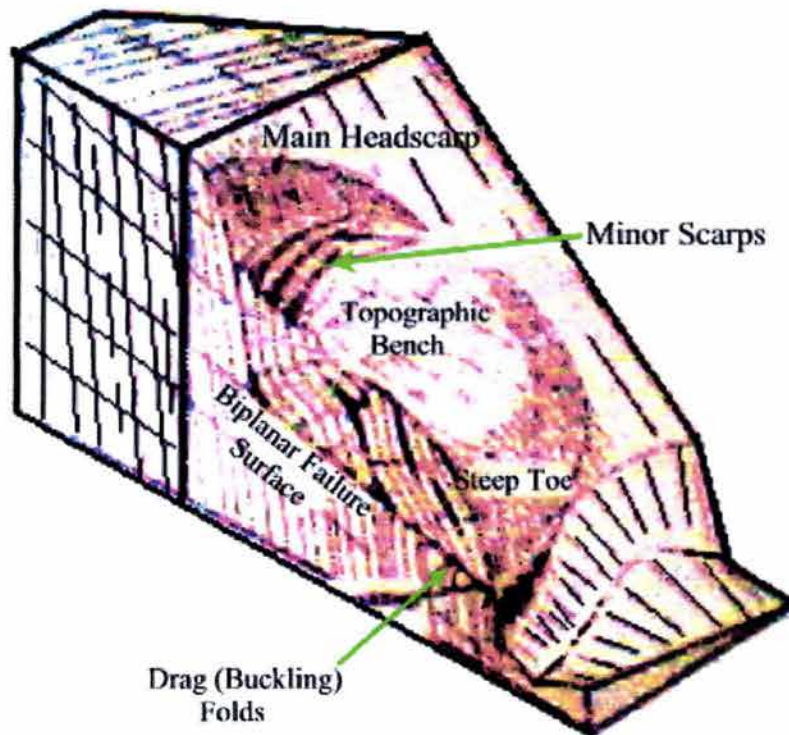


Fig. I.B.1.3 Morfología y estructura interna de un fallamiento por hundimiento de bloques, de Kieffer (1998). Ref. 37

I.B.2. Falla traslacional

Este tipo de falla consiste de movimientos traslacionales del cuerpo del talud sobre una superficie de falla básicamente plana, asociada a estratos poco resistentes que se encuentran a poca profundidad del talud.

La superficie de falla crece paralelamente al estrato débil que remata en sus extremos con dos cantiles, por lo general formados por agrietamiento.

Los materiales en que comúnmente suceden estas fallas son las arcillas blandas, las arenas finas y los limos no plásticos sueltos, cuya estructura es debilitada ya sea por elevadas presiones de poro o por la elevación de la presión del agua, fenómeno que se incrementa en las temporadas de lluvia.

Las fallas de materiales “*en bloque*” tienen lugar cuando existen discontinuidades o fracturas en relación al estrato débil (Fig. I.B.2.1). Las fallas de “*franja superficial*”, típicas en laderas naturales, suelen presentarse en materiales arcillosos productos de la meteorización –este fenómeno reduce la resistencia a la tensión (Fig. I.B.2.2)– de otros originales; éstas últimas también pueden ser producidas por sobrecargas, por ejemplo, la construcción de un terraplén en una ladera.

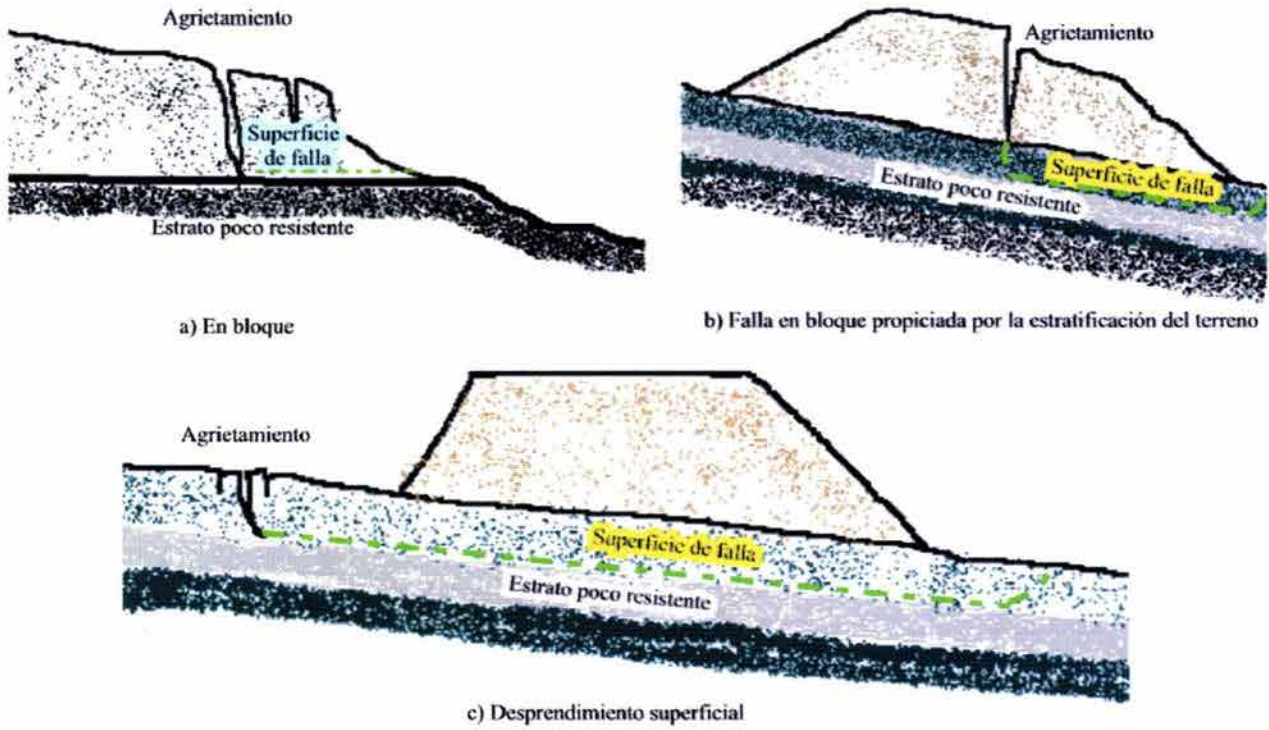


Fig. I.B.2 1 Fallas traslacionales.



Fig. I.B.2 2 Rasgos típicos relacionados con el comportamiento de taludes en roca.

Para que las fallas planas en *roca* sean cinemáticamente posibles, debe de cumplirse lo siguiente:

- a) El plano de falla debe aflorar en la cara del talud y su echado debe ser menor que la inclinación de éste.

- b) Condiciones topográficas o fracturamiento para que lateralmente se distingan los límites del bloque.

En las rocas se puede identificar el deslizamiento en bloque (rock sliding) y el fracturamiento en capas (sheet jointing) que genera estructuras por extensión, a poca profundidad, paralelas a la superficie del talud (Fig. I.B.2.2 y 3).



Fig. I.B.2 3 Falla de talud por la formación de nuevas juntas en capas. Ref.37

I.B.3. Fallas de superficie compuesta

Estas fallas consisten de movimientos en los que se presentan dos o más superficies de falla actuando de manera conjunta y pueden además generarse rotaciones y traslaciones simultáneas. Las superficies de falla suelen consistir de zonas planas y tramos curvos que suelen ser asimilados a arcos circulares comúnmente. Las superficies están predeterminadas por las heterogeneidades del talud y se ha demostrado que a menor profundidad hay una mayor componente traslacional. Fig.I.B.3.1

En las rocas, la falla de ésta especie más identificable es la "falla por cuña" (wedge slides) que se presenta cuando se interceptan dos o más discontinuidades y la línea de intersección tiene salida a la excavación o cara del talud.

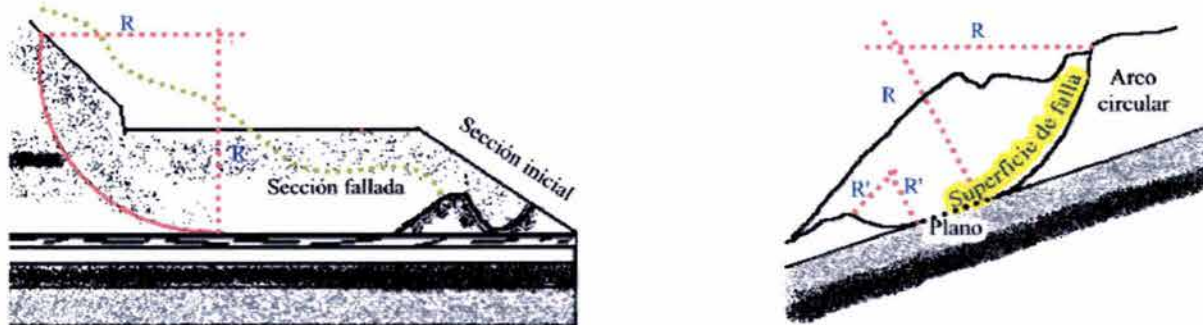


Fig. I.B.3 1 Fallas de superficie compuesta.

Las cuñas son por lo general bloques de roca en forma de tetraedro. Para que puedan moverse es necesario que la línea de intersección aflore a la cara del talud y/o que el echado de ésta sea menor que la pendiente del talud (estructuras conocidas como planos de estratificación buzantes). Véase Fig I.B.3.2

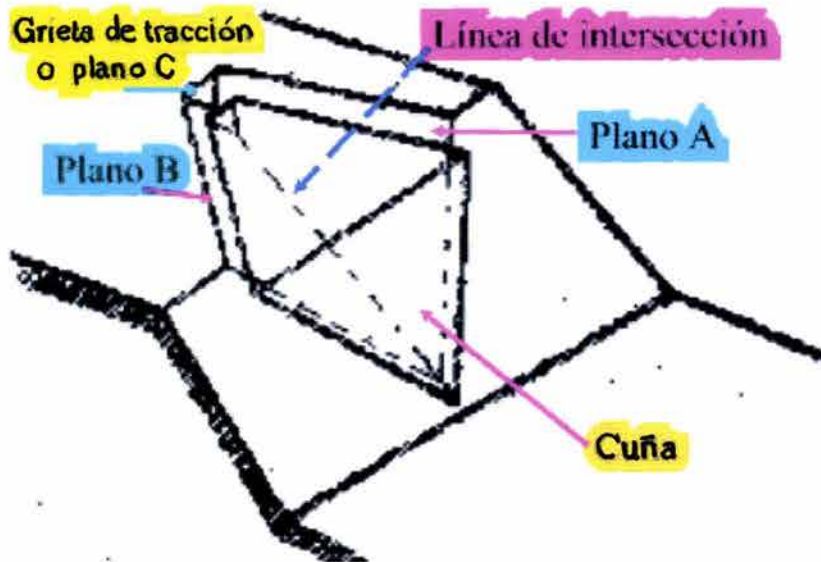


Fig. I.B.3.2 Definición geométrica de la cuña.

I.B.4. Fallas múltiples

Son movimientos que se caracterizan por tener varias superficies de deslizamiento, o bien, que pueden ocurrir de manera simultánea o en rápida sucesión. Se pueden distinguir dos tipos especiales de fallas de esta especie, las primeras son denominadas "*fallas sucesivas*" en las que se presentan deslizamientos rotacionales superficiales llegando a formar un escalonamiento regular, estas ocurren sobretodo en las ultimas etapas de degradación de arcillas sobreconsolidadas o fisuradas; las segundas son llamadas "*fallas regresivas*" en las que se van generando nuevas fallas a consecuencia de la falla de una primera, debido a la inestabilidad en las cabezas formadas, estas fallas son a su vez subdivididas en dos tipos, "*rotacionales*" y "*traslacionales*" (Fig. I.B.4.1). Las rotacionales ocurren cuando existe la topografía movida o escalonada acompañada de fenómenos de erosión notables y actúan sobre estratos de arcilla sobreconsolidada o lutitas, sobreyacidas en espesores grandes de roca o suelos firmes. Las traslacionales tienen lugar en capas superficiales

de arcillas fisuradas y lutitas, de manera que a mayor cantidad de material cohesivo será menor la masa deslizante.

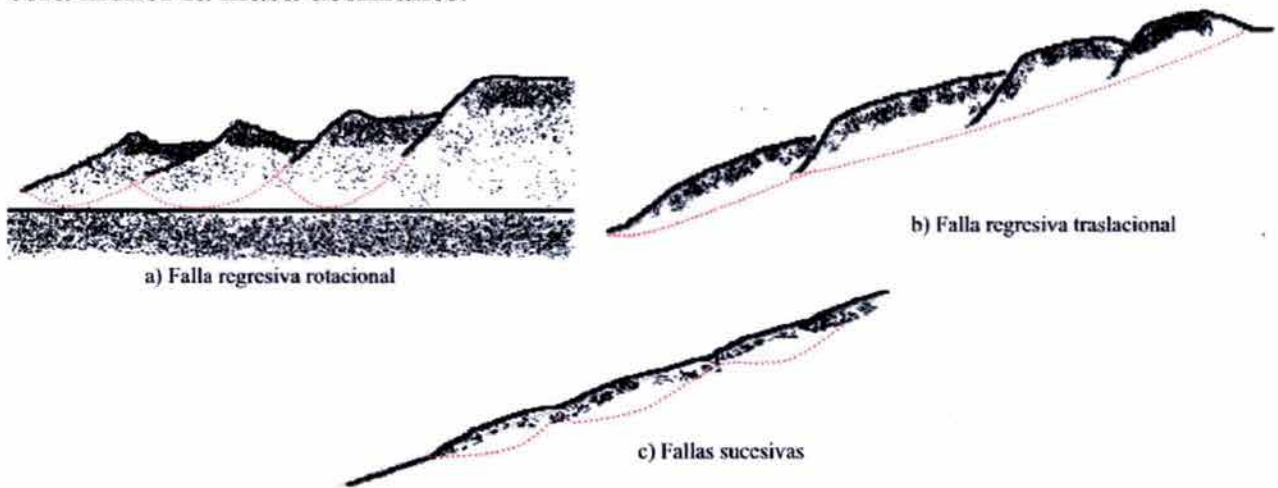


Fig. I.B.4 1 Fallas múltiples.

En las rocas es más común que un bloque tras otro experimenten hundimientos y se deslicen sin rotar ni cambiar su orientación (Fig. I.B.4.2). De no explorar el suelo podría pensarse que sea un talud en un macizo rocoso homogéneo de roca estratificada en lugar de un talud de bloques de roca. Otro también es el caso del deslizamiento por ruptura en la base de un talud, o bien, una columna de roca como se muestra en la Fig. I.B.4.3.

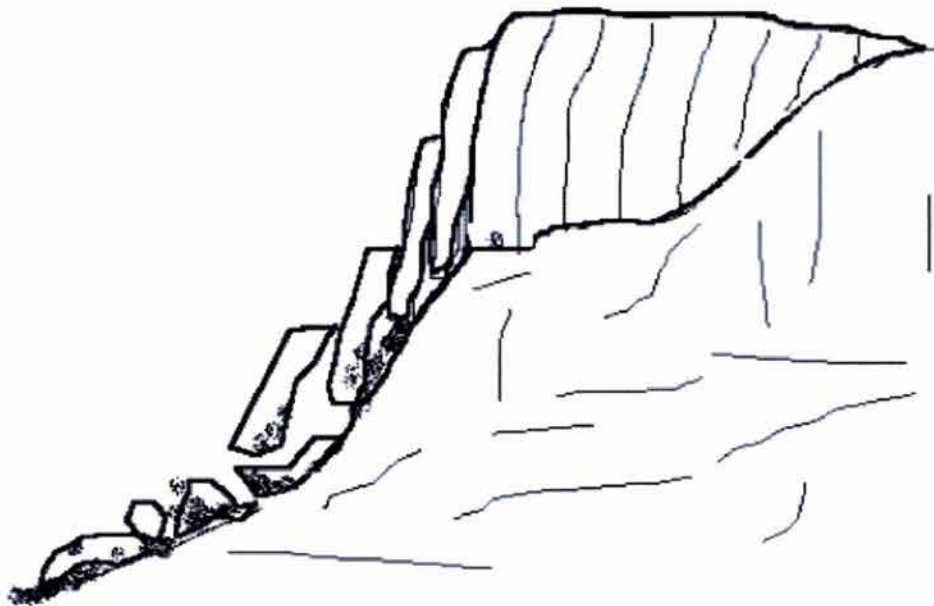


Fig. I.B.4 2 Falla por hundimiento de bloques y deslizamiento en una superficie suave
(Block slumping and rafting on soft base)

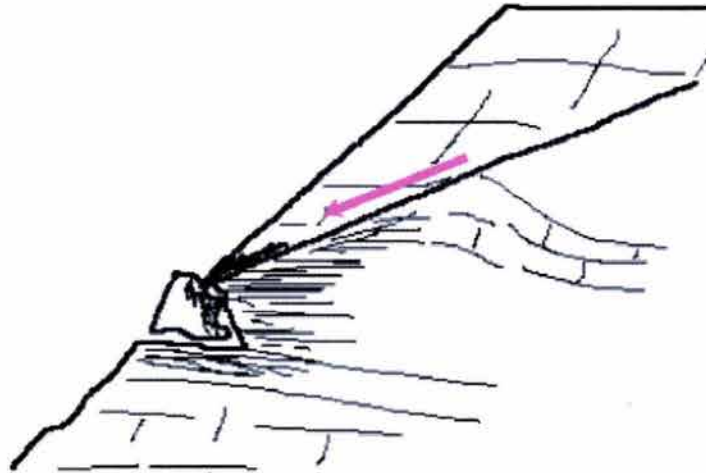


Fig. I.B.4.3 Deslizamiento por ruptura en la base.

I.C. Derrumbes, caídas y volteos

Primeramente se tratarán los desprendimientos, falla caracterizada por los desprendimientos locales que pueden ser de poco volumen o bien, comprender grandes masas fragmentadas. No hay en sí una superficie de falla, pues lo que limita estos movimientos son entre otros factores las discontinuidades y fallas preexistentes.

Estas fallas suelen asociarse a cantiles o cortes escarpados, con más frecuencia en arcillas fuertemente consolidadas, excluyendo las rocas.

Los *caídos* en cambio se caracterizan porque la masa se mueve principalmente en el aire y el fenómeno comprende la caída libre. El movimiento es a saltos y rebotes, que pueden llevar al rodamiento de los fragmentos de roca o materiales sueltos encontrados en la superficie de los taludes.

El *volcamiento o volteo* (toppling) es un movimiento debido a fuerzas que causan un momento de inestabilidad en torno a un punto de rotación, situado por debajo del baricentro de la masa afectada (Fig. I.C.1). Puede ser un fallamiento profundo en donde los bloques o columnas de roca tienen un buzamiento opuesto a la superficie expuesta de talud y puede dar lugar a grandes derrumbes. La Fig. I.C.1' muestra tres clases de rotura por volteo.

Estos tres tipos de falla pueden deberse quizás a:

- a) Expansión de los materiales
- b) Excavaciones al pie del talud
- c) Escarpe de los taludes constituidos por rocas con fracturamiento vertical o subvertical.

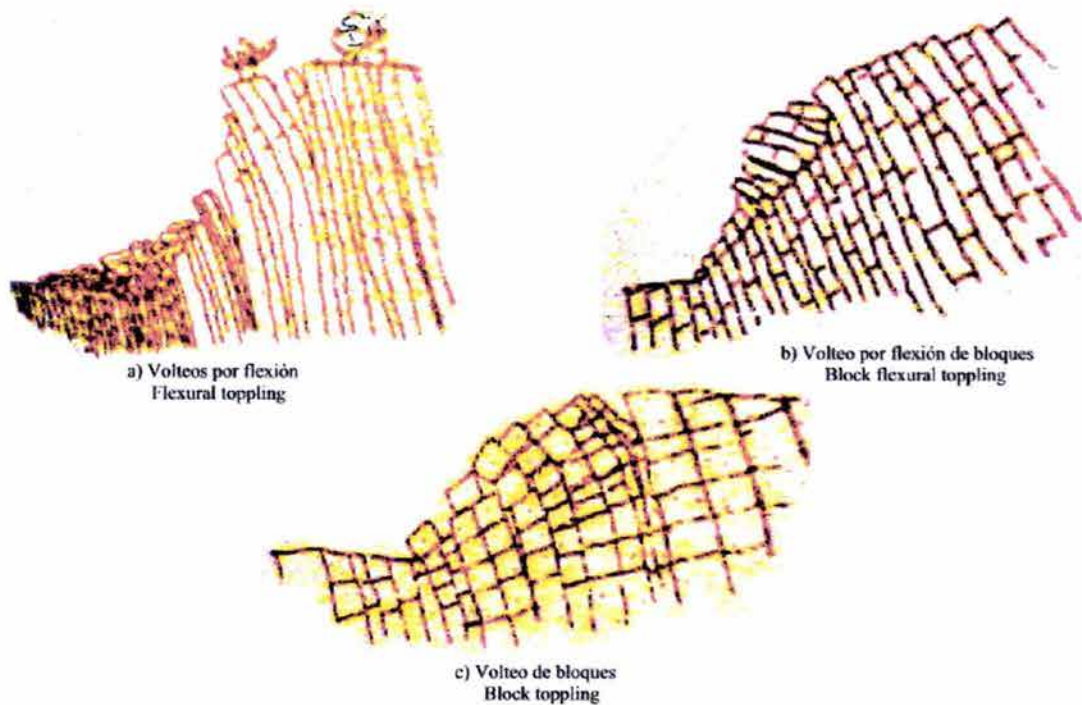


Fig. I.C.1 Tipos de volteo. Por Goodman y Bray

Hay algunos tipos de falla que por sus cualidades se pueden señalar de manera específica, como el “*desprendimiento*” (raveling) que es un proceso de desgaste debido a la meteorización y el transporte gravitacional. El “*relajamiento de un macizo rocoso*” (rock mass loosening) que es parecido a la fracturación en capas y se puede deber al hecho de que el talud se expanda, por ejemplo cuando éste es de arenisca ésta se parte; la lutita en cambio se degrada y queda susceptible a cualquier factor que la lleve finalmente a la falla.

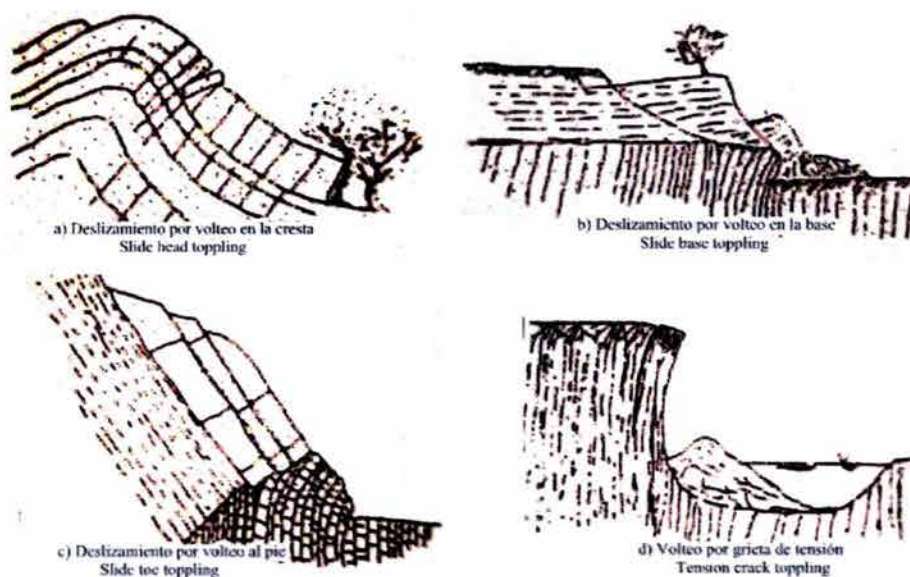


Fig. I.C.1' 1 Modos de falla por volteos secundarios.

Otro tipo de falla es el “*colapso de columnas*” (column collapse) ó “*pandeo*” (buckling), fallas debidas a la compresión de columnas que pueden fallar sólo en una dirección (Fig. I.C.2). Muchas quizás se deben al hundimiento de bloques (kink-band slumping), facilitado por una fractura en cruz en la parte inferior de la columna (Fig. I.C.3).

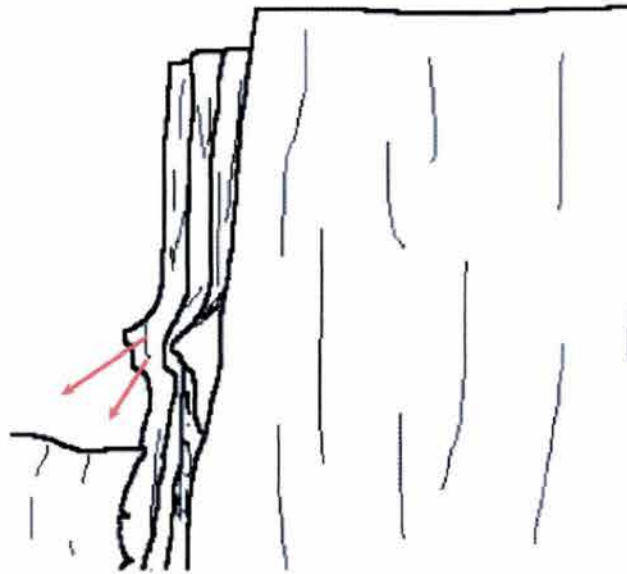


Fig. I.C.2 Falla de columnas por pandeo.

Hay un fenómeno muy especial y recibe el nombre de “*estallamiento de rocas*” (rock bursting). La ruptura de la roca se desarrolla en la zona superficial de ésta, debido a los esfuerzos tangenciales actuantes elevados. Se presentan sobretodo en materiales graníticos, mármoles y taludes excavados en roca dura y regiones con esfuerzos muy altos como puede ser la base de un cañón angosto y muy profundo.

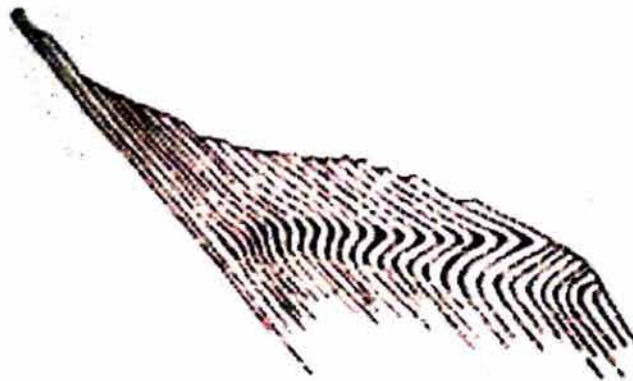


Fig. I.C.3 Falla por hundimiento de bandas plegadas (Kink band slumping)

I.D. Fallas por erosión

Es cierto que la erosión como tal puede llevar a la propagación de muchísimos tipos de falla, pero también que provoque fallas debidas exclusivamente a la erosión de los materiales, dichas fallas se deben al ataque superficial por los agentes erosivos (agua o viento) ó sustancias químicas que porten y que actúan sobre los materiales del talud.

Los rasgos característicos de este fenómeno son las irregularidades en las caras de los taludes, las socavaciones y las canalizaciones sobre la superficie del material. Difícil es saber en ocasiones cuanto afecta además de la meteorización o descomposición química en cortes, sobretodo de arcillas sobreconsolidadas, lutitas, pizarras metamorfizadas, etc. (Ref.2).

I.E. Fallas por tubificación

Este fenómeno también es conocido como erosión interna y tiene su génesis en el establecimiento de un flujo de agua a través del cuerpo del talud y/o terraplén, que después de ello comienza a arrastrar partículas, aumentando el área por donde circula, incrementando también su velocidad de flujo y consecuentemente debilita internamente al material.

Este fenómeno se presenta con mayor frecuencia en terraplenes, más aún en aquellos en donde exista un gradiente hidráulico, por la presencia de tirantes de agua de diferente magnitud a los lados del mismo. Las zonas más concurridas por este tipo de ataque son los cruces por lugares pantanosos, cercanías a los vasos de presas, zonas de inundación de ríos, etc. Más identificable se ha hecho aún el problema en los ductos o alcantarillas, considerados como puntos críticos puesto que son los lugares en donde resulta ser insuficiente la compactación, por la problemática que suele tener lugar en las vecindades durante la construcción de los terraplenes.

Este fenómeno tiene la peculiaridad de empezar siempre aguas abajo y se va extendiendo hacia aguas arriba, llegando a ser tal su efecto que sin más, es capaz de desmoronar por completo el cuerpo de un terraplén.

I.F. Fallas por agrietamiento (terraplenes)

Éstas son de especial importancia en los terraplenes y puede presentarse de manera “*transversal*” por asentamiento diferencial a lo largo del eje del camino asociada sobretodo a la cimentación sobre suelos blandos, en cambio, el “*agrietamiento longitudinal*” que es más frecuente o perceptible se debe a movimientos diferenciales en los hombros del terraplén y su parte central manifestándose con la aparición de grietas simétricas respecto al eje del camino.

Se sabe que quizás una de las causas más importantes sea el distinto grado de secado entre los materiales cercanos a los hombros y taludes del terraplén y los de la zona central del mismo, que son menos expuestos a la evaporación solar. (Fig. I.F.1). En terraplenes de materiales finos ricos en su fracción arcillosa que son susceptibles al cambio de volumen por la cantidad de agua que posean, además de retenerla, favorecen la concentración de agua bajo el mismo, lo que puede incluso llegar a elevar el nivel freático bajo el terraplén, en tanto que los hombros y taludes pudiesen contener muy poca humedad. Los materiales finos sin duda alguna influyen en el fenómeno. La Fig. I.F.2 muestra la zona en que caen las curvas granulométricas de los suelos aparentemente más susceptibles al agrietamiento; aunque la evidencia de que se dispone dista de ser completa, parece que las arcillas inorgánicas con índice de plasticidad menor que 15 y con graduación dentro de la zona marcada en la figura son más susceptibles al agrietamiento sobretodo cuando se compactan del lado seco, que otros suelos más finos o más gruesos. Las arcillas con índice de plasticidad mayor que 20, aunque sean más finas que las anteriores, aguantan mucha más deformación sin agrietarse. (Ref. 2)

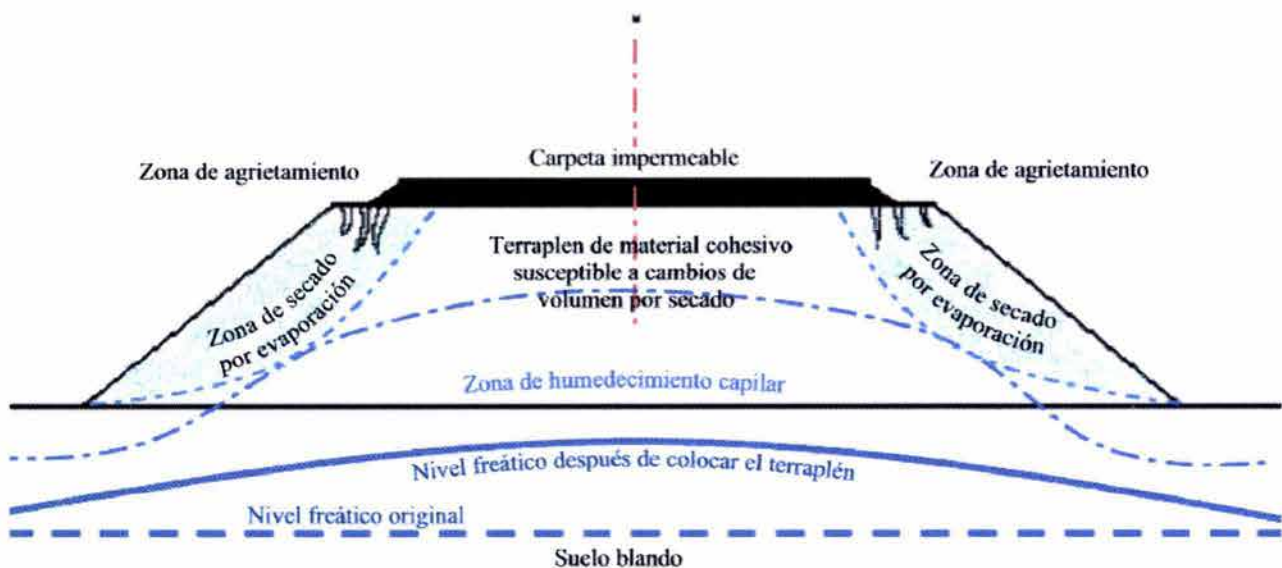


Fig. I.F. 1 Mecanismos del agrietamiento longitudinal en terraplenes.

También la compactación con contenidos de agua más bajos que la humedad óptima de campo, en las arcillas por ejemplo, aumenta substancialmente su flexibilidad en relación a la compactación hecha con contenidos de agua de 2% y 3% menores de dicho óptimo de campo; por lo anterior es pues necesario tener un estricto control de la humedad de los materiales durante la construcción de los terraplenes.

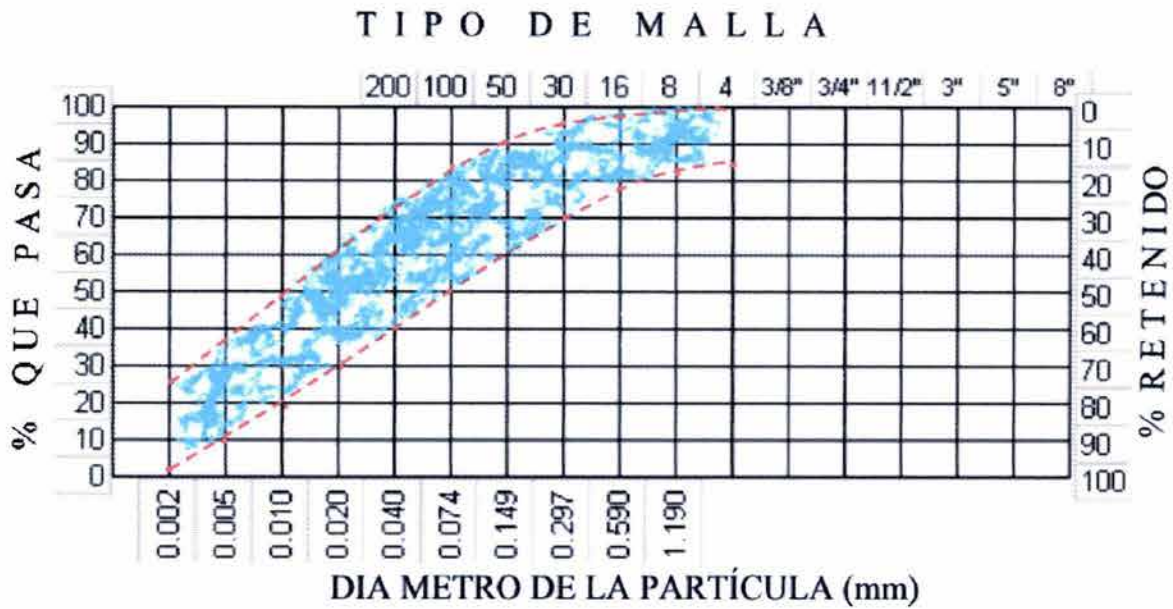


Fig. I.F. 2 Granulometría de los suelos más susceptibles de agrietamiento. (Ref. 2)

I.G. Fallas por licuación

Los fenómenos de licuación consisten de la pérdida rápida de la resistencia al esfuerzo cortante, temporal o definitiva, y dicha pérdida es justamente la que produce el colapso.

La causa queda definida por el incremento de los esfuerzos cortantes actuantes y el desarrollo correspondiente de presión de poro o por el desarrollo rápido de presiones en el agua intersticial, a causa de un sismo, explosión, etc.

Los materiales susceptibles a este tipo de falla son sobretodo las arenas finas sueltas saturadas y en ocasiones también en arcillas saturadas.

Las arenas con $D_{10} < 0.1\text{mm}$ y coeficiente de uniformidad $C_u < 5$ y limos con índice de plasticidad < 6 son los materiales más peligrosos formando un terraplén o una cimentación de éstos. (Ref. 2)

Las fallas en arcillas reportadas, se dan en arcillas marinas emergidas por la recuperación isostática de los continentes y lavadas con posterioridad, con una lenta sustitución de agua salada por agua dulce, provocando intercambios catiónicos que perjudican la resistencia al esfuerzo cortante y un gran aumento en su sensibilidad. La arcilla se remoldea hasta llegar a la condición de un líquido, estado que conserva, pues la falta de iones impide la reestructuración.

I.H. Fallas por deformación de los hombros en los terraplenes

Consiste de la deformación progresiva o acumulativa de los hombros del terraplén, que se desplaza hacia abajo, generándose una sección transversal

redondeada o escalonada. A veces aparece una grieta paralela al eje de la vía, lo que puede ser el inicio de un deslizamiento de tierras.

Este problema es causado sobretodo por la compactación deficiente en materiales finos plásticos con mal drenaje superficial o bien por la actuación de los esfuerzos existentes en la frontera del talud, que se deforma descendiendo en la parte superior y extendiéndose en la interior. La génesis del problema estriba pues en el estado general de esfuerzos internos de la estructura y no en ningún efecto externo como pudiese pensarse.

Así pues, hasta ahora lo que se ha planteado es una exposición de los diferentes tipos de falla, los más conocidos quizás en las vías terrestres, así como los que han cobrado importancia en nuestro país, como lo son las fallas en las laderas naturales.

Se mencionó con frecuencia la velocidad del movimiento, pero en sí, que velocidades se alcanzan, bien, la siguiente tabla muestra ciertos intervalos de velocidades manejados en el estudio de las fallas de laderas y taludes.

Velocidad	Interpretación de la velocidad	Posible impacto destructivo
3 – 5 metros por segundo	Extremadamente rápido	Catástrofe de gran violencia
0.3 – 3 metros por minuto	Muy rápido	Pérdida de algunas vidas, gran destrucción
1.5 metros por día a 1.8 metros por hora	Rápido	Posible escape y evacuación, construcciones, posesiones y equipo destruido.
1.5 – 13 metros por mes	Moderado	Estructuras bien construidas pueden sobrevivir
1.5 – 1.6 metros por año	Lento	Carreteras y estructuras bien construidas pueden sobrevivir si se les da el mantenimiento adecuado y constante.
0.06 – 0.016 metros por año	Muy lento	Algunas estructuras permanentes, construidas con criterios formales ingenieriles no sufren daños, y si llegan a sufrir algún agrietamiento por el movimiento, pueden repararse.
	Extremadamente lento	No hay daños a las estructuras construidas con criterios formales de ingeniería

Tabla I.2 Velocidades de movimientos en laderas. CENAPRED, Ref.18

A manera de resumen, la tabla siguiente muestra los tipos de falla antes mencionados, así como los materiales en las que son comunes. (Ref.37)

MODO DE FALLA	MATERIAL TÍPICO
Hundimiento (cortante con rotación inversa) Slumping (shearing with backward rotation)	Arcillas – lutitas blandas o intemperizadas; rellenos de falla; tobas blandas.
Erosión / Tubificación (Erosion / Piping)	Suelos residuales limosos, especialmente granito desintegrado, rellenos limosos de falla, areniscas no cementadas, sedimentos piroclásticos sin arcilla, no cementados.
Desprendimiento (Ravelling)	Brechas y conglomerados pobremente cementados, rocas duras densamente fracturadas.
Deslizamiento sobre "fracturamiento en capas" preexistentes o de nueva formación. (Sliding on preexisting or new sheet joints)	"Fracturamiento en capas" preexistentes en granitos y areniscas, fracturas en capas nuevas, en rocas duras intemperizadas sobre taludes muy inclinados, areniscas masivas frágiles y piroclásticos.
Roca triturada o desintegrada (Rock crushing or disintegration)	Las rocas suaves forman puente de roca que impide el movimiento de bloques; las rocas rígidas originan el falseamiento por capacidad de carga de rocas suaves o suelos subyacentes. Tobas pobremente soldadas sobre tobas suaves alteradas.
Deslizamiento de un bloque o múltiples bloques sobre un plano (Block sliding on a single plane – single or multiple blocks)	Rocas duras o suaves con discontinuidades bien definidas ejemplos: rocas sedimentarias estratificadas, rocas volcánicas, granito fracturado en bloques, aún si están alterados y rocas metamórficas foliadas.
Deslizamiento de un bloque o múltiples bloques a través de una línea de intersección. (Block sliding on two planes along their line of intersection – single or multiple blocks)	Rocas en bloques, con dos sistemas continuos de fracturamiento, como las rocas sedimentarias con fracturamiento ortogonal, rocas falladas, granitos fracturados en bloques y especialmente rocas metamórficas foliadas.
Hundimiento o asentamiento de un bloque o múltiples bloques (rotación inversa sobre una esquina o arista del bloque) "Block slumping" (back rotation about an edge) – single or multiple blocks.	Rocas duras con fracturas preexistentes paralelas, buzando hacia el espacio libre, con mayor inclinación que el ángulo del talud y al menos una fractura plana aflora en el corte. Se desarrolla principalmente en pizarras, filitas y esquistos.
Volteo de un bloque o múltiples bloques (rotación hacia delante sobre un borde o arista) "Block toppling" (forward rotation about an edge) – single or multiple blocks	Rocas duras con fracturas paralelas buzando hacia el macizo rocoso, con o sin fracturamiento ortogonal. Se desarrolla mejor en pizarras, filitas y esquistos.
Colapso de columnas "Column collapse" (buckling)	Rocas sedimentarias débiles, de estratificación delgada con buzamiento paralelo al talud, sin fracturamiento ortogonal. Se presenta típicamente en lutitas / areniscas, lutitas / pedernal, horizontes de carbón y pizarras, filitas o esquistos.
Deslizamiento por volteo al pie (Slide – toe toppling)	Rocas típicas al volteo, al pie de un derrumbe o deslizamiento en bloque, particularmente cuando el pie del deslizamiento es una falla.
Deslizamiento por volteo en la base (Slide base toppling)	Rocas típicas al volteo que subyacen a un deslizamiento o deslizamiento de bloque, particularmente cuando la base del deslizamiento es una superficie de falla.
Deslizamiento por ruptura en la base (Slide base rupture)	Rocas débiles que se pueden romper bajo un esfuerzo cortante paralelo a la superficie del deslizamiento, donde la superficie aflora a una ladera pronunciada o tajo.
Torsión o rotación de bloques (Block torsion)	Macizo rocoso en bloques donde el deslizamiento sobre una superficie potencial de deslizamiento, es impedido por la rugosidad y el puenteo de las fracturas, formando una bisagra.
Rotación de bloques a través de una esquina (Block rotation about a corner)	Macizo rocoso en bloques que puede deslizarse a lo largo de una línea de intersección, pero son impedidos de hacerlo por la rugosidad y puenteo de las fracturas en donde la esquina aflora.
Estallido de rocas (Rock bursting)	Movimientos dinámicos violentos y nuevas fracturas debidas a esfuerzos in situ; se presenta ocasionalmente en canteras de roca metamórficas y graníticas sin uso de explosivos.

Tabla I.3 Tabla resumen de los diferentes tipos de fallas en taludes y laderas. Adaptada de Ref. 37

II. GENERALIDADES ACERCA DE LA ESTABILIDAD DE TALUDES EN SUELOS RESIDUALES^{REF. 2}

Los suelos residuales presentan determinadas peculiaridades en lo que se refiere a la estabilidad de taludes, ya sean naturales (laderas) o artificiales.

Para ahondar en esto es necesario conocer tres conceptos de especial importancia, estos son:

- Perfil de meteorización
- Estructuras heredadas
- Efecto del agua subterránea

Estos tres conceptos forman parte de lo que se ha denominado “*intemperización o meteorización*” que es el proceso de destrucción constante de las rocas, definido como los cambios que tienen lugar en los minerales y rocas, en o cerca de la superficie de la tierra por efectos de la atmósfera, del agua, de las plantas y de la vida animal. Los productos que de dicho fenómeno resultan pudiesen ser transportados y también dar origen a otras estructuras que formen rocas y suelos.

El **perfil de meteorización** es la secuencia de capas de materiales con diferentes propiedades que se han formado en el lugar donde se les encuentra y que sobreyace a la roca no meteorizada.

El hecho de que se generen los perfiles de meteorización se debe a que existen diversos procesos de intemperismo, que para ser analizados se han dividido en dos grandes grupos, “*intemperismo mecánico e intemperismo químico*.”

El **intemperismo mecánico** es el proceso por el que las rocas se rompen en fragmentos más y más pequeños, como resultado de la energía desarrollada por las fuerzas físicas, sin alterar la composición original de los materiales. Entre los procesos que forman parte del intemperismo mecánico destacan la expansión y contracción debidas a ganancia y pérdida de calor, acción de las heladas – donde destaca el fenómeno llamado *palpitación* (frost heaving) –, *exfoliación* y otros producidos tanto por agentes físicos (aire, agua, glaciares y olas) como por la vegetación.

El **intemperismo químico** es el proceso mediante el cual se transforma el material original en algo diferente. Por ejemplo, el intemperismo químico de los feldspatos produce arcillas, con composición distinta y características físicas diferentes de los feldspatos originales.

El intemperismo químico es proporcional a la superficie expuesta de los materiales y la composición química de los mismos, puesto que su velocidad de propagación depende en gran medida de estos dos factores. La Tabla II.1 que a continuación se presenta muestra los productos del intemperismo químico de los silicatos más comunes que forman rocas.

MINERAL		COMPOSICIÓN	PRODUCTOS DE DESCOMPOSICIÓN IMPORTANTES	
			MINERALES	OTROS
CUARZO		SiO ₂	Granos de cuarzo	Algo de sílice en solución
FELDSPATOS FERROMAGNESIANOS	Ortoclasa	K (AlSi ₃ O ₈)	Arcilla Cuarzo finamente dividido	Algo de sílice en solución Carbonato de potasio (soluble)
	Albita (plagioclasa sódica)	Na (AlSi ₃ O ₈)	Arcilla Cuarzo (finamente dividido)	Algo de sílice en solución
	Anotita (plagioclasa cálcica)	Ca (Al ₂ Si ₂ O ₈)	Calcita (del Ca)	Carbonatos de sodio y calcio (solubles)
	Biotita Augita Hornblenda	Silicatos de Al, con Fe, Mg, Ca	Arcilla Calcita Limonita Hematita Cuarzo (finamente dividido)	Algo de sílice en solución Carbonatos de calcio y magnesio (solubles)
	Olivino	(Fe, Mg) ₂ SiO ₄	Limonita Hematita Cuarzo (finamente dividido)	Algo de sílice en solución Carbonatos de hierro y magnesio (solubles)

Tabla II. 1 Ref. 23

El intemperismo varía considerablemente de un sitio a otro por variaciones locales en el tipo y estructura de la roca, topografía, condiciones de erosión, regímenes de aguas subterráneas y variaciones locales del clima (en especial las temporadas de lluvias).

En casi todas las rocas metamórficas e ígneas intrusivas, el perfil de meteorización comprende una capa de suelo residual, una de roca meteorizada y la roca sana, poco meteorizada. Fig. II.1

Es difícil establecer los límites entre las distintas zonas del perfil de meteorización por lo que se recurre a métodos empíricos.

La Fig. II.2 muestra algunos perfiles típicos de meteorización en rocas sedimentarias comunes. En éstos se pueden apreciar algunas diferencias sustanciales con respecto a los perfiles en rocas ígneas y metamórficas. Por ejemplo, la parte (a) de la figura muestra un perfil típico de rocas carbonatadas (calizas, dolomitas y mármoles) donde la cubierta de suelo residual puede ser muy variable en espesor y calidad. Este suelo procede de la solución de la roca original y con frecuencia es arcilloso, pero puede ser arenoso y conglomerático; por lo general presenta un porcentaje ínfimo de la roca original, pues ha sido eliminada por solución. Por el contrario, en las rocas ígneas y metamórficas es común que el suelo residual contenga prácticamente todos los constituyentes de la roca original.

Es frecuente en muchas rocas sedimentarias del tipo de la caliza que el perfil de la roca meteorizada sea muy irregular y con cavidades rellenas o no de arcilla, y que su transición con el suelo residual sea brusca.

En las lutitas es común que la capa de suelo residual (arcilla) sea delgada, debido a la resistencia desarrollada por sus minerales a la meteorización. En este caso son más notables los sistemas de pequeñas grietas y fisuras, que se pueden abrir con facilidad por la relajación de esfuerzos, o sea que, las lutitas son más susceptibles a la desintegración mecánica, algo en lo que difieren con la mayoría de las rocas.

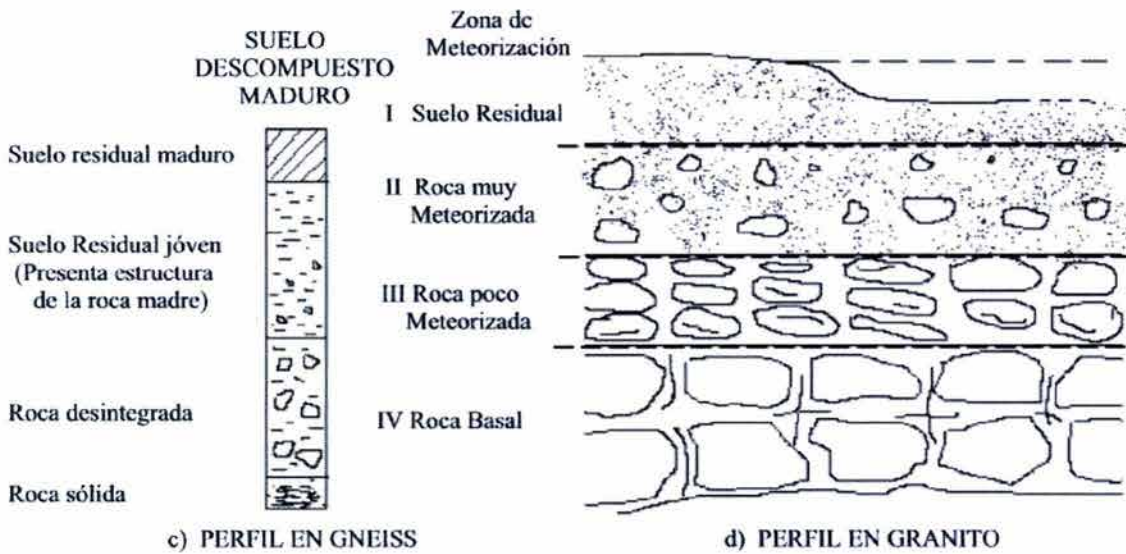
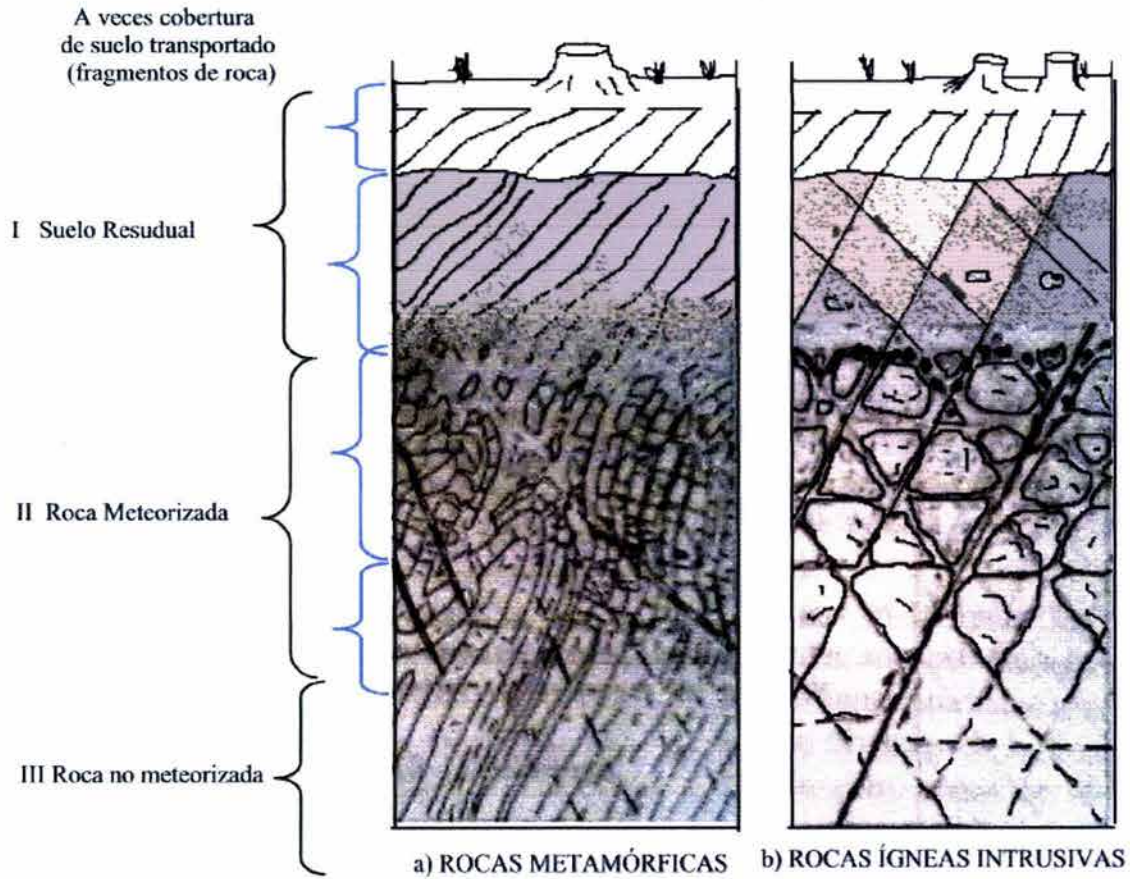


Fig. II. 1 Perfiles de meteorización típicos en rocas ígneas y metamórficas.

El mayor número de problemas de estabilidad de taludes en suelos residuales, producto de la meteorización de rocas metamórficas, sedimentarias e ígneas, ocurren en la capa residual por fenómenos relacionados con incrementos de presión de poro (asociados comúnmente a las lluvias), o en la capa intermedia de roca meteorizada por la influencia de diaclasas y fracturas heredadas de la roca original. En estos perfiles son comunes las grandes fluctuaciones estacionales de los niveles piezométricos, en las distintas capas que los forman.

Los problemas más comunes ligados a las calizas y otras rocas carbonatadas emanan de los sumideros, de la fracturación intensa y de las frecuentes intercalaciones de arcillas blandas; en éstas formaciones es común que se definan zonas de intensa concentración de flujo.

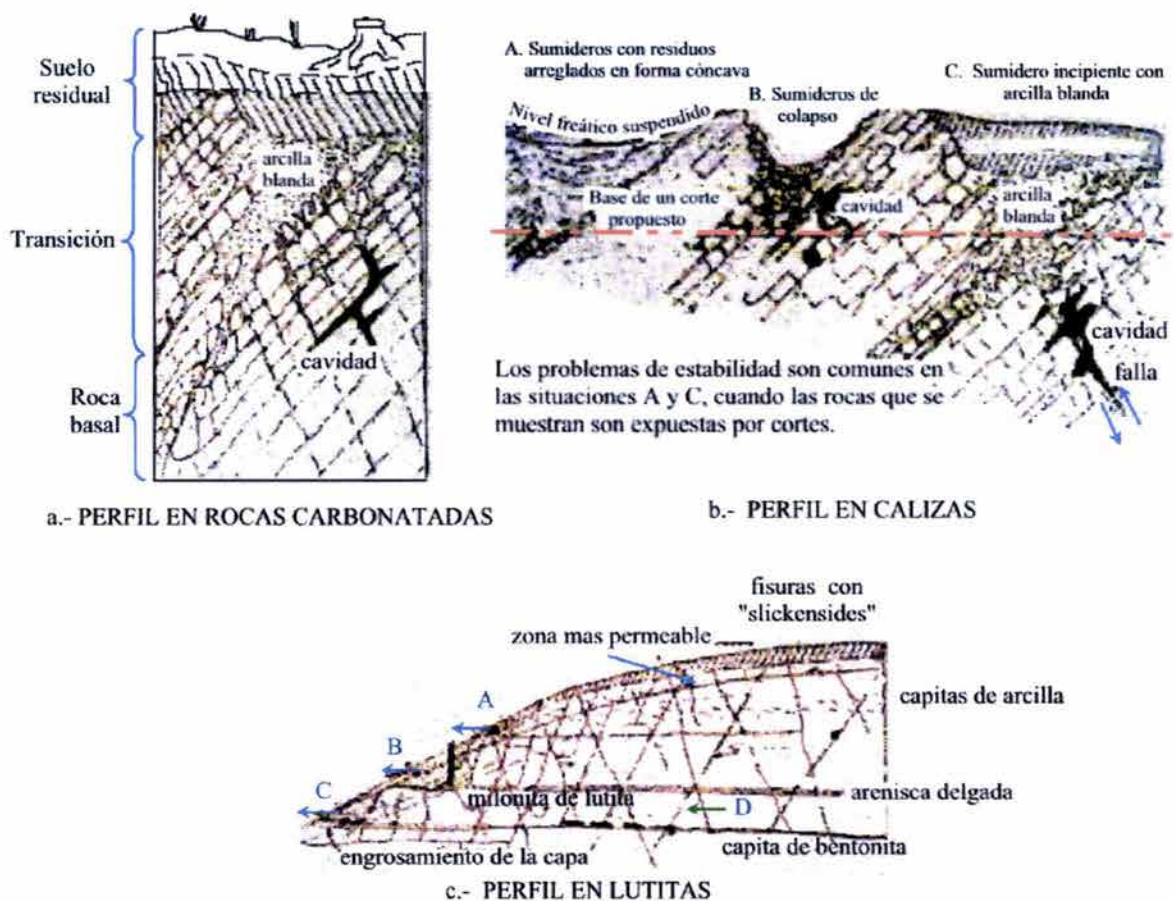


Fig. II. 2 Perfiles de meteorización típicos en algunas rocas sedimentarias.

La forma más típica de ruptura de laderas en lutita, es el deslizamiento poco profundo, indicado con A en la parte (c) de la Fig. II.2; tal deslizamiento suele estar sujeto a un nivel freático anormalmente alto en la lutita fisurada subyacente. El deslizamiento B se asocia a pequeñas capas débiles o muy permeables interestratificadas con lutita, situación muy común. El deslizamiento C típicamente asociado a una capa de arcilla muy blanda y poco resistente. Es común que el

deslizamiento B ó C se haga progresivo o sucesivo. Al desarrollarse deslizamientos profundos, acompañados de pequeños movimientos, aumenta la permeabilidad de la masa fallada y la posibilidad de filtraciones, pero generalmente permanecen las mismas condiciones de flujo para el agua detrás y debajo de la masa deslizante; si la masa deslizante no colapsa, cualquier medida que favorezca el drenaje beneficiará mucho la estabilidad del conjunto.

Según Skempton las laderas naturales de lutitas y arcillas sobreconsolidadas sólo serán estables para ángulos de inclinación que no excedan de la mitad del ángulo de resistencia residual y que, desde luego, no lo sobrepasen. Evidentemente que el agua incide notable y trascendentalmente en el comportamiento del material, y en este sentido las areniscas, por ser más permeables son muchas veces más firmes que las lutitas. Los perfiles de arenisca y lutita intercaladas pueden variar mucho por plegamiento y por el diferente grado de fisuración y fracturamiento a que aquél pueda dar lugar. Hankel estudió la inclinación que pueden tener estos perfiles y llegó a la conclusión de que el ángulo de inclinación límite resulta comprendido para la ladera natural entre la mitad y el valor completo del ángulo de resistencia atribuible al material a través del cual vaya a presentarse el deslizamiento. Fig. II.3

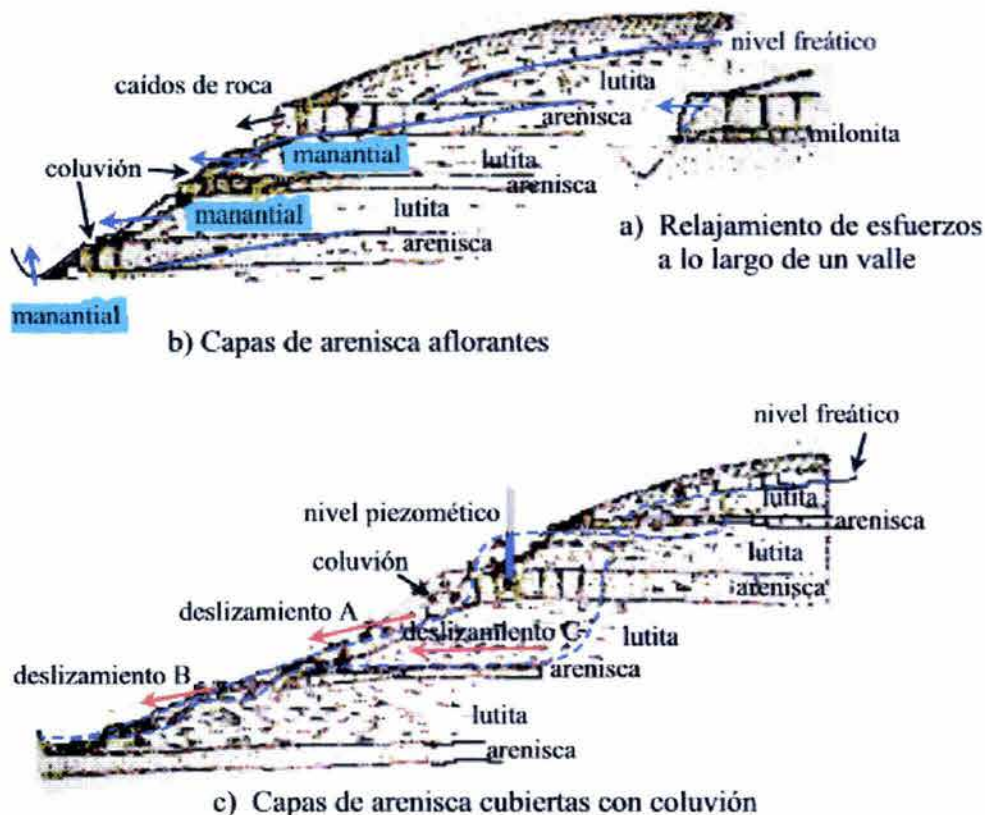


Fig. II. 3 Perfiles de intemperización típicos y problemas de estabilidad en lutitas interestratificadas con arenisca.

En la Figura II.3 se pueden ver los tipos de deslizamiento (A y B) más comunes en estos perfiles, siempre asociados a “estructuras heredadas”, aberturas de diaclasas en la arenisca por aumento de presión de poro, zonas de debilidad asociadas a la estratificación, problemas derivados de la expansión de lutitas o rupturas y erosiones debajo de los bloques de arenisca.

Como ya se mencionó, el agua subterránea y su flujo, desempeñan un papel fundamental en la estabilidad de los suelos residuales. Con frecuencia se desarrollan presiones importantes en las zonas de roca parcialmente meteorizada, en la que no es raro que el nivel piezométrico se aleje aún por encima del nivel natural del terreno.

Las estructuras heredadas consisten en diaclasas, exfoliaciones, juntas, fallas y otros defectos estructurales, venidos de la roca original. Su influencia es tal, que con frecuencia la resistencia al corte del material “intacto” no puede considerarse en absoluto, representativa del conjunto.

La peligrosidad de las discontinuidades se incrementa cuando se encuentran rellenos de suelos arcillosos. En general la resistencia al esfuerzo cortante disminuye cuando aumenta el grado de meteorización del material componente. Fig. II.4

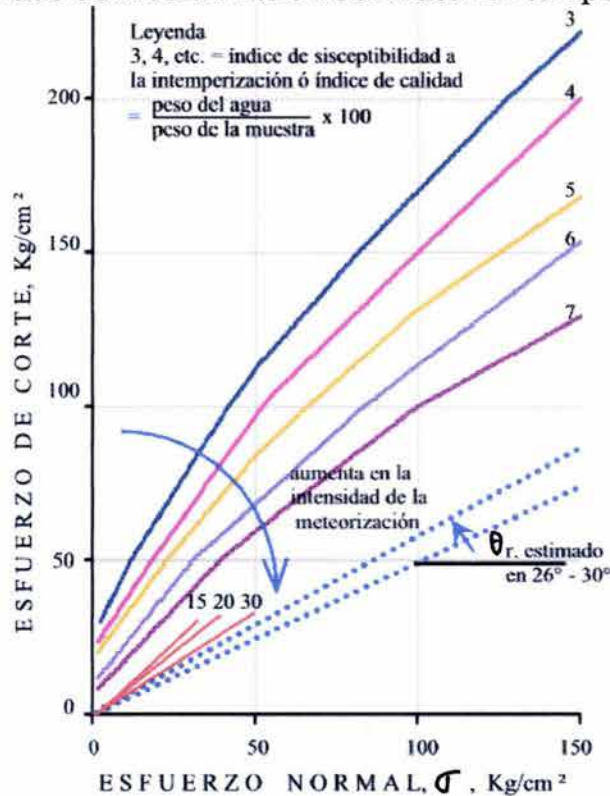


Fig. II. 4 Envolventes de resistencia al corte en granito meteorizado “intacto”. Ref.2

En realidad el problema básico estriba en estimar la resistencia del conjunto, tomando en cuenta la estructura y la condición de los materiales “in situ”. En este sentido los valores del ángulo de resistencia residual son particularmente útiles para evitar la pluralidad de resultados que pudieran generarse al elaborar pruebas de laboratorio (Tabla II.2) , puesto que quizás la mejor manera de diseñar taludes en suelos residuales es con el ejercicio de un criterio basado en la experiencia previa, que

tenga en cuenta el perfil de meteorización, la naturaleza de las estructuras heredadas y el régimen local de aguas subterráneas, puesto que, difícil es imaginar una exploración lo suficientemente completa y un programa de pruebas de laboratorio lo bastante representativo para poder diseñar fundamentándose exclusivamente en el cálculo.

TIPO DE ROCA O SUELO	INTENSIDAD DE LA METEORIZACIÓN	PARÁMETROS DE RESISTENCIA				CRITERIO PARA LA OBTENCIÓN
		c_u , cohesión (Esfuerzos totales)	ϕ_u , ángulo de resist. (Esfuerzos totales)	ϕ (Esfuerzos efectivos)	ϕ_r (residual)	
		Kg/cm ²	-	-	-	
ROCAS METAMÓRFICAS						
Gneiss	Sano	12.5	60°	-	-	Pruebas de corte directo con contactos roca – concreto
	Medianamente descompuesto	8	35°	-	-	
	Muy descompuesto	4	29°	-	-	
	Muy descompuesto (zona de falla)	1.5	27°	-	-	
	Descompuesto	-	18.5°	-	-	
Esquistos	Parcialmente meteorizado	0.7	35°	-	-	Análisis a partir de deslizamientos normales a la esquistosidad
	Meteorizado	-	24.5°	-	-	
	Medianamente meteorizado	-	-	15°	-	Prueba rápida consolidada con grado de saturación al 50% y 100%
	Meteorizado	-	-	21°	-	
Filitas	Meteorizado	-	26° - 30°	-	-	Pruebas de corte directo en pedraplén compactado
	Suelo residual	0	24°	-	-	Análisis de deslizamiento perpendicular a la esquistosidad
ROCAS ÍGNEAS						
Granito	Índice de calidad					Pruebas de corte directo en el lugar
	3	6-13	62° - 63°	-	-	
	5	5	57°	-	-	
	7	3	49° - 52°	-	-	
	10	2	45°	-	-	
	15	1	41°	-	-	
	Relativamente sano	-	-	-	29° - 32°	Pruebas de corte directo en el laboratorio
	Parcialmente meteorizado	-	-	-	27° - 31°	
Meteorizado	-	-	-	26° - 33°		
Diorita	Muy descompuesto	0	25° - 34°	35°	-	Pruebas rápidas consolidadas
	Suelo residual	-	-	28°	-	
Riolita	Descompuesta	-	-	30°	-	
ROCAS SEDIMENTARIAS						
Marga	Sana	-	-	>40°	23° - 32°	Pruebas lentas y rápidas consolidadas
	Medianamente meteorizada	-	-	32° - 42°	22° - 29°	
	Altamente meteorizada	-	-	25° - 32°	18° - 24°	
Arcilla (Londres)	Meteorizada	-	-	19° - 22°	14°	
	No meteorizada	-	-	23° - 30°	15°	
Materiales de relleno de grietas	Arcilla negra fisurada	-	-	-	10.5°	Pruebas rápidas consolidadas
	Arcilla negra no fisurada	-	-	-	14.5°	
SUELOS Y MINERALES						
Arena cuarzosa	-	-	-	-	30° - 35°	-
Caolinita	-	-	-	-	12°	-
Ilita	-	-	-	-	6.5°	-
Montmorilonita	-	-	-	-	4° - 11°	-
Moscovita	-	-	-	-	17° - 24°	-
Mica hidratada	-	-	-	-	16° - 26°	-

Tabla II. 2 Parámetros de resistencia de algunos materiales. Rico y del Castillo, Ref. 2

II.A. Consideraciones sobre los parámetros de resistencia a considerar en el cálculo numérico de la estabilidad de laderas naturales y taludes artificiales.

Dado que para el ingeniero es muy importante el cálculo de taludes tanto para fines de proyecto como para la revisión de una situación comprometida, es necesario poder conocer con aproximación acerca de las condiciones y parámetros que guardan relación con el fenómeno.

Así pues, sabiendo que las fallas están asociadas sobretodo a deficiencias de resistencia al esfuerzo cortante de la masa del suelo ante los esfuerzos cortantes actuantes, resulta fundamental la determinación con que ha de expresarse esa resistencia. En este capítulo se tratará de exponer claramente las características esenciales de los parámetros usados para la modelación matemática de los taludes y laderas, ya sea para precisar la influencia de dichos parámetros como para encontrar las relaciones que guardan éstos.

Algo que debemos de recordar es que la resistencia al esfuerzo cortante, lejos de ser una constante que tipifique el comportamiento del material, es una variable circunstancial. De manera que combinando las ideas anteriores, podemos concluir que, antes de aplicar uno u otro método matemático de análisis, se debe de discutir sobre las condiciones en que han de determinarse en cada caso y los parámetros de resistencia que se consideren en tales modelos matemáticos, para definir tanto los criterios de obtención de la resistencia como las pruebas de laboratorio a desarrollarse, que utilidad puede hacerse de los resultados y que representatividad puede atribuirse a éstos en relación a las condiciones naturales originales y aquellas a las que estará sometida la obra durante su vida útil.

En raros casos las laderas y taludes poseen condiciones de homogeneidad que nos permitan aspirar a hablar de determinados parámetros específicos, por ejemplo, la resistencia de la ladera o el talud. La excepción está constituida casi, únicamente por las laderas y taludes de materiales arcillosos suaves o bien, un terraplén construido con materiales sobre los que podemos tener cierto control, de manera que reducir o tratar de reducir las complejidades de la naturaleza a una sola ley sencilla, será siempre cuestionable.

El concepto de falla progresiva ha cobrado importancia para entender más acerca de la resistencia de los suelos en relación con la estabilidad de taludes en general y de laderas naturales en particular. El estudio de tal condición ha aumentado la posibilidad de comprender el comportamiento de laderas con suelos cohesivos firmes, lutitas suaves, pizarras arcillosas y otros materiales análogos. Existe la evidencia de que la relación de la resistencia de campo del suelo a la obtenida en laboratorios con muestras sin drenaje, disminuye de manera significativa cuando aumenta la firmeza del suelo. Esto llevó a que muchos investigadores propusieran el uso de un factor empírico de reducción de la resistencia no drenada del suelo cuando ésta haya de usarse en los análisis de estabilidad.

Skempton en 1963 hizo una diferencia fundamental entre lo que es la resistencia máxima y la resistencia residual.

La resistencia de la masa deslizante podría no ser tan alta como la resistencia máxima convencional a lo largo de toda la superficie de falla. Quizá, además, en la mayoría de los casos esa resistencia no disminuiría tanto como para alcanzar el valor residual aún siendo una buena frontera para limitar las condiciones de estabilidad. Skempton no ofreció en este sentido un método satisfactorio para encontrar dicho valor, uno que oscila entre la resistencia máxima y la residual.

Bjerrum enfatizó la significación de los fenómenos físico-químicos estructurales en los mecanismos de falla progresiva.

Los suelos más peligrosos son las arcillas sobreconsolidadas con nexos estructurales muy fuertes, pues sometidas a la meteorización liberan grandes cantidades de energía de los nexos, desarrollando fuertes tendencias a la expansión, pero también es cierto que cuando no se someten a la meteorización son los materiales más seguros.

Bishop en 1966 se percató que la resistencia de campo de un talud es más próxima obtenida con pruebas de campo en gran escala que la determinada en pruebas de laboratorio.

Patton (1966) experimentó sobre rocas sintéticas con grietas y fisuras de geometría controlada y concluyó que la deformación a la que ocurre la resistencia máxima depende de la presión normal, que a bajas presiones normales la deformación necesaria es pequeña y que este valor crece para presiones normales intermedias y vuelve a disminuir para presiones normales aún mayores.

Lo anterior condujo a pensar que en una falla rotacional la parte superior sobrepasa la resistencia máxima y alcanza los valores próximos de la resistencia residual, que en el área central del arco con las presiones normales máximas y considerables deformaciones se alcance la resistencia máxima del suelo y que en la parte inferior se alcance un valor entre la resistencia máxima y la residual. Ciertamente este nivel de refinamiento es difícilmente compatible con la tecnología de las vías terrestres, pero es necesario siempre tener claros estos criterios para poder comprender mejor el fenómeno que sea.

Bjerrum ofrece un análisis muy sugestivo de las condiciones en que se pueda presentar la falla progresiva en una ladera de materiales arcillosos sobreconsolidados o lutitas que hay que reconocer, aunque es difícil que proporcione un elemento de análisis cuantitativo que pueda utilizarse para el desarrollo de proyectos hoy en día.

Considérese una porción de una ladera estable con inclinación α respecto a la horizontal (Fig. II. A.1). Si la porción OAA'O' está en equilibrio, los esfuerzos actuantes son dos presiones laterales actuantes de tierra E a cada lado, iguales entre sí, y un esfuerzo cortante debido a fuerzas gravitacionales, actuante en todo el plano OA, igual a:

$$\tau = \gamma z \operatorname{sen} \alpha \operatorname{cos} \alpha \quad (2.1)$$

obtenida de dividir la fuerza en la dirección OA ($\gamma z \operatorname{sen} \alpha$) entre el área unitaria del elemento proyectada en la misma dirección ($1/\operatorname{cos} \alpha$). La ladera será estable si τ es menor que la resistencia máxima del material constituyente.

Supóngase ahora un corte hasta la profundidad z en la dirección $O'O$. Ésta o cualquier perturbación causará una redistribución de esfuerzos en el bloque $OAA'O'$; si AA' es una sección lo suficientemente alejada para que los esfuerzos laterales que actúan sobre ella no cambien, el equilibrio de todo el bloque sólo se pueda mantener si el esfuerzo τ aumenta hasta neutralizar E , ahora desequilibrado.

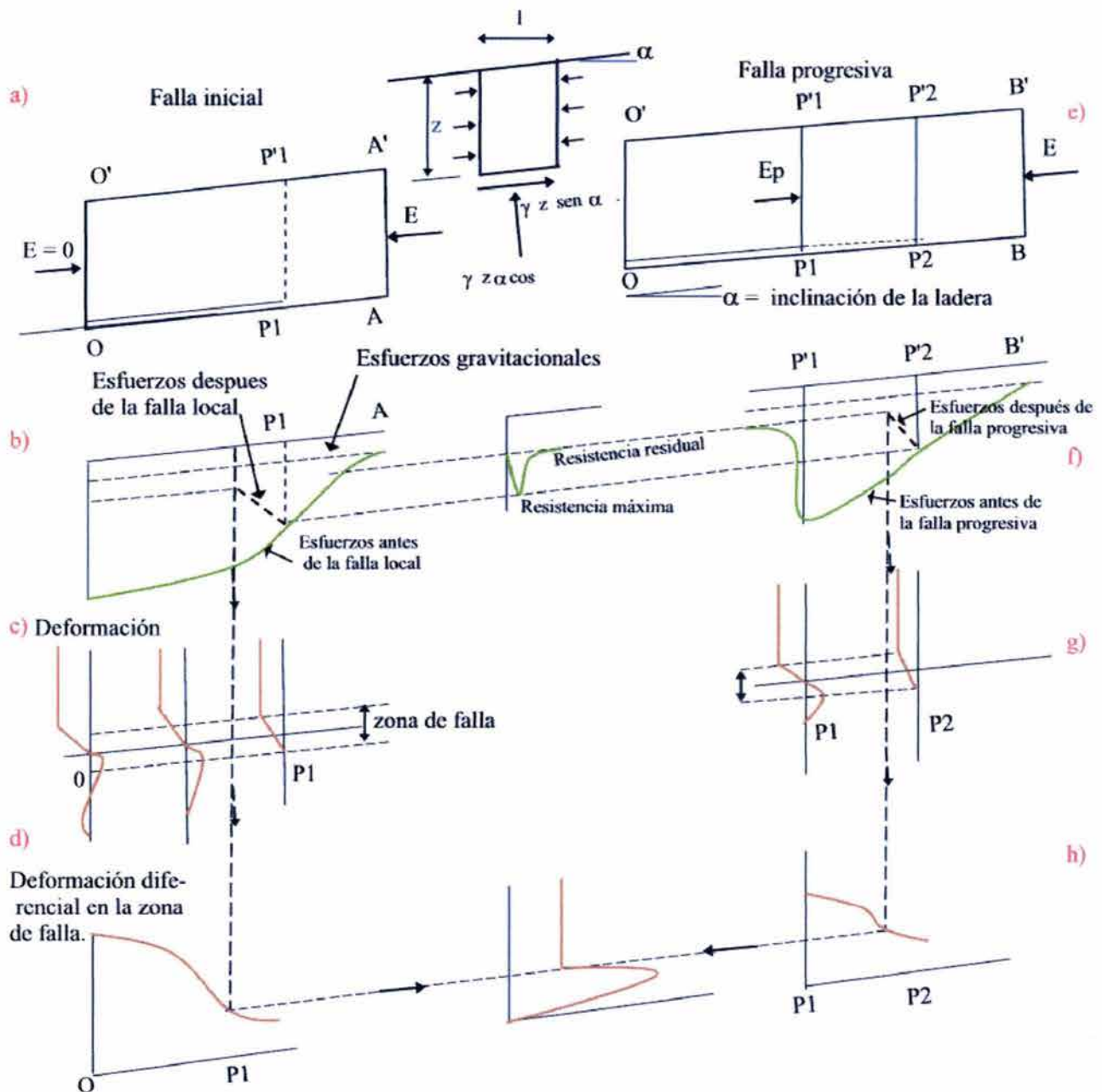


Fig. II.A. 1 Mecanismos de falla progresiva.

Ése τ adicional no se distribuirá uniformemente en OA ; la parte (b) de la Fig. ofrece una posible distribución. El nuevo esfuerzo τ actuante puede ser ya mayor que la resistencia máxima del material; en tal caso se producirá una falla local por

esfuerzo cortante a partir de O, la cual se extenderá hasta un punto en que los esfuerzos cortantes vuelvan a quedar por debajo de la resistencia máxima del material, lo cual, en la figura, ocurre en P_1 .

La falla local en el bloque $OP_1P_1'O'$ causa un relajamiento de los esfuerzos cortantes a lo largo de OP_1 , como consecuencia disminuirán los esfuerzos laterales internos en el bloque $OP_1P_1'O'$, por lo que la arcilla dentro de dicho bloque tenderá a expandirse hacia la excavación (parte (c) la fig.), deslizándose a lo largo de la recién formada superficie de falla OP_1 ; en consecuencia se producirá un monto de deformación capaz de reducir la resistencia disponible en OP_1 desde el valor máximo al residual. De todo lo anterior se deduce que si el equilibrio ha de mantenerse, ocurrirá un importante aumento de los esfuerzos cortantes actuantes en el plano OA, ladera arriba de P_1 .

La siguiente etapa del proceso se obtendrá investigando el equilibrio del bloque $P_1BB'P_1'$. Ahora los esfuerzos cortantes a lo largo del plano P_1B serán los gravitacionales originales, más el incremento producido por el mecanismo anterior. Si el valor de τ es mayor que la resistencia máxima del material, la falla progresiva continuará desarrollándose. En última instancia podría decirse que eso dependerá en definitiva de la diferencia $E - E_p$ (parte (e) de la fig.), donde E_p representa el empuje lateral que es capaz de dar el bloque después de haber sufrido la falla progresiva. E_p dependerá del valor de la resistencia residual del suelo y de la inclinación de la superficie de falla que se vaya formando y, sobre todo, de lo que se reduzcan los esfuerzos laterales interiores como consecuencia de la reducción de los esfuerzos actuantes cortantes en el plano de falla que se vaya formando.

De esta manera se pueden tener las condiciones propicias para que se vayan formando una superficie de falla casi paralela a la ladera, progresando el fenómeno ladera arriba. Si la resistencia residual es importante o la ladera muy tendida, se llegará con rapidez a un momento en que E_p sea lo suficientemente grande como para llegar al equilibrio.

De lo anterior se deduce que, la inestabilidad se produce o desarrolla si existe una discontinuidad en la masa de arcilla de la ladera que cause el primer desequilibrio e inicie las deformaciones necesarias. Ésta discontinuidad puede ser un corte o puede deberse a la erosión al pie de una ladera o por una formación mucho más suave intercalada en algún lugar.

De lo antes dicho se desprende que, en general el riesgo de falla progresiva aumentará cuando aumente la relación entre los esfuerzos laterales internos y la resistencia máxima del material o entre la deformación lateral y la deformación correspondiente a dicha resistencia máxima.

Para que se de la falla progresiva, la arcilla debe mostrar un grande y rápido descenso de resistencia con la deformación, después que se haya movilizado la resistencia máxima, de manera que la resistencia disponible en la zona ya fallada no baste para restringir las deformaciones posteriores necesarias para desplazar la zona de concentración de esfuerzos cortantes hacia la parte no fallada de la arcilla; así la

relación entre la resistencia máxima y la residual será un buen índice para juzgar la posibilidad del desarrollo de una falla de importancia y éste será más probable en aquellos materiales que exhiban una ley esfuerzo – deformación, del tipo frágil.

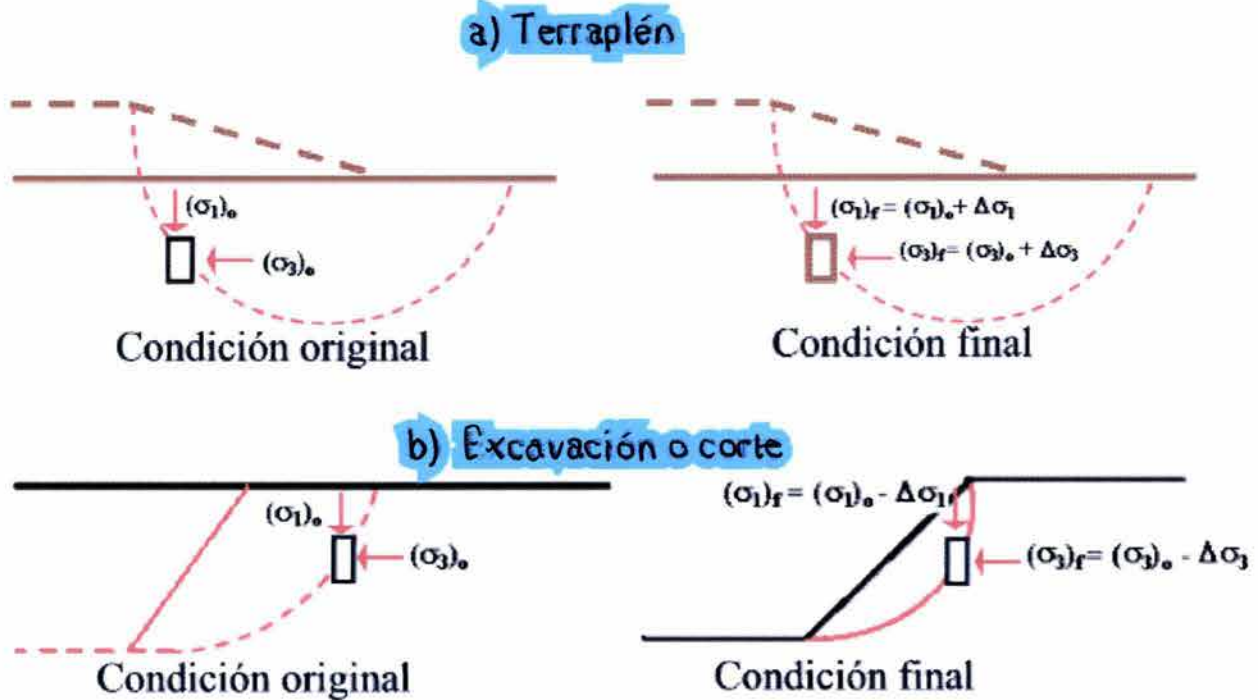


Fig. II.A. 2 Casos típicos de aumento o disminución de esfuerzos con el tiempo.

Desde el punto de vista de la resistencia, por lo común se presentan dos condiciones diferentes en los cortes y los terraplenes de las vías terrestres. Fig. II.A. 2 La parte (a) corresponde a un terraplén, después de la construcción aumentan los esfuerzos principales máximos y mínimos. La parte (b) corresponde a una excavación o un corte practicado en un suelo homogéneo, tiene lugar una disminución grande del esfuerzo principal menor (σ_3) que trae consigo cierta reducción del esfuerzo principal mayor después de la construcción.

Por ello resulta de importancia el análisis de consolidación o el tipo de drenaje que se tendrá en el campo, y con el mismo criterio tratar de llevar a cabo las pruebas de laboratorio además de identificar el tipo de cargas a aplicar.

En esencia, los problemas de estabilidad se pueden afrontar con base en el criterio de esfuerzos totales o en el de esfuerzos efectivos. La cuestión es cuando usar uno u otro criterio, lo cual naturalmente depende del tipo de obra en que se deseen conocer las condiciones de estabilidad (momento crítico o etapa crítica de la obra).

En el caso de las vías terrestres es muy común analizar la estabilidad de los taludes considerándolos como situados sobre el nivel freático, bien porque lo estén o bien porque se desprecie el efecto del agua e incluso el de un eventual flujo. Así, el análisis de estabilidad típico se hace con base en esfuerzos totales.

Sin embargo con frecuencia surgen situaciones en las que se debe hacer el análisis bajo condiciones dinámicas del agua en alguna forma. En tales condiciones

los esfuerzos efectivos serán distintos de los totales y la presión de poro existirá y ejercerá algún papel.

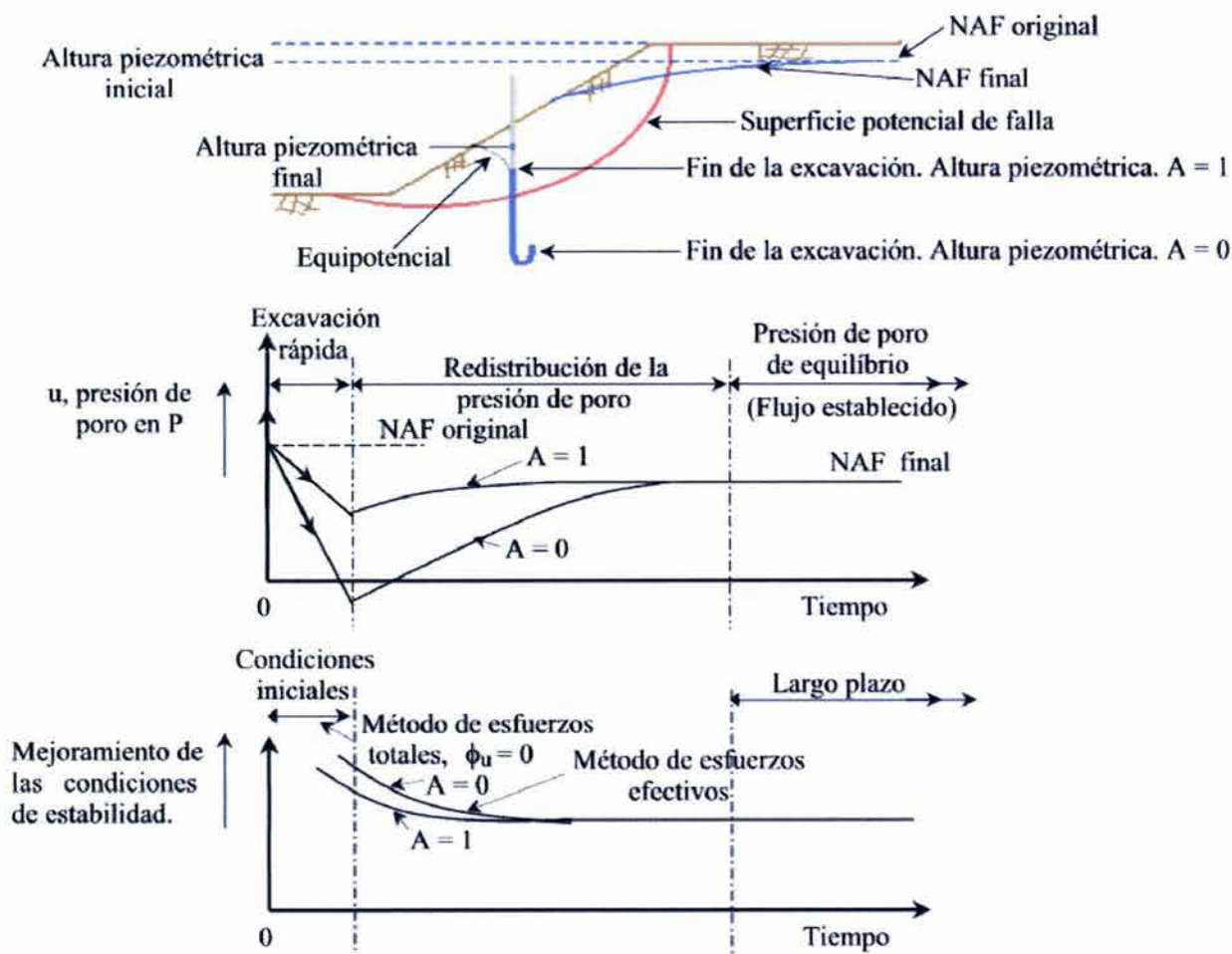


Fig. II.A.3 Cambios en la presión de poro y en las condiciones de estabilidad de una excavación en arcilla. Ref.2

Además, cuando se hace un corte o se construye un terraplén ocurren cambios con el tiempo en las presiones de poro de los materiales involucrados. Con el paso del tiempo la presión de poro se ajusta hasta valores de equilibrio, ésta condición final se llama "condición a largo plazo" a diferencia de la inicial, correspondiente al corte recién hecho.

En materiales arcillosos la condición inicial suele ser la más crítica, pues el paso del tiempo trae consigo efectos de consolidación que aumentan la resistencia.

La Fig. II. A. 3 ilustra cualitativamente los cambios que se pueden tener en las presiones de poro y en las condiciones de estabilidad de un talud de una excavación en arcilla homogénea; se muestra el caso en que $A = 0$ y $A = 1$.

En suelos permeables (arenas y gravas) el período de ajuste de la presión neutral es mínimo y en general todos los problemas de estabilidad se encuentran entre los de largo plazo, pero en arcillas este período puede ser de años.

Por ello es necesario que el ingeniero defina en cada caso particular en que tiempo se presentan las condiciones más críticas de la obra; para ello se mencionan de manera breve las condiciones de análisis más comunes en cortes y terraplenes, comentando que se puede hacer y que tipo de análisis se hace.

II.A.1. Taludes en arcillas saturadas normalmente consolidadas

En estos casos, es seguro que la condición inicial representará la etapa crítica, pues cualquier consolidación adicional que se produzca, según el tiempo, traerá consigo un aumento en la resistencia. En tales condiciones, serán apropiados los parámetros que se determinen en una prueba no consolidada no drenada (prueba rápida), pudiéndose hacer una análisis con base en una resistencia $c_u \neq 0$, $\phi_u = 0$ y esfuerzos totales. (Ref. 2)

II.A.2. Terraplenes en suelos parcialmente saturados. Condición al fin de la construcción.

En este caso, para obtener un resultado de laboratorio representativo de la condición de campo, se debe primero compactar el espécimen al peso volumétrico y contenido de agua que vaya a tener en obra el material. En ésta condición no saturada el espécimen deberá someterse a una presión de cámara similar a la presión que tendrá en el campo, de acuerdo con la posición que se le asigne dentro del terraplén; en esta etapa de la prueba no se permitirá el drenaje. Enseguida se aplicará el esfuerzo desviador hasta la falla, sin permitir tampoco el drenaje. Éstas son las condiciones de una prueba sin consolidación y sin drenaje (prueba rápida). El análisis de estabilidad se puede hacer con esfuerzos totales. El efecto de las presiones de poro que se desarrollen durante la consolidación y la falla lo toma en cuenta automáticamente el análisis con esfuerzos totales, a condición de que el espécimen de laboratorio reproduzca de manera conveniente las condiciones de compactación de campo.

II.A.3. Problemas asociados a los procesos de descarga. Caso de cortes en arcillas homogéneas, con posible presencia de agua.

Las condiciones críticas correspondientes a este caso serán las que prevalezcan a largo plazo, por lo que se deberá utilizar un método de análisis basado en esfuerzos efectivos, estimando las presiones neutrales con base en las condiciones reales del agua en el lugar, por ejemplo a través de una red de flujo.

Si la excavación fuese provisional – para alojar un cimiento por ejemplo – se podrá considerar la resistencia al corte con consolidación y sin drenaje y efectuar un proyecto con base en esfuerzos totales y en condiciones a corto plazo, pero en este caso ha de tenerse en cuenta que es corto el tiempo necesario para que evolucione la resistencia desfavorable.

II.A.4. Condición de flujo establecido

Se trata ahora de un corte o terraplén expuesto a condiciones de flujo interno el tiempo suficiente y en condiciones tales como para que pueda considerarse que se ha establecido el flujo a través de su cuerpo. En estas condiciones será necesario contar con la red de flujo correspondiente al caso, para el régimen establecido, de la cual se podrá obtener la presión neutral en cualquier punto del corte o del terraplén. Se podrá analizar la estabilidad si se consideran los pesos totales del suelo y el efecto de las fuerzas de filtración o se podrá trabajar con los pesos sumergidos del suelo que se encuentre en tal condición, más el peso del agua en la dovela, más las presiones del agua, las cuales se pueden obtener de la red de flujo. En ambos casos es necesaria una prueba de consolidación y con drenaje (prueba lenta).

La condición de flujo establecido no es una condición común en los análisis de estabilidad para las vías terrestres, pero algunos cortes y terraplenes, por su especial importancia o por las consecuencias de su falla, deberán analizarse para esta condición, especialmente si la situación geológica la hace visible.

II.A.5. Condición de vaciado rápido

Esta condición es aún más rara, en el sentido de que se presenta poco y se investiga en menor grado. Pero pudiera necesitarse analizar la condición en algunos terraplenes importantes que se construyan a través de llanuras de inundación de ríos, vasos de presas, márgenes de ríos y lagos, etc.

Para reproducir en laboratorio éstas condiciones se puede proceder como sigue. Primero se compacta el espécimen con el peso volumétrico, el contenido de agua y el procedimiento de compactación de campo. Después se satura, colocado en la cámara triaxial, se le aplica un esfuerzo σ_3 igual a la presión de campo cuando el terraplén está bajo el agua en un máximo tirante y, al mismo tiempo, se le aplica un esfuerzo vertical σ_1 igual o dos veces ese valor. Con ello se trata de representar las condiciones de consolidación del material en su vida anterior al momento del vaciado. De manera que en la primera etapa de la prueba triaxial el espécimen se consolida con condiciones un tanto diferentes a las hidrostáticas usuales ($\sigma_1 = \sigma_3$), utilizando un estado de esfuerzos en que $\sigma_1 = 2\sigma_3$. A continuación en la segunda etapa de la prueba,

el espécimen se lleva a la falla sin permitir drenaje adicional. Estas condiciones equivalen en esencia a la realización de una prueba con consolidación sin drenaje (rápida consolidada).

II.A.6. Deslizamientos con superficies de falla preexistentes

En estos casos se ha de considerar siempre que han ocurrido o están ocurriendo deformaciones de un nivel tal que la resistencia disponible será siempre la residual, la cual constituirá la base invariable de los cálculos.

Cierta es la existencia de discrepancias entre los cálculos de estabilidad que se hacen con base en las tecnologías de laboratorio y los que se realizan revisando las condiciones de taludes fallados; algunos de estos al ser revisados resultan tener condiciones de seguridad muy satisfactorias, en tanto que en laderas estables, estudiadas con base en pruebas de laboratorio, resultan en condiciones de falla. Esto indica, sin lugar a dudas, el papel que desempeñan las irregularidades del suelo, las dificultades para obtener buenas muestras inalteradas, los problemas que aún se tienen en las técnicas de laboratorio y los errores al establecer los efectos del flujo interno de agua.

La Tabla II.B.1 completa la información contenida en los párrafos anteriores.

II.B. Métodos de cálculo de estabilidad de taludes

Los métodos de cálculo de estabilidad de taludes son procedimientos a los cuales se recurre ya sea para verificar la estabilidad en la etapa de proyecto como para la revisión de las condiciones de un talud y para quizás, juzgar el método correctivo a emplear en caso de ser necesario.

En general los métodos presuponen las siguientes condiciones:

- homogeneidad del material
- estratificación bien definida
- disposición uniforme
- circunstancias locales determinadas
- cierto modo de actuar de los elementos naturales

que en extraordinarios casos se cumplen realmente, pero permiten de alguna manera al ingeniero tener una mayor certidumbre sobre el fenómeno que se le presente, siendo ésta de mucho mayor grado cuando se construyen terraplenes puesto que en ellos se puede tener un cierto control sobre las características de los materiales, sus condiciones de manejo, disposición y comportamiento estructural.

También es cierto que algunas fallas muy comunes y peligrosas (flujos, erosión, etc.) no son hasta ahora posibles de manejar numéricamente, ya sea por falta de conocimientos o la complejidad misma que implica el trato con estos fenómenos.

Los métodos más populares o tradicionales son los que se presentarán a continuación y sólo son los básicos para manejar los diferentes tipos de suelos en las circunstancias más comunes en la práctica.

Para el caso de las arcillas específicamente Skempton y Hutchinson presentaron en 1969 una tabla (Tabla II. B.1) en la cual muestran los parámetros que deben ser tomados en cuenta para el cálculo de taludes constituidos por este tipo de material, según las condiciones que se presenten a lo largo del tiempo.

PARAMETROS DE RESISTENCIA PARA PROBLEMAS DE ESTABILIDAD DE TALUDES Y LADERAS NATURALES EN ARCILLAS (Ref. 2)
(Según Skempton y Hutchinson)

Tipo de Falla	Arcilla	Cortes		Laderas naturales	
		Condiciones Iniciales	Condiciones a largo plazo	Estabilidad a 100 años	Estabilidad a 1000 años
Deslizamiento convencional	Suave, normalmente Consolidada, intacta.	x, c_u		c, ϕ	
	Ligeramente sobreconsolidada, intacta.		c, ϕ	c, ϕ	
	Rígida, intacta.			c, ϕ	
	Rígida fisurada.	f, x, c_u	r, c, ϕ	$C \approx 0, \phi$	$C \approx 0, \phi \rightarrow \phi_r$
	Muy fisurada y agrietada	$c \approx 0, \phi$			
Deslizamiento con superficie de falla preexistente.	Todos los casos	c_r, ϕ_r	c_r, ϕ_r	c_r, ϕ_r	

Tabla ILB 1 Ref. 2

c_u = parámetro de resistencia máxima no drenada

c, ϕ = parámetros de resistencia máxima drenada

c_r, ϕ_r = parámetros de resistencia residual

x = factor de reducción por condiciones de prueba, anisotropía, etc.

f = factor de reducción por fisuramiento

r = factor de reducción dependiente del tiempo

NOTA: Los factores de reducción mencionados no están suficientemente estudiados por lo que se dejan a criterio del proyectista.

II.B.1. Taludes en arenas

Los taludes de arena seca son estables independientemente de su altura, basta con que el ángulo de inclinación β sea menor que el ángulo de fricción interna correspondiente a su capacidad y demás condiciones.

El riesgo de falla queda expresado por el factor de seguridad F_s definido como:

$$F_s = \frac{\tan \phi}{\tan \beta} \quad (2.b.1)$$

De manera que si ningún grano de arena se desliza, cualquiera de su interior tampoco lo hará.

Si β es igual a ϕ en el extremo, cualquier plano interior estará menos inclinado lo que implica que estará estable, o sea que, el F_s podría ser de valor 1, pero también influyen tanto el agua, el viento u otro factor que provoque la caída de granos, y es debido a esto que se recomienda que ϕ sea mayor que β , siendo quizás 1° o 2° suficientes (Fig. II. B.1.1).

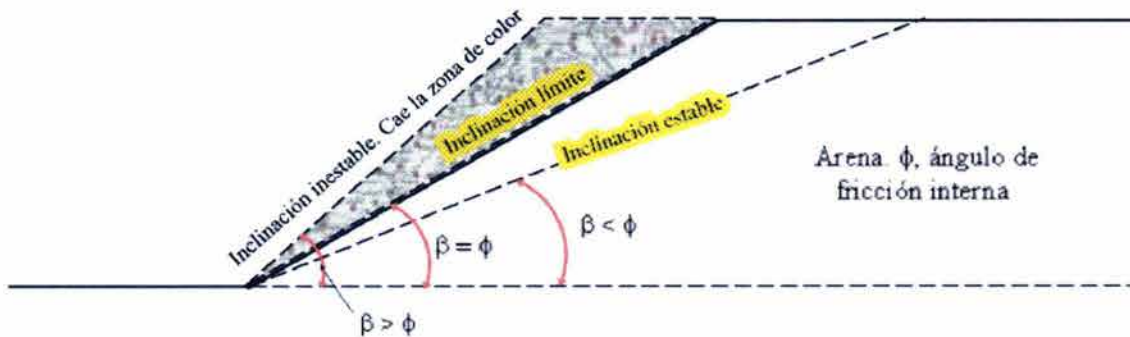


Fig. II.B. 1 Taludes en arenas.

Si el talud fuese sumergido entonces se usará el ϕ efectivo en la arena y con esto el razonamiento anterior resulta también válido.

En arenas finas húmedas con facilidad se presentan tensiones en el agua (tensión capilar), sobretodo en la parte próxima al borde del talud – porque la evaporación se hace sentir – aumentando los esfuerzos efectivos, lo que lleva a la realización de mayores inclinaciones a la disponible, lo cual no debe de hacerse, puesto que la condición nunca debe de aprovecharse dado que de un momento a otro puede desaparecer.

II.B.2. Falla rotacional. Método sueco

Los métodos de análisis límite disponibles para calcular la posibilidad de desarrollo de un deslizamiento rotacional en el cuerpo del talud, al igual que prácticamente todos los métodos de calculo de estabilidad de taludes, sigue tres pasos fundamentales.

- 1) Hipótesis sobre el mecanismo de falla que contempla la forma de la superficie de falla, la descripción cinemática de los movimientos y el análisis de las fuerzas motoras.
- 2) Se adopta una ley de resistencia para el suelo y en base a estas se analizan las fuerzas resistentes posibles.
- 3) Se establece algún procedimiento matemático de confrontación (fuerzas motoras vs fuerzas resistentes) para ver cual de ellas domina y con ello saber si hay posibilidad de falla o no.

Fellenius y su grupo de trabajo en el Real Instituto Geotécnico Sueco propusieron la superficie circular como superficie de falla para muchos casos de deslizamiento en el cuerpo del talud.

Hoy en día suele denominarse método sueco a cualquier procedimiento de cálculo de estabilidad de taludes que haga uso de la hipótesis de falla circular.

II.B.2.1. Método sueco aplicado a taludes cuya ley de resistencia se expresa como $s = c_v$

Este método comprende los casos en que la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos se expresa con base en los resultados de una prueba sin consolidación y sin drenaje (prueba rápida), utilizando esfuerzos totales.

Se tratará primero, el caso de un talud de altura h , excavado en arcilla, en que existe homogeneidad tanto en el talud como en el terreno de cimentación hasta una profundidad ilimitada.

El procedimiento fue establecido primeramente por A. Casagrande y se puede utilizar para estudiar tanto fallas por el pie del talud como fallas de base. El procedimiento se ilustra en la Fig. II. B. 2.1.

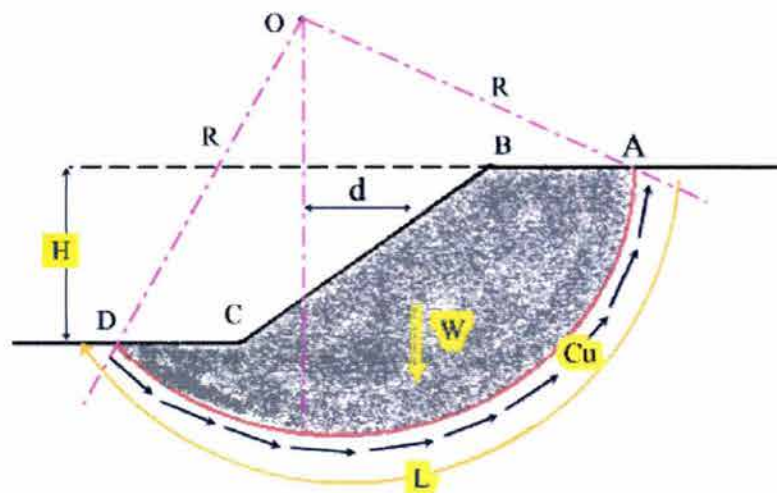


Fig.II.B.2. 1 Procedimiento de A. Casagrande para aplicar el Método Sueco a un talud puramente cohesivo.

Considérese el arco de circunferencia de radio R y centro en "0" como la traza de una superficie hipotética de falla, en la que la zona sombreada se movilizaría. Las fuerzas actuantes – las que hacen tender al deslizamiento – serán el peso W del área ABCDA, más cualquier sobrecarga que pudiera actuar en la corona del talud. El peso W se calcula considerando un espesor unitario de la sección en la dirección perpendicular al plano del papel.

El momento de las fuerzas motoras se expresa como:

$$M_m = \Sigma Wd \quad (2.b.2)$$

que incluye el peso de la tierra más las sobrecargas que pudiesen existir.

Las fuerzas resistentes las generará la resistencia al esfuerzo cortante a lo largo de toda la superficie de falla supuesta y su momento en relación al mismo polo "0" será:

$$M_r = c_u LR \quad (2.b.3)$$

En el instante de falla incipiente se tiene lo siguiente:

$$M_m = M_r \quad (2.b.4)$$

o sea:

$$\Sigma Wd = c_u LR \quad (2.b.5)$$

Definiendo un factor de seguridad F_s , como:

$$F_s = \frac{M_r}{M_m} = \frac{c_u LR}{\Sigma Wd} \quad (2.b.6)$$

se podría así expresar la seguridad del talud en términos del valor de F_s , siendo evidente la condición de falla incipiente cuando $F_s = 1$.

Como no hay garantía de que el círculo escogido sea el que conduce al factor de seguridad mínimo, el procedimiento anterior desemboca en un calculo a base de tanteos, hasta obtener el que produce el mínimo factor de seguridad susceptible de presentarse (círculo crítico); en este proceso se analizan tanto los círculos por el pie del talud como los correspondientes a la falla de base, hasta garantizar la determinación del factor de seguridad mínimo en cualquier condición.

No es fácil decir que valor de F_s es el más conveniente en un calculo dado, ello depende de la importancia de la falla, la del propio talud, las características del suelo, lo detallado y confiable que sea el análisis de cargas y la evolución de la resistencia con el tiempo. Sin embargo hay algunas generalidades como normas del criterio.

- 1) El caso en estudio se aplica en taludes y laderas formadas por arcillas blandas, en las que el efecto de consolidación hace que la resistencia aumente y con ello el factor de seguridad. También se mencionará una posible disminución de la resistencia en muchos suelos, por lo menos a corto plazo, al poner sobre ellos un talud; lo que también deberá tenerse en mente.
- 2) Ciertamente es que en las vías terrestres existe una política general para establecer los cortes y los terraplenes sin estudiarlos ni calcularlos. Los que son estudiados son los que resultan para los ingenieros de características peculiares, pero para llevar a cabo su análisis debe adoptarse una política de análisis congruente con el resto de la vía, y será natural que los factores de seguridad de los taludes calculados sean mayores que los de los recetados.

- 3) La natural tendencia a usar factores de seguridad inicialmente bajos es razonable, pero deberá reprimirse en algunos casos especiales que seguro detectará el proyectista; se requiere insistir en las pésimas consecuencias de una falla en suelos arcillosos blandos muy sensibles en los que el remoldeo causa un descenso grande en la resistencia al esfuerzo cortante, muy lentamente recuperado, por lo que convendrá partir de una condición de estabilidad más holgada.

Esto resulta particularmente cierto en terraplenes cimentados sobre suelos arcillosos muy blandos o turbas. Los factores de seguridad pues, pueden oscilar entre 1,1 y 1,5, claro que dependerá de la importancia de la obra así como de la experiencia del ingeniero.

Terzaghi ha propuesto algunas reglas para tomar en cuenta en la estabilidad general de un talud cohesivo el efecto de las grietas de tensión que se abren en su corona antes de la falla, siendo ésta una condición a tomar en cuenta para la selección del valor del factor de seguridad. Las recomendaciones se hacen en base a la Fig. II.B.2.2.

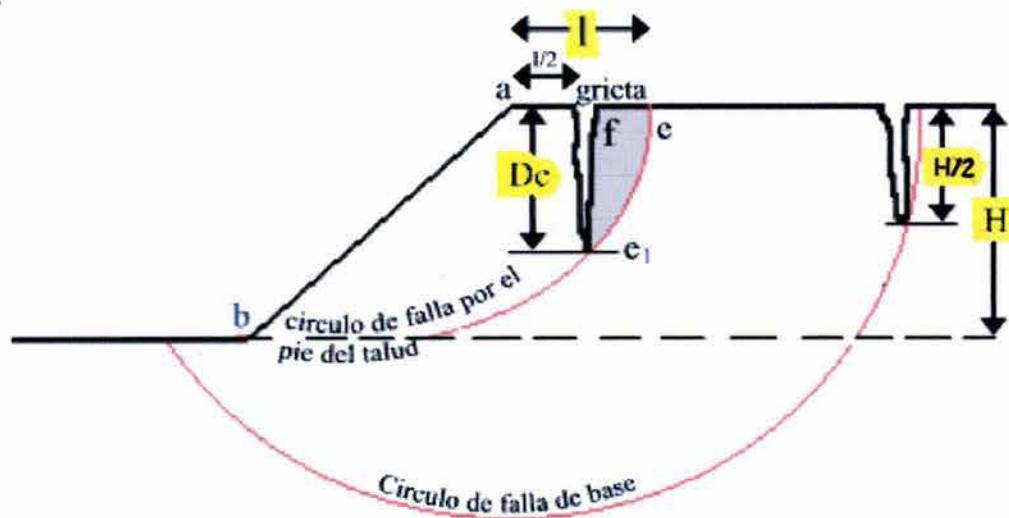


Fig. II.B.2. 2 Grietas de tensión en la corona de un talud.

Según Terzaghi, la aparición de grietas en general causa tres efectos diferentes:

- Una reducción en el momento resistente al reducirse la longitud activa de la superficie de deslizamiento.
- Una disminución del momento motor, en el peso de la cuña e_1fe .
- La generación de empujes hidrostáticos causados por el agua de lluvia que se almacena en la grieta. Según se ve en la Fig. II. B. 2.2, estos empujes son siempre desfavorables para la estabilidad.

Terzaghi señaló que los dos últimos efectos tienden a contrarrestarse, por lo que su influencia neta es despreciable y sólo el primer efecto es entonces el que se toma en cuenta. Para ello propuso sustituir el valor de resistencia por “cohesión” del suelo (c_u) por un valor corregido según la relación:

$$c_c = \frac{\overline{be_1}}{\overline{be}} c_u \quad (2.b.7)$$

La posición de e_1 depende de la grieta y suele determinarse como se muestra en la Figura II. B.2.2. Para el círculo crítico por el pie del talud la grieta se desarrolla verticalmente desde el punto de la corona que está a la distancia $l/2$ del borde del talud hasta la superficie de falla; en círculos de falla de base la grieta se define en el segmento vertical que va de la superficie de deslizamiento a la del terreno, cubriendo la distancia $H/2$.

El análisis anterior se hará sobre el círculo crítico.

Taylor relacionó la estabilidad de un talud cohesivo homogéneo con el terreno de cimentación a un número llamado *número de estabilidad*, definido como:

$$Ne = \frac{c_u}{\gamma_m h} \quad (2.b.8)$$

Demostó teóricamente que en una gráfica de ordenadas Ne y abcisas los valores del ángulo de inclinación del talud (β) (Fig. II. B.2.3) el valor $\beta = 53^\circ$ tiene una importancia especial.

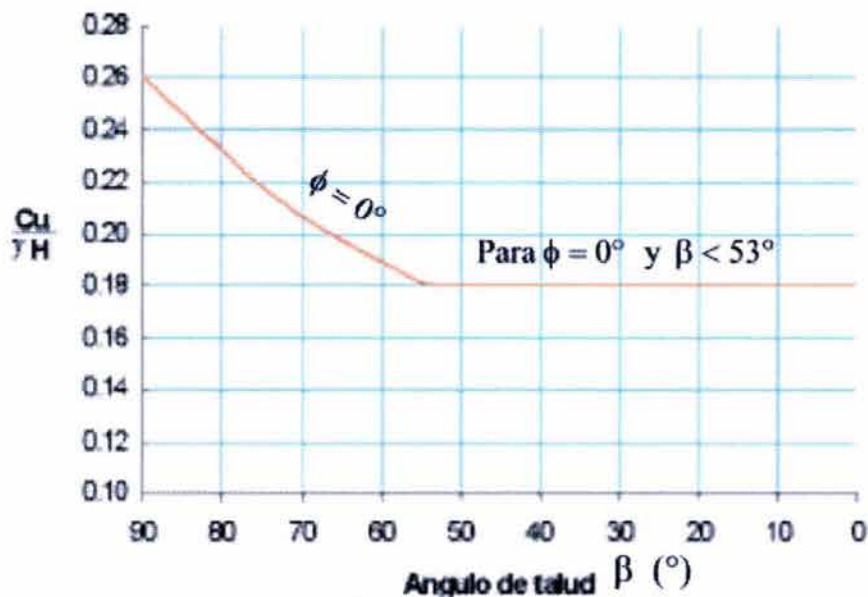


Fig.II.B.2. 3 Gráfica de Taylor para determinar los números de estabilidad en taludes de materiales “cohesivos”, homogéneos con el terreno de cimentación.

Todas las inclinaciones menores de 53° poseen una misma condición de estabilidad – mismo $Ne = 0,181$ – ; en tales condiciones el círculo más crítico posible, corresponde a la falla de base. Si la inclinación del talud es mayor de 53° el Ne es variable, con ley de aproximación lineal entre $Ne = 0,181$ para $\beta = 53^\circ$ y $Ne = 0,26$ para $\beta = 90^\circ$; para este caso el círculo más crítico correspondiente a la falla por el pie del talud.

Teniendo en cuenta la gráfica de la Fig. II. B.2.3 el trabajo se facilita y ahora el factor de seguridad se podrá definir como:

$$F_S = \frac{c_u(\text{disponible})}{c_u(\text{necesaria})} \quad (2.b.9)$$

Taylor estudio también el importante caso práctico en que a cierta profundidad dentro del terreno de cimentación puramente cohesivo exista un estrato resistente horizontal que limita el problema. La Fig. II. B.2.4 ilustra gráficamente el caso.

Ahora el círculo más crítico será tangente al estrato resistente (a condición de que éste esté a una profundidad máxima de cuatro veces la altura del talud, pues a una profundidad mayor no ejerce prácticamente efecto y el caso se confunde con el de terreno de cimentación homogéneo). Si el estrato resistente está muy próximo a la superficie, el círculo más crítico se va pareciendo cada vez más a un círculo de falla por el pie del talud.

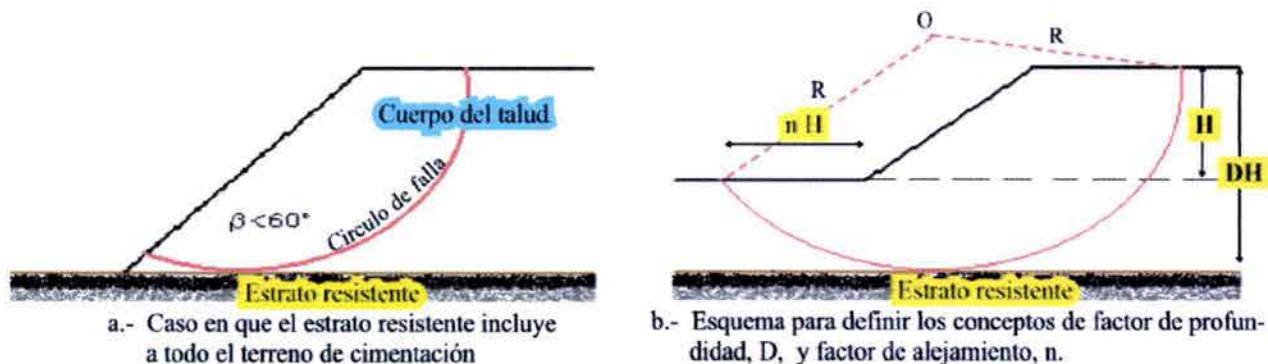


Fig. II.B.2. 4 Círculo de falla en talud de material cohesivo cuando en el terreno de cimentación hay un estrato resistente.

La Fig. II. B.2.4 ilustra los conceptos de factor de profundidad y factor de alejamiento, que se utilizan en el ábaco de la Fig. II. B.2.5 que permite solucionar estos problemas sin necesidad de cálculos al proporcionar el número de estabilidad (Ne) a cada condición geométrica.

Los métodos simplificados anteriores no se pueden usar cuando el talud tenga una forma geométrica irregular o cuando se trabaje con un suelo estratificado (capas diversas de suelo arcilloso pero con c_u diferentes). Estos casos (Fig. II. B.2.6) que han de resolverse a base de tanteos, podrán orientarse con criterio.

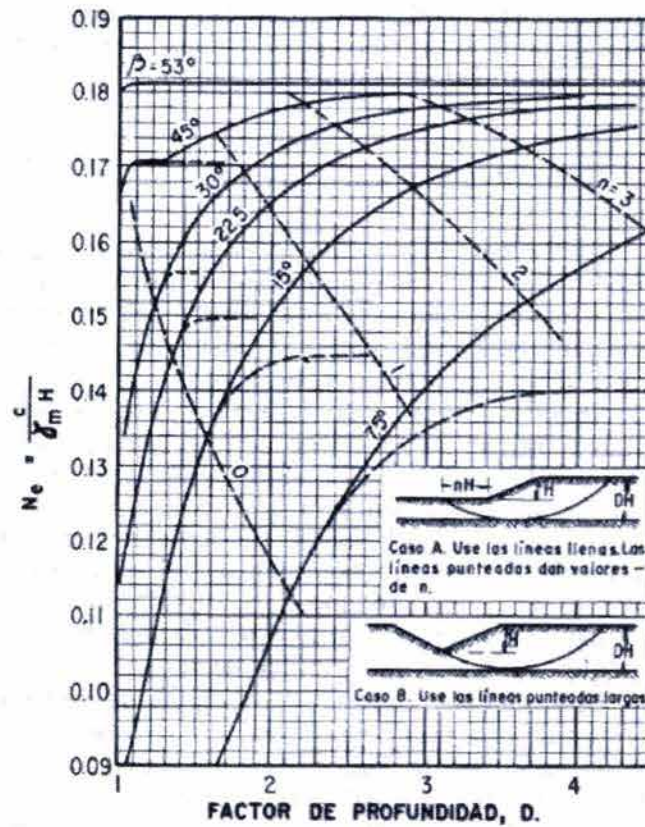


Fig.II.B.2. 5 Gráficas de Taylor para determinar el número de estabilidad y el factor de alejamientos en círculos tangentes a un estrato resistente.

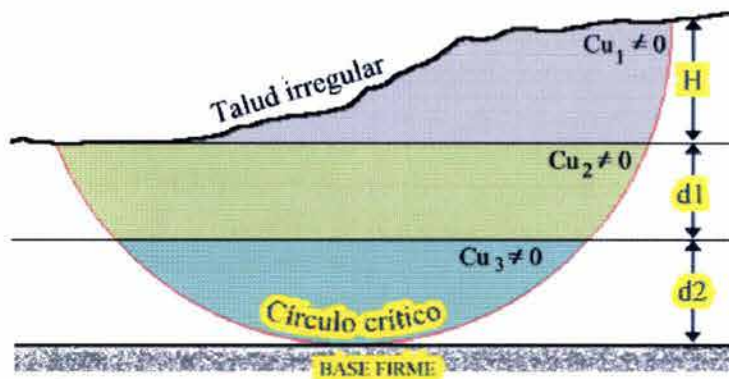


Fig.II.B.2. 6 Caso de talud irregular o de suelo estratificado en el terreno de cimentación.

II.B.2.2 Método sueco aplicado a taludes cuya ley de resistencia se expresa como $s = c_u + \sigma \tan \phi_u$

Ahora se trata de un análisis con esfuerzos totales para suelos situados sobre el NAF. Los parámetros de resistencia se obtienen de una prueba sin consolidación y sin drenaje (triaxial rápida).

El método de que a continuación se trata es el *método de las dovelas*, sugerido por Fellenius y que se hizo muy popular en los análisis prácticos. La descripción se hace con base en la Figura II. B.2.7.

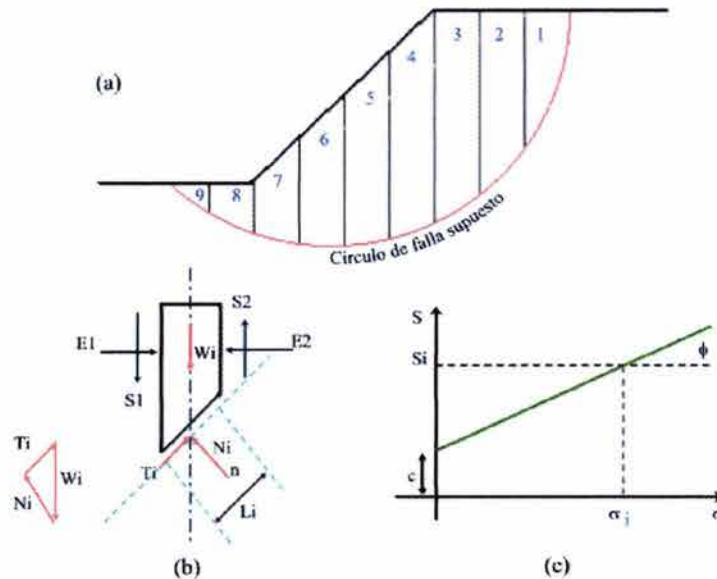


Fig. II.B.2. 7 Procedimiento de las Dovelas o de Fellenius.

En primer lugar se pone un círculo de deslizamiento y la masa deslizante se divide en dovelas como las mostradas en la Fig. II. B.2.7. En la parte (b) se muestra el conjunto de fuerzas que actúa en una dovela, cuando la masa deslizante se sitúa sobre el NAF y no se toman en cuenta las fuerzas de agua en el análisis. Las fuerzas en la dovela al igual que el conjunto deben estar en equilibrio. Sin embargo, las fuerzas S y E que actúan a los lados de las dovelas depende de las características de esfuerzo – deformación del material y no se pueden evaluar rigurosamente; para poder manejarlas es preciso hacer una hipótesis razonable sobre su valor.

La hipótesis más simple concebida por Fellenius es que el efecto conjunto de las cuatro fuerzas laterales es nulo y que, por tanto, esas fuerzas no ejercen ningún papel en el análisis, que equivale a considerar que cada dovela actúa independiente de las demás y que las componentes N_i y T_i equilibran el peso W_i de la dovela i -ésima.

Para cada dovela se puede calcular el cociente N_i/L_i , el cual se considera una buena aproximación al valor σ_i , esfuerzo normal total medio actuante en la base de la dovela. Con este valor σ_i puede entrarse a la ley de resistencia, al esfuerzo cortante

que se haya encontrado para el material y determinar en ella el valor s_i , resistencia al esfuerzo cortante media disponible en el arco L_i .

Ahora se calcula el momento motor en torno a 0, centro del círculo elegido para el análisis, correspondiente al peso de las dovelas; este momento será:

$$M_m = R \Sigma |T_i| \quad (2.b.10)$$

Nótese que N_i no genera momento ya que pasa por 0 su línea de acción. Si hubiere sobrecargas en la corona, su efecto se incluiría en la suma de la ecuación 2.b.10.

El momento resistente depende de la resistencia al esfuerzo cortante s_i que se desarrolla en la base de las dovelas. Su valor es:

$$M_r = R \Sigma s_i L_i \quad (2.b.11)$$

que es una suma aritmética, pues la resistencia siempre actúa en el mismo sentido.

Con M_r y M_m se puede ya definir un factor de seguridad:

$$F_s = \frac{M_r}{M_m} = \frac{\Sigma s_i L_i}{\Sigma |T_i|} \quad (2.b.12)$$

El método de cálculo naturalmente desemboca, otra vez, en un método de tanteos, siendo preciso encontrar el círculo crítico, con el factor de seguridad mínimo. Se deberán analizar los círculos de falla de pie del talud como los de falla de base.

En la tecnología de las vías terrestres es común aceptar en este caso factores de seguridad de 1,2 a 1,3 en los casos normales y de 1,5 cuando se desee tener mayor seguridad en la estabilidad.

La Fig. II. B.2.8 corresponde a trabajos de Taylor que incluye información presentada en la Figura II. B.2.3 como caso particular ($\phi=0$). La gráfica evita los tanteos dentro de su campo de aplicación y funciona entrando con la inclinación del talud y el valor de ϕ disponible en el suelo, para calcular la c necesaria para el talud en estudio, valor que debe compararse con la c disponible. Es evidente que puede entrarse con la c disponible y la inclinación del talud, para calcular la ϕ necesaria. La Figura II. B.2.8 corresponde a círculos de falla por el pie del talud únicamente.

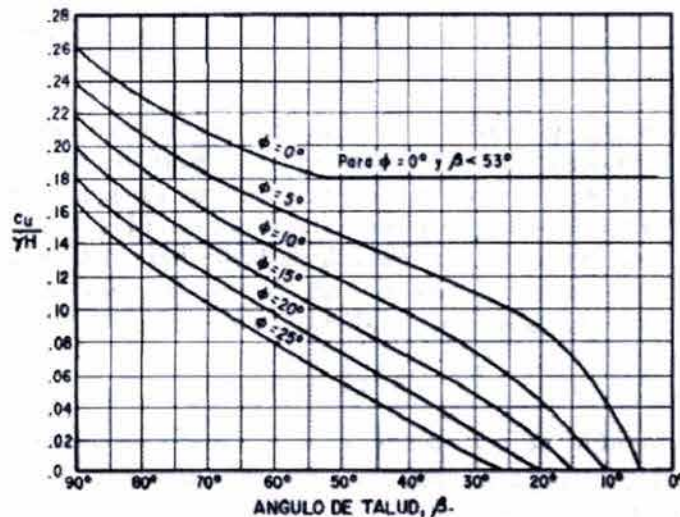


Fig. II.B.2. 8 Gráfica de Taylor para determinar los números de estabilidad en materiales con cohesión y fricción.

N. Jambu llegó a unos gráficos (Ref. 2) para proponer el número de estabilidad en condiciones de falla por el pie del talud en taludes simples, formados por suelos simples con fricción y cohesión.

Con frecuencia se presentan en la práctica taludes formados por suelos estratificados (Fig. II. B.2.9), en este caso la masa deslizante se podrá considerar dividida en dovelas, dibujadas de manera que ninguna base de dovela caiga entre dos estratos, sino sobre un solo material. El peso de la dovela deberá calcularse con sumandos parciales multiplicando la parte del área que caiga en cada estrato por el peso específico correspondiente utilizando para cada dovela la ley de resistencia al esfuerzo cortante que le corresponda, de acuerdo con la naturaleza del material.

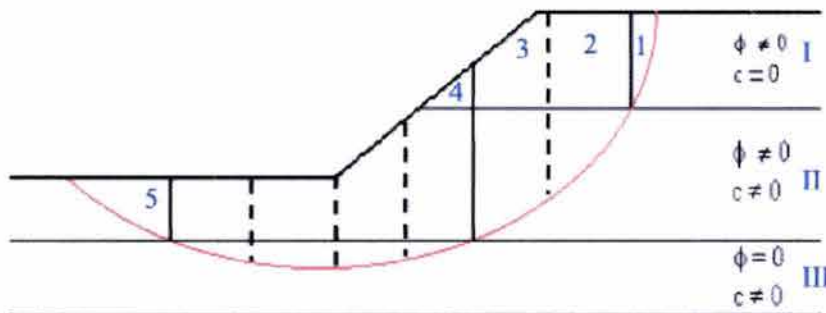


Fig.II.B.2. 9 Aplicación del Método Sueco a taludes en suelos estratificados.

El problema deberá siempre resolverse por tanteos, pues para este caso no hay disponibles gráficos o ábacos de uso común como sucede con los materiales homogéneos. La búsqueda del círculo crítico se podrá facilitar bastante si hay estratos mucho menos o mucho más resistentes dado que muy probablemente éstos limiten el círculo o superficie de falla.

II.B.2.3 Método sueco aplicado a taludes cuya ley de resistencia se expresa como $s = c + \sigma \tan \phi$

Ahora se trata de un análisis que haya de hacerse con esfuerzos efectivos, para taludes situados total o parcialmente bajo el NAF o sometidos a una condición de flujo. Los parámetros de resistencia se obtienen de una prueba triaxial con consolidación y con drenaje (prueba lenta) o consolidada y sin drenaje (rápida consolidada) que se realice con medición de presión de poro en el plano de falla en el instante de la falla.

En rigor, el método de las dovelas antes visto sigue siendo válido y lo único que cambia son algunas consideraciones sobre las fuerzas que actúan en las dovelas. La Figura II. B.2.10 ilustra el método de cálculo que se realizó usando los pesos sumergidos del material en tal condición, los pesos totales del material sobre el NAF y las presiones de agua actuantes en la dovela. Se hace un análisis de las fuerzas

actuantes en una dovela típica (parte (b) de la figura) y, finalmente, se presentan los polígonos dinámicos correspondientes al equilibrio en esa dovela; la parte (c) de la figura muestra la totalidad de las fuerzas que actúan en la dovela, en tanto que la parte (d) representa el polígono dinámico sobre la base de que son nulas las fuerzas E y S en las caras verticales de la dovela, como suele aceptarse en la versión original del método sueco establecido por Fellenius.

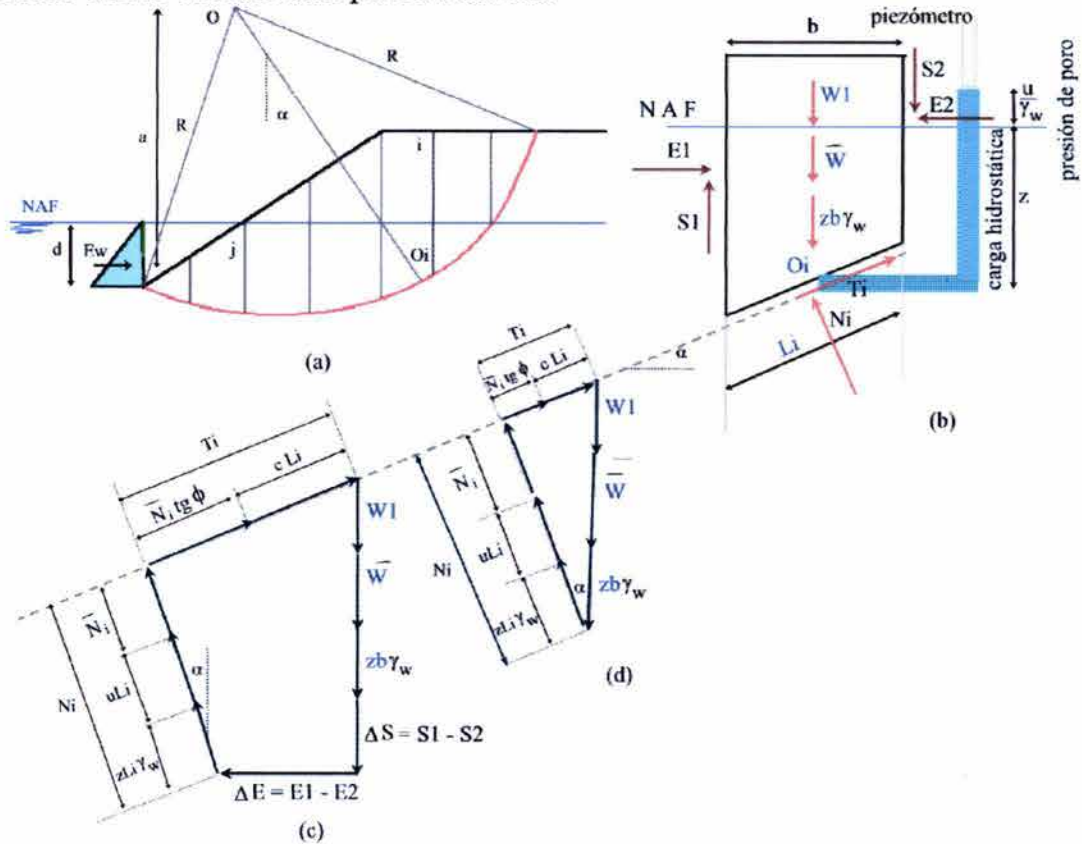


Fig. II.B.2. 10 Aplicación del Método Sueco al caso de un talud con flujo y parcialmente bajo el NAF.

Análisis con presiones de poro y esfuerzos efectivos.

El piezómetro señalado en la parte (b) de la figura indica que en añadidura a la parcial sumersión del material existe una presión neutral u por flujo en el punto 0_i .

La fuerza actuante será el peso de la dovela, que se podrá calcular con la expresión:

$$W = W_1 + \bar{W} + z b \gamma_w \tag{2.B.13}$$

W_1 corresponde a la parte de la dovela situada sobre el NAF y se debe calcular con el γ_m del material. \bar{W} corresponde a la parte sumergida y se debe calcular con γ'_m . La componente $z b \gamma_w$ representa el peso del agua incluido en la parte sumergida de la dovela. Si toda la dovela estuviera bajo agua, como la dovela j que se muestra en la parte (a) de la figura, se deberá considerar en el último término de la expresión (2.b.13) el peso de toda el agua sobre ella.

La presión total del agua en 0_i está dada por el piezómetro señalado y vale:

$$u_i = z\gamma_w + u \quad (2.b.14)$$

donde $z\gamma_w$ es la presión hidrostática correspondiente a la presión del NAF y u es la presión neutral en exceso de la hidrostática, causada por ejemplo, por flujo. Éste exceso se debe conocer para que sea posible dicho análisis, bien por medio de una red de flujo, pruebas triaxiales o mediciones de campo.

Si el NAF está colocado bajo 0_i , la presión de poro en 0_i es $z\gamma_w$, siendo z la altura a la cual subiría el agua en un piezómetro colocado en 0_i . Si la presión de poro se debe a la capilaridad (tensión en el agua), se deberá considerar negativa en todos los análisis que siguen.

El momento motor valdría:

$$M_m = \Sigma(W_1 + \dot{W} + zb\gamma_w)R\text{sen}\alpha \quad (2.b.15)$$

pero como bajo el NAF el agua debe estar en equilibrio, se debe tener:

$$\Sigma zb\gamma_w R\text{sen}\alpha = \frac{1}{2}\gamma_w d^2 a \quad (2.b.16)$$

donde el segundo miembro representa el efecto de empuje hidrostático del agua en el pie del talud. Así, en definitiva, el momento motor deberá valer:

$$M_m = \Sigma(W_1 + \dot{W})R\text{sen}\alpha = R\Sigma T'_i \quad (2.b.17)$$

de manera que el momento motor depende de lo que podría considerarse el peso efectivo de la dovela, cuya componente en la dirección del deslizamiento se denomine T'_i .

El momento resistente dependerá de la resistencia al esfuerzo cortante que realmente se desarrolla en la base de la dovela. Dicha resistencia se podrá calcular si se multiplica el peso total de la dovela ($W_1 + \dot{W} + zb\gamma_w$) por $\text{cos}\alpha$ lo cual proporcionará la fuerza normal total N_i . Dicho valor N_i dividido por L_i proporcionará la presión normal total en la base de la dovela, σ_i .

Es evidente que la presión normal efectiva, σ , será:

$$\sigma_i = \sigma_i - z\gamma_w - u = \sigma_i - u_T$$

valor con el que habrá que entrar en la envolvente de resistencia al esfuerzo cortante con base en esfuerzos efectivos, para obtener s_i , resistencia al esfuerzo cortante a considerar en la base de la dovela.

El momento resistente valdrá por lo tanto:

$$M_r = \Sigma s_i L_i R \quad (2.b.18)$$

El factor de seguridad ligado al cálculo será:

$$FS = \frac{\Sigma s_i L_i}{\Sigma T'_i} \quad (2.b.19)$$

Por lo demás, habrá que realizar un procedimiento de tanteos para llegar a definir el círculo crítico ligado al factor de seguridad mínimo.

Este análisis también se puede hacer si se utilizan los pesos totales del suelo y las fuerzas de filtración que el agua ejerce sobre las paredes de las dovelas; en este

caso la resistencia al esfuerzo cortante del suelo ha de extraerse también de una envolvente de esfuerzos efectivos, del tipo de la que se obtiene con pruebas triaxiales con consolidación y con drenaje.

La Figura II. B.2.11 muestra las fuerzas actuantes a considerar en la dovela al utilizar este procedimiento de cálculo.

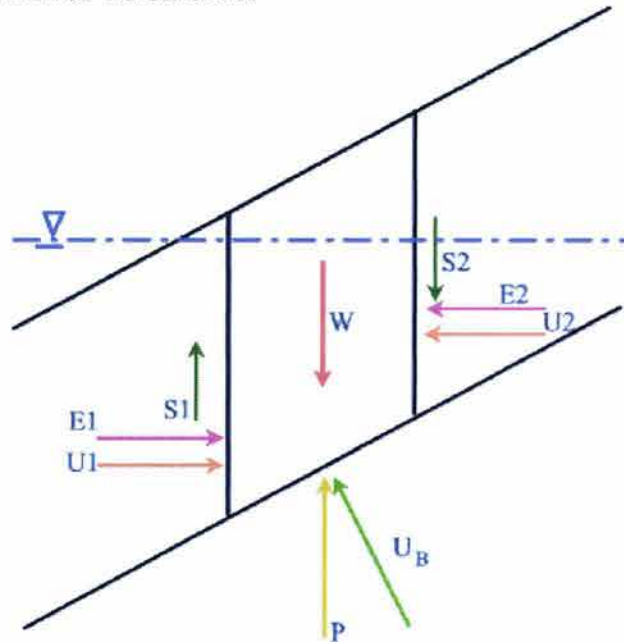


Fig. II.B.2. 11 Fuerzas actuantes en una dovela. Análisis con fuerzas de filtración.

En primer lugar se considerará el peso W de la dovela, calculado a partir del γ_m del suelo. En segundo lugar se tendrán las fuerzas E y S , en ambas caras laterales de la propia dovela; en una aplicación del método sueco en su versión más simple éstas fuerzas se consideran sin efecto. También habrá que tomar en cuenta las fuerzas de agua u_1 y u_2 en los lados de la dovela y u_B en la base.

Una vez establecidas las fuerzas en cada dovela, los momentos resistente y motor se pueden establecer en forma usual para cada círculo que se estudie y el método de cálculo se desarrolla como ya ha quedado establecido en anteriores páginas.

II.2.B.2.4 Procedimientos más refinados para aplicar el Método Sueco (Método de Bishop)

Si se toma en cuenta el efecto de las fuerzas de tierra laterales en las dovelas puede conducir a la ganancia en la exactitud de los resultados que se obtengan.

Como ilustración, sin detallar su desarrollo teórico, se citará aquí solo un método refinado, originalmente de Bishop (1995). Para entender este procedimiento, se debe observar la parte (b) de la Fig. II. B.2.10. Así las fuerzas que actúan sobre la n -ésima dovela han sido redibujadas en la fig. II. B.2.12. Sean $P_n - P_{n+1} = \Delta P$ y $T_n - T_{n+1} = \Delta T$.

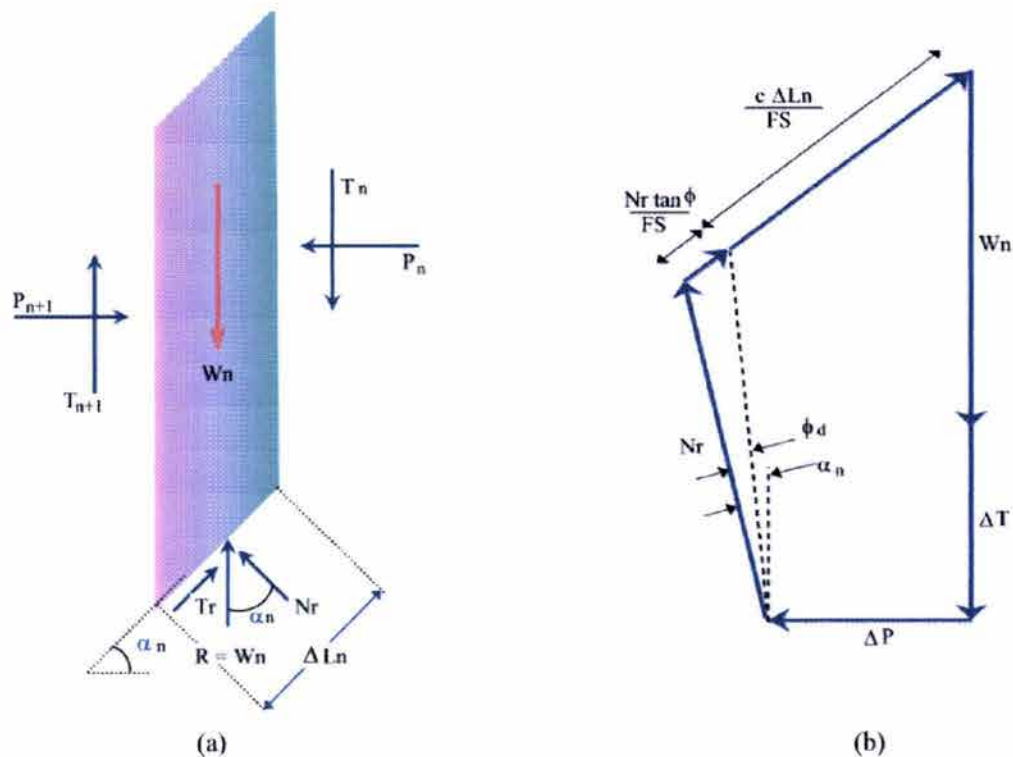


Figura II.B.2.12 Método de Bishop: a) fuerzas que actúan sobre la enésima dovela; b) polígono de fuerzas de equilibrio. Ref. 5

Escribimos también:

$$T_r = N_r (\tan \phi_d) + c_d \Delta L_n = N_r \left(\frac{\tan \phi}{FS} \right) + \frac{c \Delta L_n}{FS}$$

La Figura II.B.2.12 muestra el polígono de fuerzas para el equilibrio de la n-ésima dovela. Sumando las fuerzas en la dirección vertical resulta.

$$W_n + \Delta T = N_r \cos \alpha_n + \left[\frac{N_r \tan \phi}{FS} + \frac{c \Delta L_n}{FS} \right] \text{sen} \alpha_n$$

o bien

$$N_r = \frac{W_n + \Delta T - \frac{c \Delta L_n}{FS} \text{sen} \alpha_n}{\cos \alpha_n + \frac{\tan \phi \text{sen} \alpha_n}{FS}}$$

Por equilibrio de la cuña limitada por la superficie de falla de la fig. II. B.2.10, al tomar momentos respecto a O, resulta

$$\Sigma W_n R \text{sen} \alpha_n = \Sigma T_r \gamma$$

donde

$$T_r = \frac{1}{FS} (c + \sigma' \tan \phi) \Delta L_n = \frac{1}{FS} (c \Delta L_n + N_r \tan \phi)$$

Al sustituir esta el valor de T_r y N_i en la ecuación de equilibrio, tenemos:

$$FS = \frac{\Sigma (cb_n + W_n \tan \phi + \Delta T \tan \phi) \left(\frac{1}{M\alpha(n)} \right)}{\Sigma W \text{sen} \alpha_a}$$

que por simplicidad $\Delta T = 0$, y la ecuación toma la forma:

$$FS = \frac{\Sigma (cb_n + W_n \tan \phi) \left(\frac{1}{M\alpha(n)} \right)}{\Sigma W \text{sen} \alpha_a} \quad (2.b.20)$$

que para una condición de flujo – condición mostrada en la Fig. II.B.2.10 - establecido toma la forma siguiente:

$$FS = \frac{\Sigma (cb_n + (W_n - u_n b_n) \tan \phi) \left(\frac{1}{M\alpha(n)} \right)}{\Sigma W \text{sen} \alpha_a} \quad (2.b.20')$$

dado que para la n -ésima dovela, la presión de poro promedio en el fondo de la dovela es igual a $u_n = h_n \gamma_w$. La fuerza total causada por la presión de poro en el fondo de la n -ésima dovela es igual a $u_n \Delta L_n$.

donde:

b_n es el ancho de la dovela i -ésima, medido en la dirección horizontal

c y ϕ son los parámetros de resistencia al esfuerzo cortante en términos de esfuerzos efectivos

W_n es el peso total de la dovela i -ésima

u_n es la presión neutral medida en la base de la dovela

$$M_n(\alpha) = \cos \alpha_n \left(1 + \frac{\tan \alpha_n \tan \phi}{FS} \right) \quad (2.b.21)$$

Nótese que la ecuación (2.b.20') se ha de resolver por tanteos, pues incluye a F_s en sus dos miembros y la Figura II. B.2.13 ayudará a realizarlos con rapidez al proporcionar el valor de $M_i(\alpha)$, correspondiente a cada dovela. El detalle general del método se puede consultar en la bibliografía de la referencia 2.

Existen versiones más refinadas del método de Bishop, en las que se consideran ciertas inclinaciones para tomar en cuenta el efecto de las fuerzas laterales de tierra en las dovelas, aún en el caso de usar superficies circulares de deslizamiento.

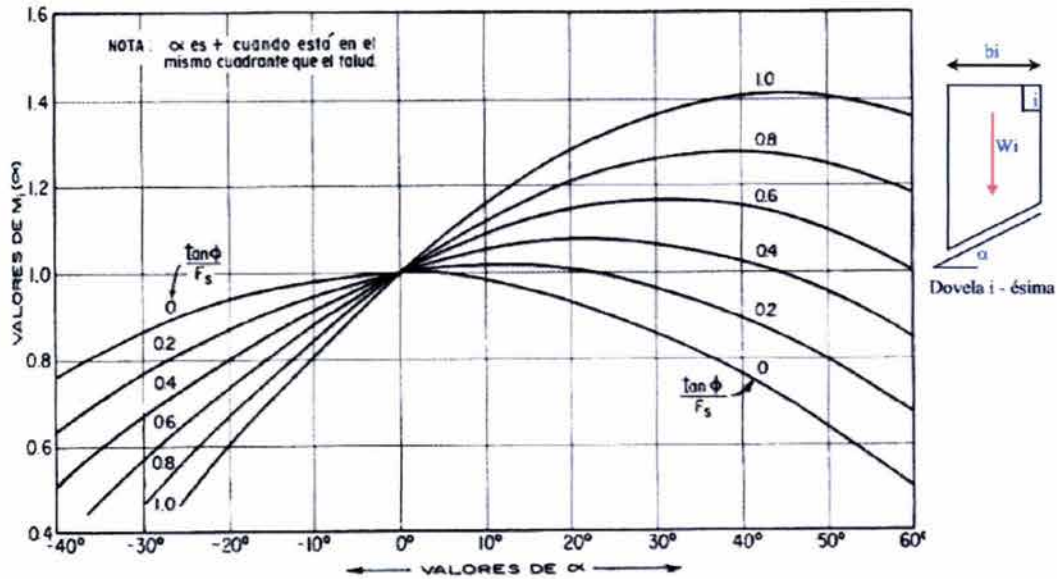


Fig.II.B.2. 12 Gráfica para la determinación de $M_i(\alpha)$. Ref. 2

II.B.2.5 Comentarios adicionales en torno al método sueco

El método sueco tienen como principales hipótesis:

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

El método sueco plantea un problema en el que en principio, el número de incógnitas supera al de las tres ecuaciones que proporciona la estática que se plantea. La Figura II. B.2.14 lo ilustra.

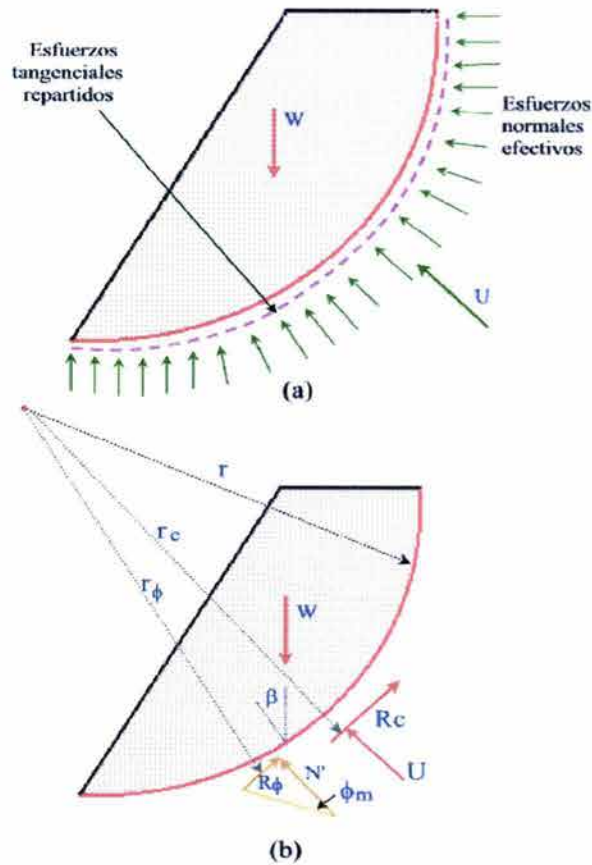


Fig. II.B.2. 13 Fuerzas que actúan sobre una masa deslizante. a) Esfuerzos normales y tangenciales distribuidos sobre el contorno. b) Fuerzas resultantes.

El peso W es una fuerza conocida en magnitud y posición. Las reacciones por fuerzas normales y por fuerzas tangenciales debidas a la fricción (N_y y R_q en la figura) son desconocidas tanto en magnitud como en posición, si bien se sabe que son perpendiculares entre sí.

También debe entenderse que:
$$R_\phi = \frac{N \tan \phi}{F_s}$$

donde F_s es el factor de seguridad ligado al círculo también desconocido. La reacción por cohesión R_c está totalmente determinada en posición por la variación de c a lo largo de la superficie de falla, y en magnitud también se podría saber en términos de c y F_s . En definitiva el problema plantea cuatro incógnitas que son F_s , la magnitud y la posición de N y la magnitud de R_ϕ ; la estática proporciona tres ecuaciones de equilibrio, por lo que el problema no estará determinado si no se recurre a las características de deformación del suelo.

Lo anterior es la razón básica por la cual el método sueco requiere de hipótesis que determinen el problema (Ref. 2).

II.B.3. Análisis de estabilidad en superficies de falla no circulares

Este apartado comprende las superficies de falla de las laderas naturales o taludes del tipo casi plano o de formas compuestas que difieren mucho de la circular, para las que las hipótesis del método sueco resultan poco satisfactorias.

Existen diversas formas para llevar a cabo el análisis en estos casos y en la presentada a continuación se adoptarán los lineamientos que ofrece la Ref. 2 de Rico, en donde se da un tratamiento más analítico al problema, mediante el que se puede llegar directamente a una expresión para el factor de seguridad, la cual ha de resolverse por tanteos.

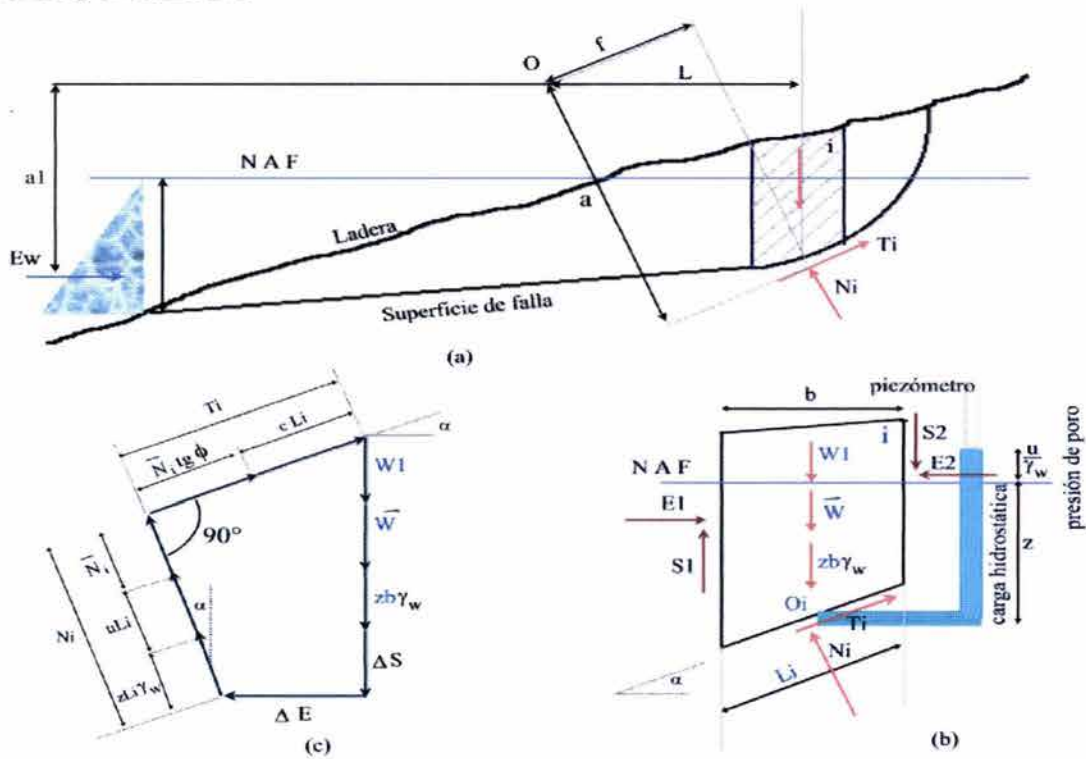


Fig. II.3.1 Análisis de estabilidad con superficie de falla no circular.

La Figura II. B.3.1 muestra una superficie de falla del tipo no circular. La parte (a) muestra el croquis general de la ladera y la posición de la dovela i -ésima. La parte (b) indica el conjunto de fuerzas actuantes en cada dovela, y la parte (c) el polígono dinámico correspondiente a su equilibrio. Adoptando un polo arbitrario de momentos, "O", el equilibrio de toda la masa deslizante exige que:

$$\sum Wl = \sum (T_i a + N_i f) + \frac{1}{2} \gamma_w d^2 a_1 \quad (2.b.22)$$

Pero

$$W = W_1 + \bar{W} + z b \gamma_w \quad (2.b.23)$$

y del polígono dinámico

$$T_i = \frac{c}{Fs} L_i + N_i \frac{\tan \phi}{Fs} \quad (2.b.24)$$

T_i es la fuerza actuante en la dirección tangencial, neutralizada por la fracción de la resistencia del suelo que se está movilizándose; por esta razón ésta última se afecta por el factor de seguridad (si la dovela estuviera en equilibrio límite, se movilizaría la resistencia máxima, pero al estar en una condición de equilibrio más holgado, se moviliza una fracción de la resistencia, en proporción precisamente al factor de seguridad).

Tomando en cuenta la ec. 2.b.24, la ec. 2.b.22 podrá escribirse:

$$\Sigma(W_1 + W + zb\gamma_w)l = \Sigma\left(\frac{c}{Fs} L_i + N_i \frac{\tan \phi}{Fs}\right)a + \Sigma N_i f + \frac{1}{2} \gamma_w d^2 a_1 \quad (2.b.25)$$

Despejando el factor de seguridad:

$$Fs = \frac{\Sigma(cL_i + N_i \tan \phi)a}{\Sigma(W_1 + W + zb\gamma_w)l - \Sigma N_i f - \frac{1}{2} \gamma_w d^2 a_1} \quad (2.b.26)$$

Bajo el nivel del agua, la masa de ésta debe estar en equilibrio, por lo que:

$$\Sigma zb\gamma_w l - \frac{1}{2} \gamma_w d^2 a_1 = \Sigma z\gamma_w L_i f \quad (2.b.27)$$

En otras palabras, el peso del agua, el empuje hidrostático al pie de la ladera y fuerza debida a la presión hidrostática del agua en la base de la dovela, deben de estar en equilibrio de momentos en torno a "0".

Si los resultados de la ecuación 2.b.27 se llevan al denominador de la ecuación 2.b.26, éste quedará:

$$\Sigma(W_1 + W)l - \Sigma(N_i - z\gamma_w L_i)f \quad (2.b.28)$$

Definiendo

$$N_i = N_i - (z\gamma_w + u)L_i \quad (2.b.29)$$

como la fuerza normal efectiva en la base de la dovela (se ha considerado la existencia de una presión neutral, u , por ejemplo, por flujo), podrá escribirse el denominador de la ec. 2.b.26 como:

$$\Sigma(W_1 + W)l - \Sigma(N_i + uL_i)f \quad (2.b.30)$$

y la ecuación (2.b.26) queda

$$Fs = \frac{\Sigma(cL_i + N_i \tan \phi)a}{\Sigma(W_1 + W)l - \Sigma(N_i + uL_i)f} \quad (2.b.31)$$

La expresión 2.b.31 proporcionaría el valor del factor de seguridad ligado a la superficie de falla en estudio si se conocen los parámetros de resistencia al esfuerzo cortante del suelo en términos de esfuerzos efectivos y las presiones de poro en la base de la dovela, pero despreciando el efecto de las fuerzas laterales de tierra E y S.

Si se desea tomar en cuenta el efecto de estas fuerzas se podrá hacer una suma de fuerzas en la dirección vertical, en el polígono dinámico de la figura II. B.3.1 en su parte (c):

$$W_1 + W + zb\gamma_w + \Delta s = (z\gamma_w L_i + uL_i + N_i) \cos \alpha + \frac{1}{F_s} (cL_i + N_i \tan \phi) \operatorname{sen} \alpha \quad (2.b.32)$$

De la ecuación 2.b.32 puede despejarse:

$$N_i = \frac{W_1 + W + \Delta s - ub - \frac{cb}{F_s} \tan \alpha}{M_i(\alpha)} \quad (2.b.33)$$

Para obtener la expresión anterior debe tenerse en cuenta que

$$L_i \cos \alpha = b$$

y que la expresión $M_i(\alpha)$ fue ya definida en la ecuación 2.b.21.

Llevando el valor de la ecuación 2.b.33 a la ecuación 2.b.31, puede obtenerse finalmente:

$$F_s = \frac{\Sigma \left[cL_i + \left(W_1 + W + \Delta s - ub - \frac{1}{F_s} cb \tan \alpha \right) \frac{\tan \phi}{M_i(\alpha)} \right] a}{\Sigma (W_1 + W) l - \Sigma \left[\left(\frac{W_1 + W + \Delta s - ub - \frac{1}{F_s} cb \tan \alpha}{M_i(\alpha)} \right) + uL_i \right] f} \quad (2.b.34)$$

Ésta última ecuación debe resolverse por aproximaciones sucesivas, pues contiene a F_s en sus dos miembros. El cálculo se podrá ayudar con el gráfico de la Figura II. B.2.12 para la determinación de $M_i(\alpha)$. La ecuación 2.b.34 da el F_s ligado a la superficie de falla dada; deberán tantearse otras para llegar a F_s mínimo.

El valor de F_s depende de Δs y ésta deberá ser introducida en la fórmula 2.b.34 con alguno de los valores que se proporcionan en los distintos métodos a que se ha hecho referencia en páginas anteriores. En la gran mayoría de los problemas prácticos será suficiente aplicar la ecuación la ecuación 2.b.34 con $\Delta s = 0$. La convergencia de los tanteos para la ecuación 2.b.34 es rápida.

II.B.4. Falla traslacional

El modelo esquemático de este tipo de falla se ilustra gráficamente en la Figura II.B.4.1.

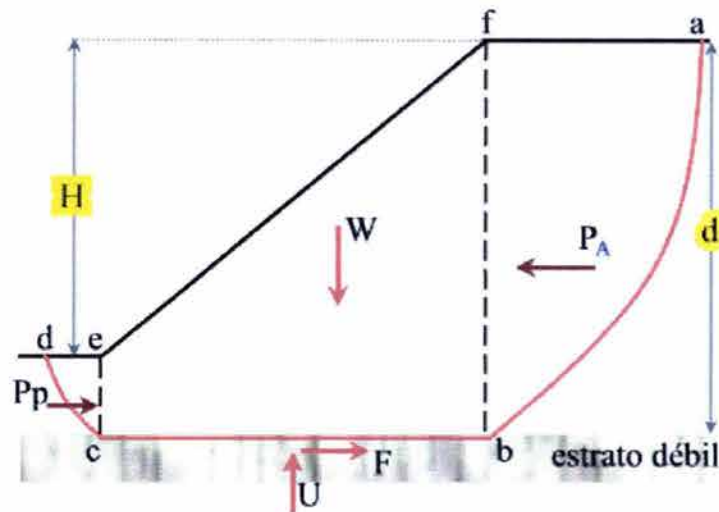


Fig. II.B.4. 1 Superficie de falla correspondiente a una falla de traslación.

El estrato débil señalado suele estar en la naturaleza formado por arcillas blandas o arenas más o menos finas, sobretodo si éstas últimas están sometidas a subpresiones que disminuyan los esfuerzos efectivos y rebajen la resistencia al esfuerzo cortante; el riesgo de este tipo de falla es particularmente crítico en laderas inclinadas, con el estrato débil guardando una inclinación similar.

Si el talud forma parte de un terraplén construido sobre una ladera natural o un terreno de cimentación cualquiera, la condición más crítica será la inicial si el estrato débil es de arcilla; en este caso los parámetros de resistencia se obtendrán de una prueba triaxial sin consolidación y sin drenaje y el análisis se podrá hacer con base en esfuerzos totales. En este mismo caso, pero con un estrato débil de arena bajo el nivel freático, quizás sometido a subpresión, se ha de efectuar un análisis con base en esfuerzos efectivos, haciendo intervenir la fuerza U , subpresión total que se obtiene como el área del diagrama de subpresiones.

Si el talud está formado por un corte excavado en una ladera natural, la condición crítica será, como ya se dijo, la correspondiente a largo plazo y el análisis por esfuerzos efectivos será el conveniente.

En términos generales el procedimiento de cálculo se puede plantear como se indica a continuación.

La cuña $bfec$ se moverá hacia la izquierda a causa del empuje de tierra en el plano bf (P_A); puede aceptarse que este empuje sea el activo. Las fuerzas resistentes son el efecto de un empuje pasivo en el plano ec (P_p) y la resistencia al esfuerzo cortante a lo largo de la superficie de deslizamiento cb (F).

En un análisis con esfuerzos totales (terraplén construido sobre un terreno que contienen un estrato débil arcilloso), la fuerza F será simplemente igual a $c_u \cdot cb$. En un análisis con esfuerzos efectivos (en suelo cohesivo-friccionante), la fuerza F será:

$$F = c \cdot \bar{c}b + (W - U) \tan \phi \quad (2.b.35)$$

Donde c y ϕ deben expresarse en términos de esfuerzos efectivos. La fuerza U , subpresión total, se deberá obtener como el área del diagrama de subpresiones en el plano cb , el cual a su vez se podrá obtener de una red de flujo, por ejemplo.

El factor de seguridad que indique el riesgo de falla puede escribirse como:

$$F_s = \frac{F + P_p}{P_A} \quad (2.b.36)$$

En los diseños prácticos probablemente no será prudente aceptar un factor de seguridad menor que 1,5.

Debe considerarse que en este caso la consideración de los planos fb y ec para el cálculo de los empujes de tierras y de la fuerza F conduce al factor de seguridad mínimo, en el caso de la Figura II. B.4.1, pues cualquier movimiento del punto b hacia la derecha o del c hacia la izquierda aumenta la fuerza F con los mismos empujes de tierra. Si b ó c se mueven hacia la parte inclinada del talud, F disminuye como función lineal de H , pero el empuje activo disminuye como función de d^2 (si b se mueve hacia la izquierda) el empuje pasivo aumenta también como función de d^2 (si c se mueve hacia la derecha), de lo contrario fácilmente puede deducirse un factor de seguridad mayor que el correspondiente al caso que se muestra en la figura.

II.B.5. Método de la cuña

Se trata de un método para analizar la estabilidad de un talud, en principio aplicables a los mismos casos que cubre el método sueco (falla circular), sin embargo, por la naturaleza de la superficie de falla que ahora se manejan (superficies planas), en la práctica el método de la cuña se ha ligado más bien a las fallas traslacionales. El caso típico para su aplicación es el de un terraplén construido sobre un terreno de cimentación que incluye un estrato muy blando cercano a la superficie o en ella misma ó el de un terraplén de suelo construido sobre un terreno de cimentación duro y resistente.

En el método la superficie de deslizamiento potencial o real se representa por dos o más segmentos de recta, por ejemplo, como se muestra en la Fig. II. B. 5.1.

Se definen así cuñas dentro de la masa deslizante (I y II en el caso de la figura). La resistencia al esfuerzo cortante a lo largo de la superficie de deslizamiento se debe expresar en función de los parámetros de resistencia aplicables.

Existen en el equilibrio de las dos cuñas cuatro conceptos mecánicos desconocidos (E , N_1 , N_2 y α) y una quinta incógnita que es el factor de seguridad correspondiente a la superficie de falla escogida. En efecto, para una geometría y unos parámetros de resistencia dados, deben quedar definidas unas condiciones de estabilidad para la masa deslizante, las que han de reflejarse en un factor de seguridad determinado.

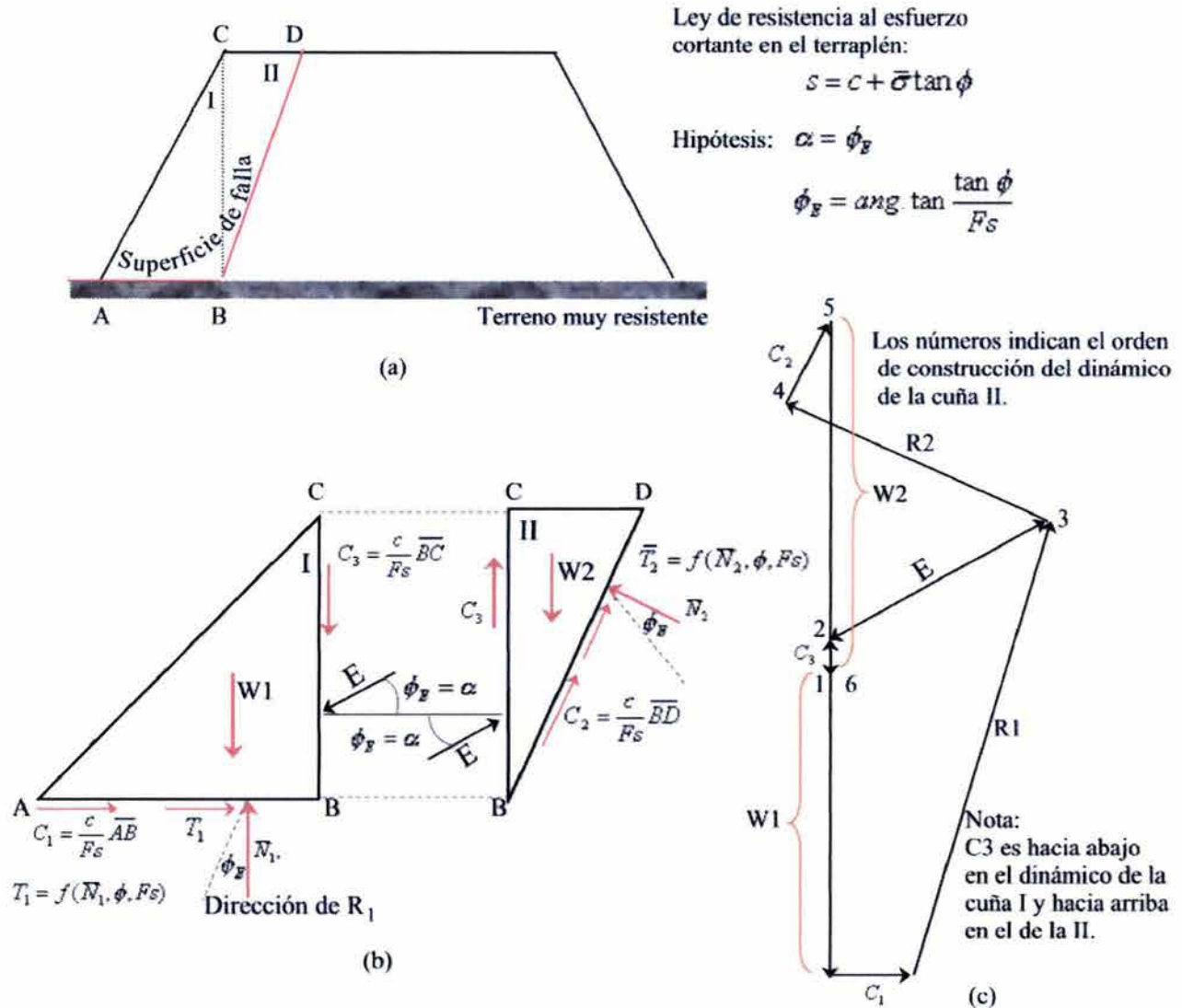


Fig. II.B.5. 1 Método de la cuña. Ref. 2

Para resolver el problema se tienen dos ecuaciones de equilibrio de fuerzas en cada cuña, por lo que éste está indeterminado.

Al hacer el diagrama de cuerpo libre de la cuña I ó de la II, aparecen sobre ella las siguientes fuerzas (se tomo como referencia la cuña I):

$$\text{Una fuerza } C_1 = \frac{c}{F_s} \overline{AB} \quad (2.b.37)$$

Una fuerza T_1 , que depende del valor N_1 , de los parámetros de resistencia y del propio valor de F_s .

La fuerza N_1

El peso de la cuña W_1

El empuje de tierra que sobre la cuña I produce la cuña II, E .

$$\text{Una fuerza, } C_3 = \frac{c}{F_s} \overline{BC}$$

De esto se deduce que es preciso hacer una hipótesis que permita eliminar alguna de las incógnitas para determinar el problema. Ésta hipótesis se refiere por lo común a la dirección de la fuerza E ; suele aceptarse que E es paralela al plano del talud o decirse que forma con la normal a la superficie de contacto entre las cuñas un ángulo, ϕ_E , definido por la expresión

$$\phi_E = \arctan \frac{\tan \phi}{F_S} \quad (2.b.38)$$

Esta última es la hipótesis aceptada al construirse la Fig. II. B.5.1.

Las fuerzas T_i y N_i son desconocidas en magnitud pero no en dirección; de la misma manera su resultante, \bar{R}_i , será conocida en dirección, pues ha de formar con la fuerza N_i el ángulo ϕ_E , que representa al ángulo de fricción, tomando en cuenta el efecto del factor de seguridad. Son estas fuerzas R_1 y R_2 las que se toman en cuenta para construir el polígono dinámico que aparece en la parte c de la figura, en vez de las componentes T_i y N_i .

El dinámico de la cuña I comenzará a construirse por W_1 , que es conocida en magnitud y posición. A continuación será preciso suponer un factor de seguridad para la combinación de las dos cuñas. Con base en tal hipótesis y con la ecuación (2.b.37), se conocerán en magnitud y posición las fuerzas C_1 y C_3 que se pueden llevar al dinámico. En realidad, en la figura el polígono dinámico se empezó por C_3 , por razones de dibujo. Por el extremo C_1 se podrá trazar una línea que tenga la misma dirección que R_1 (parte b de la figura) y por el origen de C_3 una línea que tenga la misma dirección que E . De esta manera las fuerzas R_1 y E quedan determinadas para el factor de seguridad supuesto.

Sobre el dinámico de la cuña I se puede construir el de la cuña II, llevando W_2 , de manera que C_3 y E , que son conocidas, se superpongan con las figuras previamente dibujadas (ver parte c de la figura). Aplicando la ecuación (2.b.37) a la cuña II, se podrá calcular C_2 para el factor de seguridad supuesto. Por el extremo de C_2 podrá llevarse una línea con la dirección de R_2 .

Si el valor del factor de seguridad elegido fuese correcto, el dinámico construido como se indicó se cerraría, pasando la línea de acción de R_2 por el origen de C_2 . Empero, es probable que no suceda tal cosa, indicio de que se supuso un factor de seguridad que no refleja las condiciones reales del problema. Así, habrá que proceder por tanteos hasta encontrar el factor de seguridad correspondiente al caso, el cual deberá tener un valor satisfactorio. Desde luego que ese valor estará ligado a una cierta superficie de falla; deberá repetirse el cálculo para otras superficies posibles, hasta alcanzar la seguridad de que no hay para el terraplén en estudio ninguna superficie de falla a la que esté ligada un factor de seguridad indeseablemente bajo.

II.C Terraplenes sobre suelos blandos

En este apartado se pretende mencionar algunas peculiaridades referentes al importante problema de terraplenes construidos sobre suelos muy blandos o turbas. Sin duda el primer problema a considerar es el que se refiere al cálculo de la estabilidad del terraplén en conjunto con el terreno de cimentación, el cual en estos casos suele constituir el elemento crítico.

En muchos suelos blandos probablemente es esencial evitar una falla catastrófica del terraplén por el descenso que suele sufrir su resistencia al esfuerzo cortante a causa del intenso remoldeo que acompaña a un colapso estructural total, tras el que la resistencia se recupera tan lentamente que pueden plantearse problemas en verdad insolubles.

La Fig. II. C.1 indica el tipo de análisis a hacerse en estos casos. En la parte (b) de la misma figura se muestra el proceso de carga a lo largo del tiempo y en su parte (c), la evolución que es de esperar en las presiones de poro dentro del terreno natural. La parte (d) expresa cuantitativamente la variación del factor de seguridad con el tiempo. El análisis se hace comúnmente con la resistencia no drenada (c_u) y se desarrolla con base en esfuerzos totales. Pero existen dos puntos que se deben comentar.

En primer lugar, si la resistencia del suelo de cimentación disminuye continuamente con el tiempo, hasta valores muy por debajo de la resistencia máxima, el diseño con base en esta última puede ser del todo inapropiado; por ello es recomendable hacer pruebas de larga duración, para establecer a criterio un valor apropiado a la resistencia de diseño.

En 1960 A. Casagrande reportó – de un caso práctico de construcción, sobre una variación importante en la resistencia no drenada de la arcilla – las diferencias que se obtenían mediante pruebas de compresión simple en las pruebas de larga duración (hasta de dos semanas) respecto a la resistencia máxima en prueba estándar (alrededor de 5 minutos); las curvas esfuerzo – deformación variaron correspondientemente desde formas de falla frágil típica hasta formas de falla plástica.

El dato práctico más llamativo fue el que c_u disminuyó hasta 30% respecto al valor de prueba rápida estándar. Es cierto que los efectos de consolidación y el paso del tiempo contribuirán en el aumento de esa resistencia mínima a que pudiera llegarse pero sin duda tal valor mínimo representa una condición crítica que muchos proyectistas juzgan digna de ser tomada en cuenta. No hay suficiente volumen de estudio para juzgar qué porcentaje de reducción de la resistencia máxima convencional pudiera considerarse seguro (25 %-30%).

La Fig. II. C.2 muestra la curva típica de una arcilla blanda probada con veleta (un proceso muy económico). La resistencia del suelo “intacto”, dividida entre la resistencia residual, suele tomarse como una medida de la sensibilidad de la arcilla. Desde luego que la prueba de la veleta deja de ser representativa cuando el terreno de cimentación va siendo duro o dejando de ser arcilla homogénea franca.

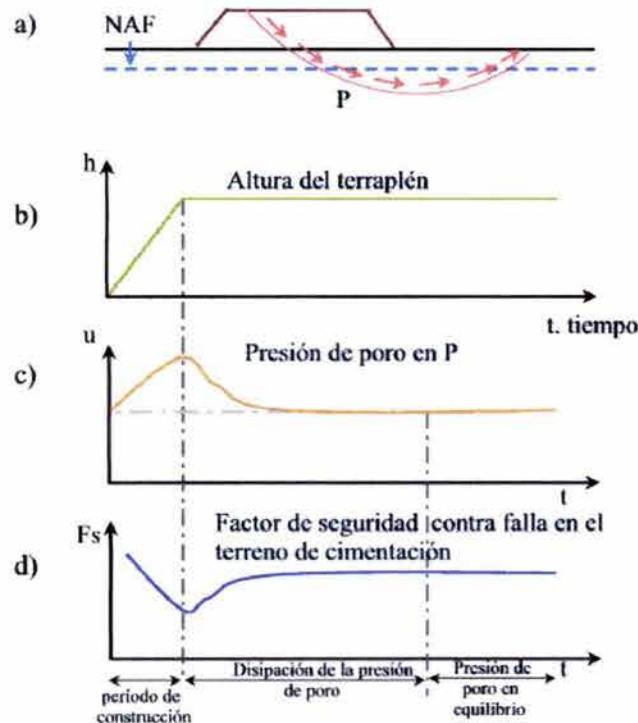


Fig. II.C. 1 Variación de las condiciones con el tiempo en un terraplén construido sobre un suelo blando.

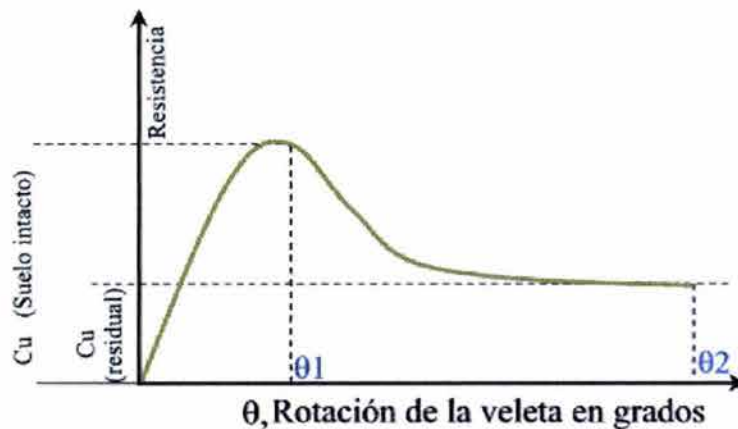


Fig. II.C. 2 Curva típica de resistencia de una arcilla blanda con prueba de veleta.

Para tomar en cuenta los efectos de reducción de resistencia de que se ha hablado en la prueba de veleta, Bjerrum propone (Ref. 2) una gráfica (la correlación en términos del índice plástico de la arcilla es puramente estadística) que incluye un

factor de corrección μ , que multiplicado por la resistencia que proporciona la prueba, da la resistencia que se debe usar en el proyecto. Fig. II. C.3

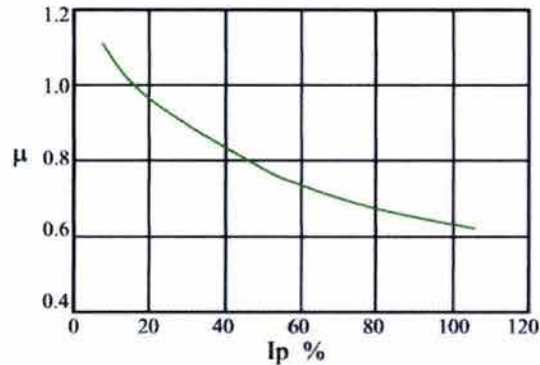


Fig.II.C. 3 Factor de corrección para obtener la resistencia de proyecto, a partir de pruebas de veleta. Ref. 2

La incertidumbre en decidir el valor de la resistencia que se debe de usar en los análisis de estabilidad, ha llevado a muchos proyectistas a considerar deseable obtenerlos de terraplenes de prueba a escala natural.

Un refinamiento del cálculo establecido por muchos ingenieros consiste en desprestigiar la contribución del terraplén propiamente dicho a la estabilidad general. Esto se hace, sobre todo, cuando el terraplén es bajo y la costra de arcilla endurecida por el secado es delgada, pues en tales casos se ha visto que la falla del terraplén suele ir precedida por un agrietamiento casi completo del mismo.

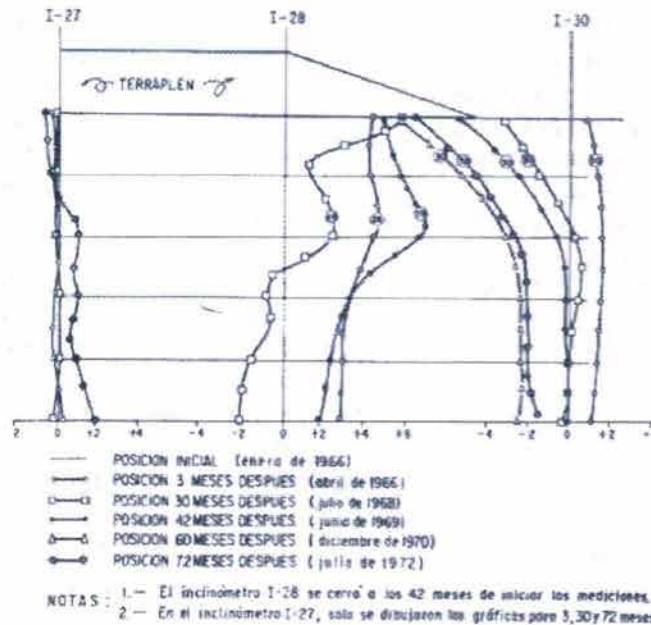


Fig.II.C. 4 Resultados de inclinómetros en una sección de un terraplén en el vaso de Texcoco, México. Ref. 2

Es sumamente variada e interesante la información que se puede obtener en la actividad de un terraplén de prueba, verdadero modelo a escala natural de la estructura en estudio. Las Figuras II. C.4 y II. C.5 son una muestra de los datos que se pueden lograr.

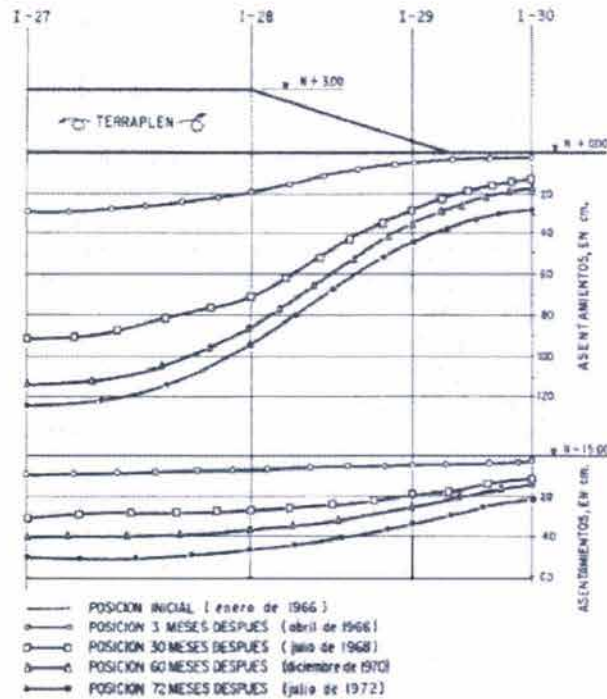


Fig.II.C. 5 Resultados de la medición de asentamientos en una sección del mismo terraplén de prueba a que se refiere la Fig. II.C.4. Ref.2

Este tipo de datos resultan de especial importancia durante un proyecto de gran tamaño, que de alguna manera justifique un estudio a escala natural, para poder garantizar un buen resultado y funcionamiento de la estructura por el tiempo que le corresponda; un ejemplo a lo anterior pueden ser las pistas de los aeropuertos o aquellas carreteras asentadas sobre terraplenes y que sean fundamentalmente indispensables para la economía de un país.

III. PRINCIPIOS BÁSICOS ACERCA DE LA ESTABILIDAD DE TALUDES EN ROCAS METAMÓRFICAS^{REF. 16 Y 17}

En este capítulo se mostrarán las cualidades y características más predominantes y que por ende se deben de tener presentes siempre que se trabaje con roca. Además se hace un énfasis especial sobre las rocas metamórficas, no obstante, muchos de los conceptos e ideas a tratar son aplicables a todo tipo de roca en mayor o menor grado, por lo que las herramientas que aquí se han de exponer para calcular taludes en roca pueden aplicarse prácticamente a cualquier tipo de éstas.

Cuando hablamos de taludes en roca siempre entra en consideración su estabilidad y comportamiento, ambos gobernados por las discontinuidades, pues es en ellas donde se concentran las deformaciones y disminuye la resistencia, luego entonces se hacen importantes al condicionar la estabilidad global del conjunto.

Las masas rocosas se caracterizan por presentar una anisotropía geométrica, resistiva e hidráulica por mencionar algunos ejemplos, esto debido a su naturaleza y la gran diversidad de factores que las afectan.

En las juntas o discontinuidades de la roca puede o no haber material de relleno, de haberlo este jugará un rol importantísimo en cuanto a la resistencia al corte, flujo de agua y la propia estabilidad de los bloques entre los que se encuentre.

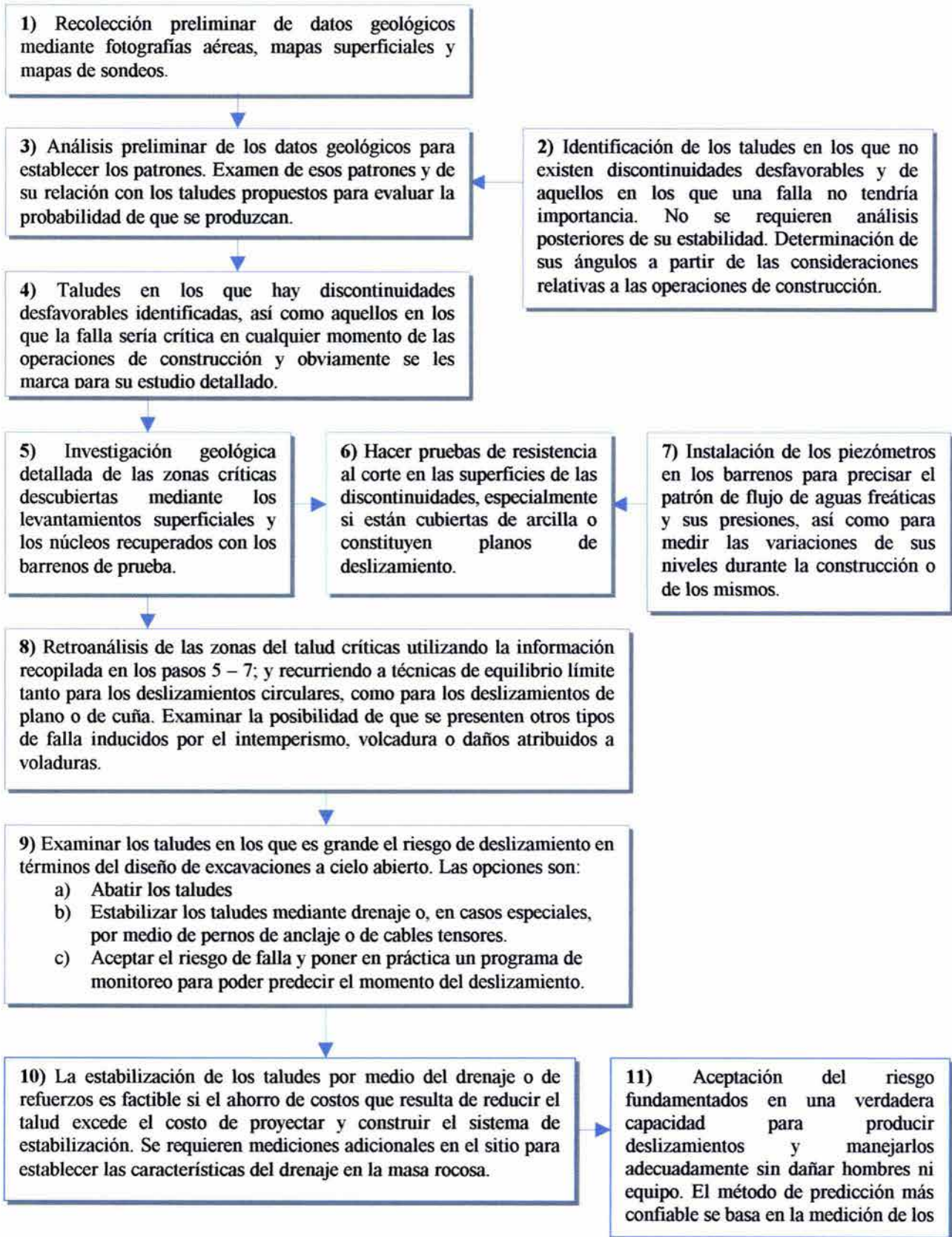
Las formas en que pueden fallar las rocas pueden ser muy diversas, como se ha visto en el capítulo I, pero comúnmente se identifican como fallas localmente planas; se pueden suscitar al registrarse una rotura por corte (roturas traslacionales o rotacionales), por corte y flexión (roturas por vuelco), por tracción (desplomes y caídas de bloques) o bien por disgregación (debida a la alteración por intemperismo), éstas dos últimas normalmente vistas como fallas locales.

Algunos otros principios base para el diseño de taludes en roca es la resistencia al corte de las discontinuidades –incluyendo el relleno– y la existencia de agua, pues al igual que en los suelos, reduce los esfuerzos efectivos y así, la resistencia al corte. Estos y otros conceptos serán tratados con mayor detalle en este capítulo.

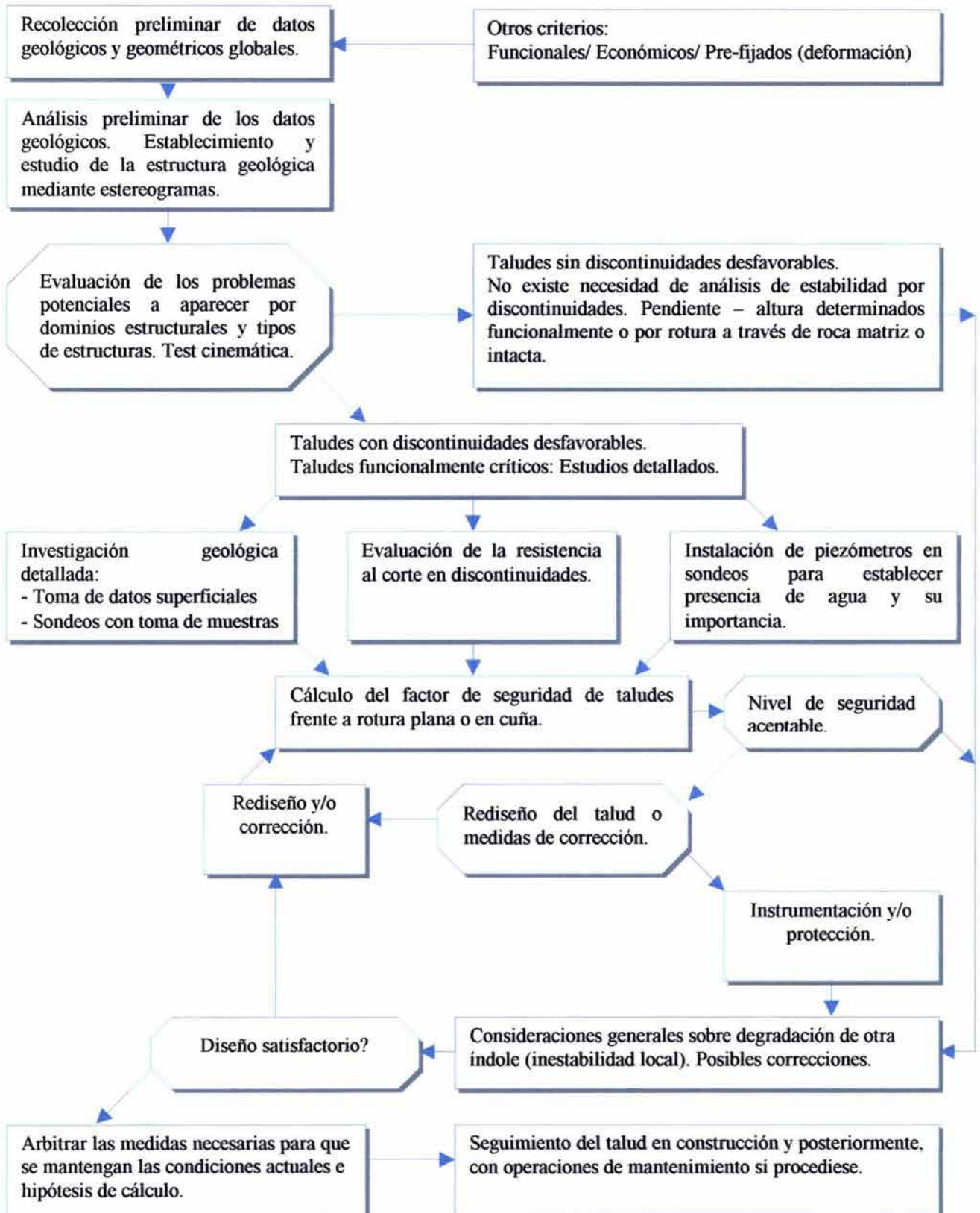
Todos estos argumentos, aunados a la experiencia propia de los ingenieros, permiten evaluar si un talud es o no crítico, para ello se debe hacer una reunión suficiente de datos e información del tipo geológico y mecánico, y poder finalmente evaluar la estabilidad del talud.

Ésta labor consiste de dos grades etapas, en la primera de ellas se hace un examen de mapas geológicos regionales, de fotografías aéreas, de los afloramientos a los que se puede llegar con facilidad y de muestras de núcleos recuperados o barrenos de exploración, esto para hacer un análisis preliminar e identificar los taludes que son críticos y que requerirán de un estudio minucioso. (Ref. 16)

En la segunda etapa se hace un examen mucho más detallado de los elementos geológicos, se hacen excavaciones de zanjas de prueba o socavones de exploración y un levantamiento detallado de las pruebas correspondientes a las discontinuidades. Éste proceso se ilustra en el siguiente diagrama que pudiéramos comparar con el procedimiento que comúnmente adoptan los ingenieros europeos en sus diseños.



PROCEDIMIENTO GENERAL DE ESTUDIO DE UN TALUD ROCOSO (J. Gilli) “Proced. Europeo”



Como se puede observar en estos dos diagramas de flujo las diferencias no son sustanciales, de manera que podemos tomar uno u otro, no sin tener en cuenta que cada proyecto tendrá sus peculiaridades, y es en función de éstas como podremos saber cual va a ser la forma en que le demos solución y porqué no, generar un diagrama de flujo adecuado a las necesidades que se presenten y que más satisfacción nos deje como proyectistas o constructores.

Hasta aquí se ha visto una visión global de lo que implica el diseño de taludes en roca, pero propiamente lo que exige el diseño de taludes es un conocimiento sólido básico de las características, propiedades y comportamiento de las rocas, cómo evaluarlos y cómo utilizar dichos datos para obtener un diseño seguro, factible y económico; dichas bases se tratan con mayor detalle en los apartados siguientes, aclarando que el factor económico no ha de ser un elemento sobre el que se haga demasiado énfasis en este trabajo a pesar de que realmente juega un papel preponderante en el diseño de taludes.

III.A. Génesis y composición de las rocas metamórficas

Las rocas metamórficas son aquellas que han sufrido modificaciones en el estado sólido como consecuencia de intensos cambios en la temperatura, presión y ambiente químico (agentes del metamorfismo), todos producidos por las mismas fuerzas que pliegan, afallan, inyectan magma y elevan o deprimen las masas de roca. Estas fuerzas producen modificaciones dentro de las rocas mismas a través del proceso llamado metamorfismo.

El metamorfismo se restringe a cambios de textura y composición de la roca porque existe la recristalización (aumento o disminución de los tamaños de granos minerales), metasomatismo (cambio de un mineral a otro) y neocristalización (formación de nuevos minerales).

Los agentes del metamorfismo son tres: presión, temperatura y fluidos químicamente activos (Ilustración 2). La presión puede deberse al confinamiento o a los movimientos de origen tectónico; la temperatura se debe al gradiente geotérmico o a la vecindad con cámaras magmáticas; y los fluidos químicamente activos pueden estar asociados a procesos magmáticos.

Presión: el aumento de la presión se debe al peso de las rocas suprayacentes o al desplazamiento de grandes masas rocosas, unas con respecto a otras. En las zonas de la corteza donde existe distensión la presión disminuye, mientras que si existe compresión, aumenta. Se demandan presiones entre los 2800 y 4200 (Kgf/cm²) para que la roca fluya plásticamente, o sea, profundidades entre 9 y 12 Km. El flujo plástico supone un movimiento intergranular con formación de planos de deslizamiento de la roca, pérdida de fluidos, reorientación de los granos minerales, aumento o crecimiento cristalino y cambios en la textura de las rocas.

Temperatura: es el agente más importante. El gradiente geotérmico promedio es del alrededor de 33°C por Km de profundidad. Otra fuente es el calor asociado a las cámaras magmáticas. Los magmas superan los 100°C y una intrusión grande puede elevar el calor de las rocas hasta 700°C. La roca adyacente a la intrusión ígnea se divide en zonas según su grado de alteración.

Las arcillas compactadas por ejemplo, pueden transformarse en pizarras hacia la parte externa; cerca de la intrusión habrá nuevos minerales como la andalucita y más cerca se formará en una roca como la corneana.



Ilustración 1 Corneana. Cortesía de la Universidad de Granada, España.

Fluidos químicamente activos: se explican por las soluciones hidrotermales de magmas en enfriamiento; dichos residuos percolan la roca encajante para reaccionar con los minerales de la misma. Del intercambio iónico se da la recristalización, neocrystalización y el metasomatismo.

Por regla general se puede hablar de metamorfismo regional y de metamorfismo de contacto, que difieren no solo por las condiciones alcanzadas en presión y temperatura, sino por los procesos que las originan.

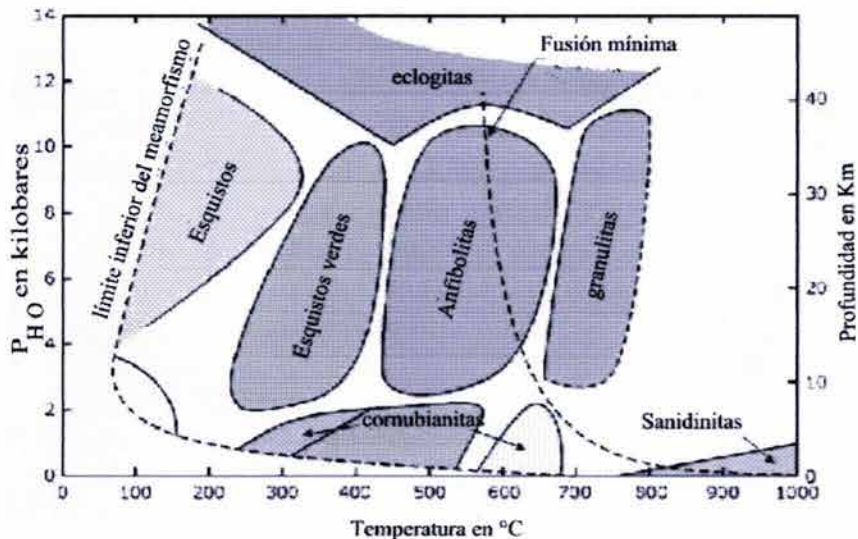


Ilustración 2 Facies del Metamorfismo que muestra las condiciones presión – temperatura de algunas rocas metamórficas.

Metamorfismo regional: se produce como consecuencia de procesos orogénicos, durante la formación de cordilleras de plegamiento a causa de la subducción o de la colisión continental. En este metamorfismo se incrementa la temperatura y la presión a la que se ven sometidas las rocas. Puesto que los minerales se desarrollan bajo presiones dirigidas en condiciones orogénicas, se ven obligados a crecer paralelos entre sí y perpendiculares a estas presiones, dando origen a una foliación intensa (esquistosidad).

Metamorfismo de contacto: se produce a causa de intrusiones ígneas que alcanzan zonas relativamente frías y superficiales de la corteza terrestre, las que se

calientan conforme el magma se enfría. Es por tanto un metamorfismo de alta temperatura y baja presión que origina aureolas concéntricas en torno a la roca ígnea, cuya extensión depende del volumen de magma incluido.

La tabla siguiente muestra el grado de metamorfismo (regional o de contacto), jerarquizado en tres niveles: bajo, medio y alto.

Roca	Grado de metamorfismo		
	Bajo	Medio	Alto
Pelita	Filita	Micaesquistos	Gneiss
Basalto	Metabasalto	Anfibolita	Anfibolita
Caliza	Caliza marmórea	Mármol	Mármol

Tabla III A Grado de metamorfismo.

Ciertamente la composición mineral, las transformaciones y procesos por los que pasan las rocas les dan finalmente a éstas determinadas características físicas, químicas y mecánicas, que los ingenieros nunca deben de soslayar al entrar en contacto con ellas durante la planeación y ejecución de un proyecto. Las características físicas y mecánicas son las más importantes para el diseño en ingeniería; las primeras se tratarán a continuación en tanto que las segundas se irán desarrollando a lo largo de este capítulo.

III.B. Rasgos físicos de las rocas

Como ya se vio, la temperatura, presión y fluidos químicamente activos son los agentes que dan origen al metamorfismo, pero también la naturaleza de las rocas, el tamaño de las partículas de éstas y sus propiedades químicas juegan un papel fundamental que en conjunto con aquellos agentes dan origen a una gran variedad de rocas, de las que se pueden reconocer con mayor frecuencia las siguientes:

Pizarra: producida por metamorfismo de bajo grado con clivaje apizarrado (Ref. 23). Proviene de la lutita cuyos minerales han sido transformados a mica y clorita. La pizarra tiene un color que va del gris al negro, pudiendo ser también verdoso, amarillento, castaño y rojizo.



Ilustración 3 Pizarra. Cortesía de la Universidad de Granada, España.

Filita: semejante a la pizarra pero con minerales más grandes. Proviene justamente de la pizarra. La clorita y mica le dan su característico clivaje filítico (Ref. 23) y un brillo sedoso. Los minerales más numerosos en ésta roca son la clorita y moscovita. Las tonalidades de esta roca son grises y verdes por lo común.

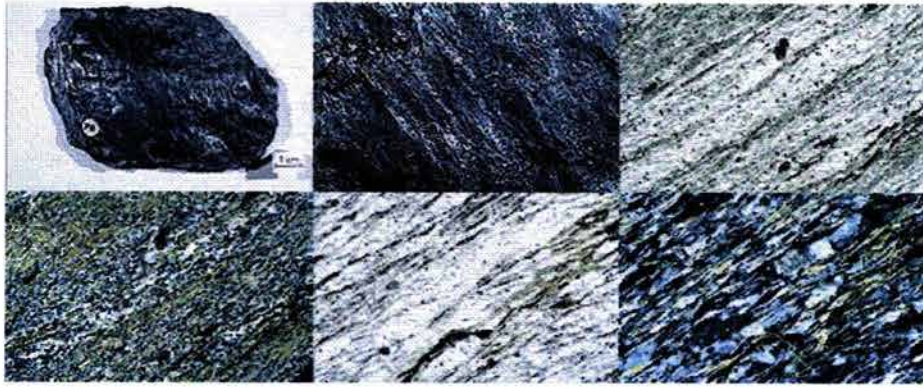


Ilustración 4 Filita. Cortesía de la Universidad de Granada, España.

Esquisto: proviene de rocas ígneas, sedimentarias y metamórficas. Posee un clivaje esquistoso (Ref. 23). El material laminado que contiene es mica, diorita, cuarzo, augita, granate, talco, hematita, feldespatos, hornblenda, epidota, magnetita y minerales fibrosos, mismos que le dan su característico clivaje (esquistoso). Los colores con los que más se le relaciona son el verde y el azul.



Ilustración 5 Esquisto. Cortesía de la Universidad de Granada, España.

Anfibolita: se asocia sobretodo a la hornblenda y plagioclasa. Posee cierta foliación (Ref. 23). Esta roca no posee mica y muestra cristales orientados por lo que exhibe una textura cristalina. Su color varía entre el verde, gris y negro. Los minerales que se encuentran en ella con mayor proporción son la epidota, biotita, augita verde y almendita.



Ilustración 6 Anfibolita. Cortesía de la Universidad de Granada, España.

Gneises: es una roca metamórfica de alto grado y sus granos son gruesos. Posee una apariencia bandeada, donde el cuarzo y feldespatos alternan con los ferromagnesianos. Proviene de rocas ígneas como el granito, gabro y diorita. Los minerales más comunes en esta roca son la diorita, mica, kianita,

silimanita, grafito, hornblenda, estauroлита y wolastonita. Su clivaje es menos notable que en los esquistos.

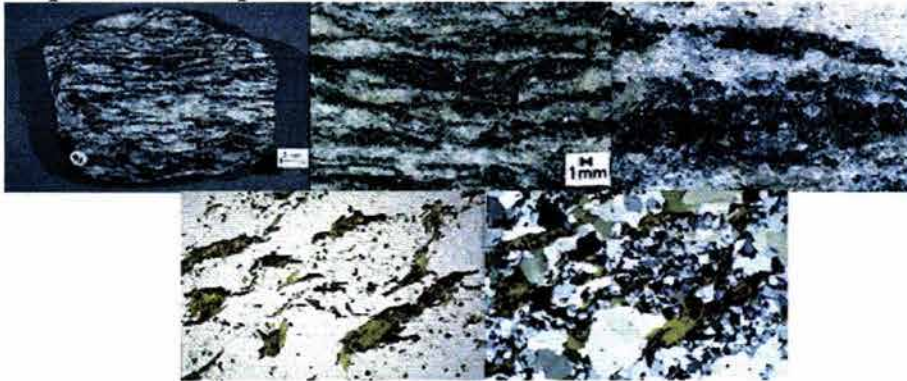


Ilustración 7 Gneises. Cortesía de la Universidad de Granada, España.

Mármol: es una roca de grano grueso y es producida por metamorfismo de contacto o regional. Proviene de la calcita y dolomías. No presenta clivaje. El mármol puro es de color blanco; negro por la materia bituminosa; verde debido a la hornblenda, clorita, serpentina o talco y diópsido; y de color rojo debido a el óxido de hierro y la limonita.



Ilustración 8 Mármol. Cortesía de la Universidad de Granada, España.

Cuarcita: proviene de areniscas ricas en cuarzo. No presenta foliación y no tiene espacios porosos. Puede formarse por metamorfismo de cualquier grado. Su color puro es blanco, pero al integrársele hierro y otras impurezas adquiere un color rojizo oscuro. Los minerales más comunes de esta roca son los feldespatos, clorita, turmalina, silimanita, moscovita, circón, granate, biotita, epidota y hornblenda.

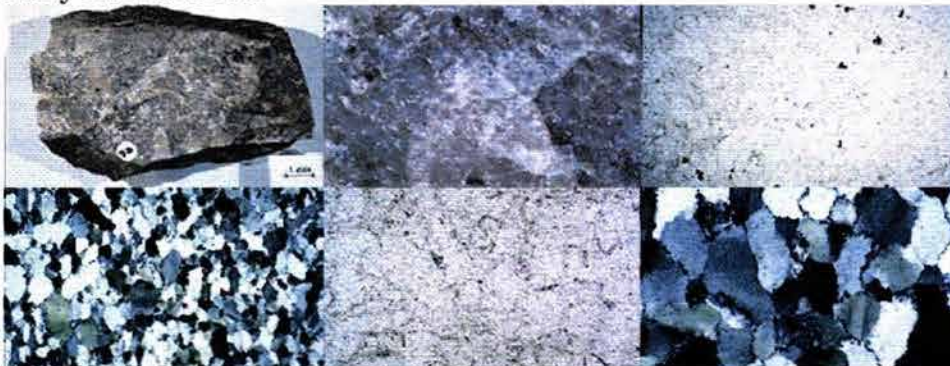


Ilustración 9 Cuarcita. Cortesía de la Universidad de Granada, España.

La Tabla II. B muestra la relación de las rocas metamórficas con sus correspondientes rocas de base e intermedias. El orden en que aparecen alude al grado de metamorfismo en una escala creciente (compare con la Tabla III. A).

ROCA BASE	ESTADO DE TRANSICIÓN	ROCA METAMÓRFICA
Shale (lutita)	Metasedimentos	Pizarra, filita, esquistos, pargneis
Areniscas	Metasedimentos	Cuarcita, hornfels
Caliza	Caliza cristalina	Mármol
Basalto	Metavulcanita	Esquisto y anfibolita
Granito	Intrusivo gnésico	Ortogneis
Carbones	Metasedimentos grafitosos	Esquistos grafitosos

Tabla III B, por J. Montero, A. González y G. Angel. Caracterización del Material Rocoso.

I Congreso Suramericano de Mecánica de Rocas, 1989.

Cuando se inicia la elaboración de un proyecto, debe hacerse siempre con una visita al sitio en donde se ha de desarrollar la obra, esto para hacer un reconocimiento general sobre las estructuras, formas y demás rasgos característicos que muchas ocasiones son menospreciados por los ingenieros y que en determinado momento llegan a jugar un papel protagónico durante y después de la construcción del proyecto; en estos puntos se ahonda en el siguiente apartado.

III.C. Estudios de campo

Lo primero que debe de hacerse durante una visita de campo a la zona de interés es observar en principio, de manera global, las condiciones y características físicas y geológicas de la región, tratando de detectar los rasgos de las formaciones rocosas (esto si son visibles) o bien la forma que poseen los terrenos del lugar, procurando detectar el tipo de formación de la corteza que allí se presenta así como de imaginar sus posibles causas y con base en ello, visualizar cuales han de ser las probables consecuencias o problemáticas que han de tener lugar una vez que se modifiquen las condiciones naturales de la región. Esto anterior también debe aplicarse en pequeños sectores o lugares específicos, haciendo uso de todo tipo de experiencia que los ingenieros posean para así poder garantizar una obra de ingeniería fundamentada en los buenos resultados y la prevención y no en obras de corrección.

El tipo de características a los que se ha hecho mención se refieren a los pliegues, discordancias, juntas y fallas.

Pliegues: son arrugas u ondulaciones que se producen en las rocas mientras se hallan en estado plástico, dando origen a formaciones muy peculiares como lo son los anticlinales, sinclinales y los monoclinales.

En un **monoclinal** los estratos buzan por una longitud indefinida o desconocida, en una sola dirección. Tales pliegues no se pueden identificar de inmediato, porque la cantidad de deformación está distribuida más ampliamente. En las áreas donde las

capas no afloran, se usan perforaciones o sondeos para definir la posición de éstos. (Leet, 2000)

Cuando las capas en un pliegue están arqueadas, de manera que se inclinan a uno y otro lado con relación a un borde central o eje –como un techo de dos aguas–, el pliegue es llamado **anticlinal**; y al pliegue opuesto se le denomina **sinclinal** en el que las capas se inclinan de los lados hacia adentro, en dirección al eje. (Leet, 2000)

La siguiente ilustración muestra los tipos más comunes de pliegues que se pueden identificar en la corteza terrestre.

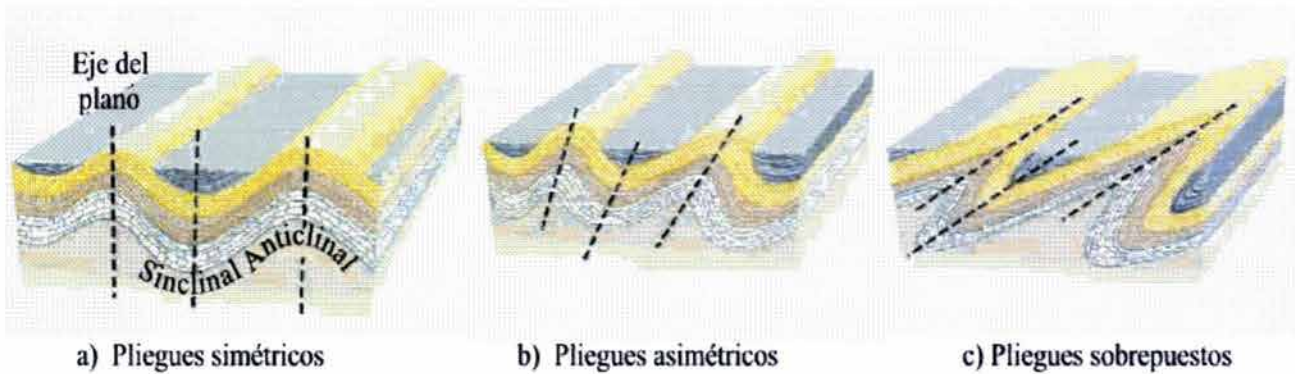


Ilustración 10 Pliegues.

Discordancias: son las superficies de erosión o de no depósito que separan rocas jóvenes de otras más antiguas; éstas pueden ser del tipo: discordancia angular, disconformidad e inconformidad.

Discordancia angular: discordancia en que los estratos más antiguos buzan con un ángulo diferente al de los más jóvenes.



Ilustración 11 Discordancia angular. Cortesía de Carlo Giovanella.

Disconformidad: también llamada discordancia paralela, es una discordancia con estratos paralelos arriba y debajo de la superficie de erosión. Se forma cuando las rocas estratificadas son elevadas y expuestas a la erosión, hundiéndose mas tarde para recibir el depósito de nuevos sedimentos, sin haber sido plegadas.



Ilustración 12 Disconformidad (parte derecha de la imagen).
Cortesía de Carlos Giovanella.

Inconformidad: discordancia entre rocas ígneas o metamórficas que están expuestas a la erosión y que después quedan cubiertas por sedimentos.



Ilustración 13 Inconformidad. Cortesía de Carlo Giovanella.

Junta: es una rotura en una masa de roca que no muestra ningún movimiento relativo de la roca fracturada a lo largo de la rotura y que puede o no estar rellena por materiales de cualquier tipo (arenas, gravas , arcillas, etc.).



Ilustración 14 Junta, visible donde indica la flecha. Cortesía de Carlo Giovanella.

Falla: superficie de rotura de una masa de roca a lo largo de la cual ha habido movimientos diferenciales. Las fallas pueden ser locales o bien, pueden abarcar grandes extensiones (por ejemplo, la conocida Falla de San Andrés) además de que son comúnmente relacionadas con los movimientos de origen tectónico. Las fallas son clasificadas en tres grandes grupos, aunque se les suele asignar diferentes nombres en función de sus características.

Las fallas normales (Ilustración 17) son aquellas en las que el esfuerzo principal mayor es vertical y el menor horizontal; se llaman fallas inversas cuando el esfuerzo principal mayor es horizontal y el menor es vertical; las fallas de rumbo o transversas se presentan cuando los esfuerzos mayores son horizontales y el esfuerzo principal menor es vertical, y un caso particular es la falla mixta o transformante y de graven donde el esfuerzo principal menor es vertical, es decir, se presenta como un movimiento horizontal a lo largo de un plano vertical (falla transformante) o bien un desplazamiento horizontal que da origen a uno vertical (falla de graven).

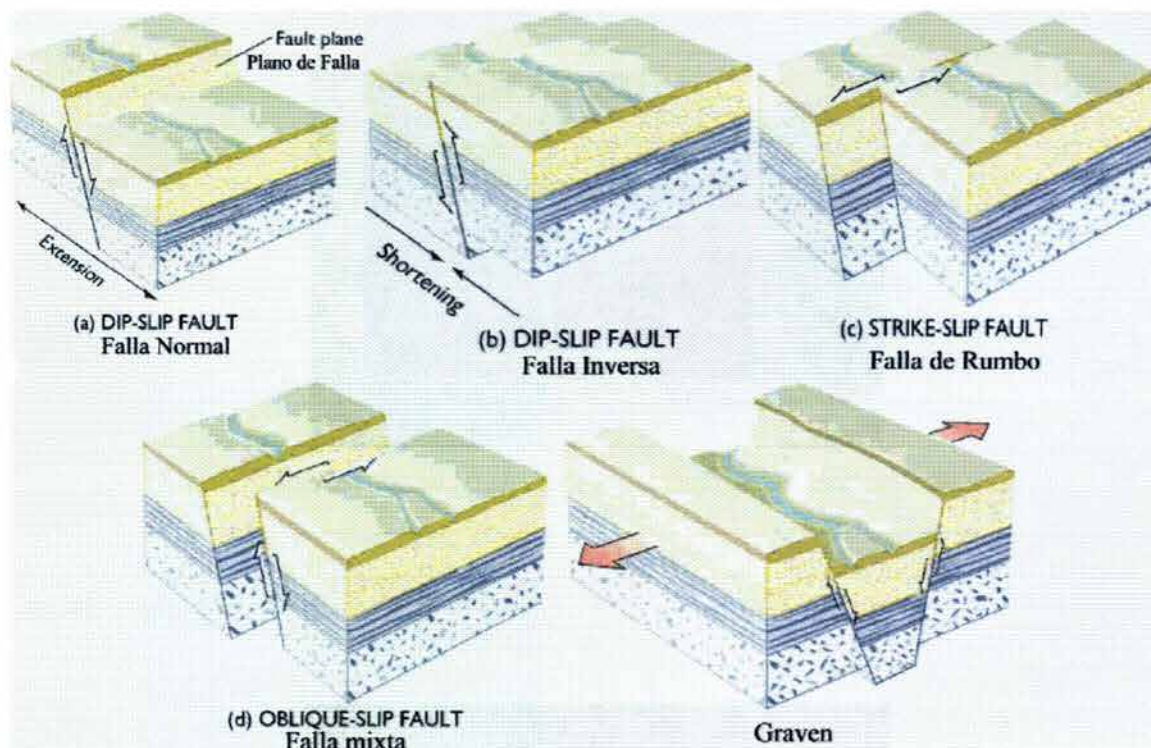


Ilustración 15 Tipos de fallas en la corteza terrestre.

Todo este tipo de movimientos está originado por las fuerzas que gobiernan a las placas tectónicas, que en conjunto dan origen y forma a la corteza terrestre. Las placas tectónicas principales del planeta se ven en la Ilustración 16, en la que por razones de proporción no se muestra a detalle la totalidad de las placas que confluyen en nuestro país y que han dado paso a las formaciones montañosas que hoy en día conocemos a lo largo y ancho del territorio.

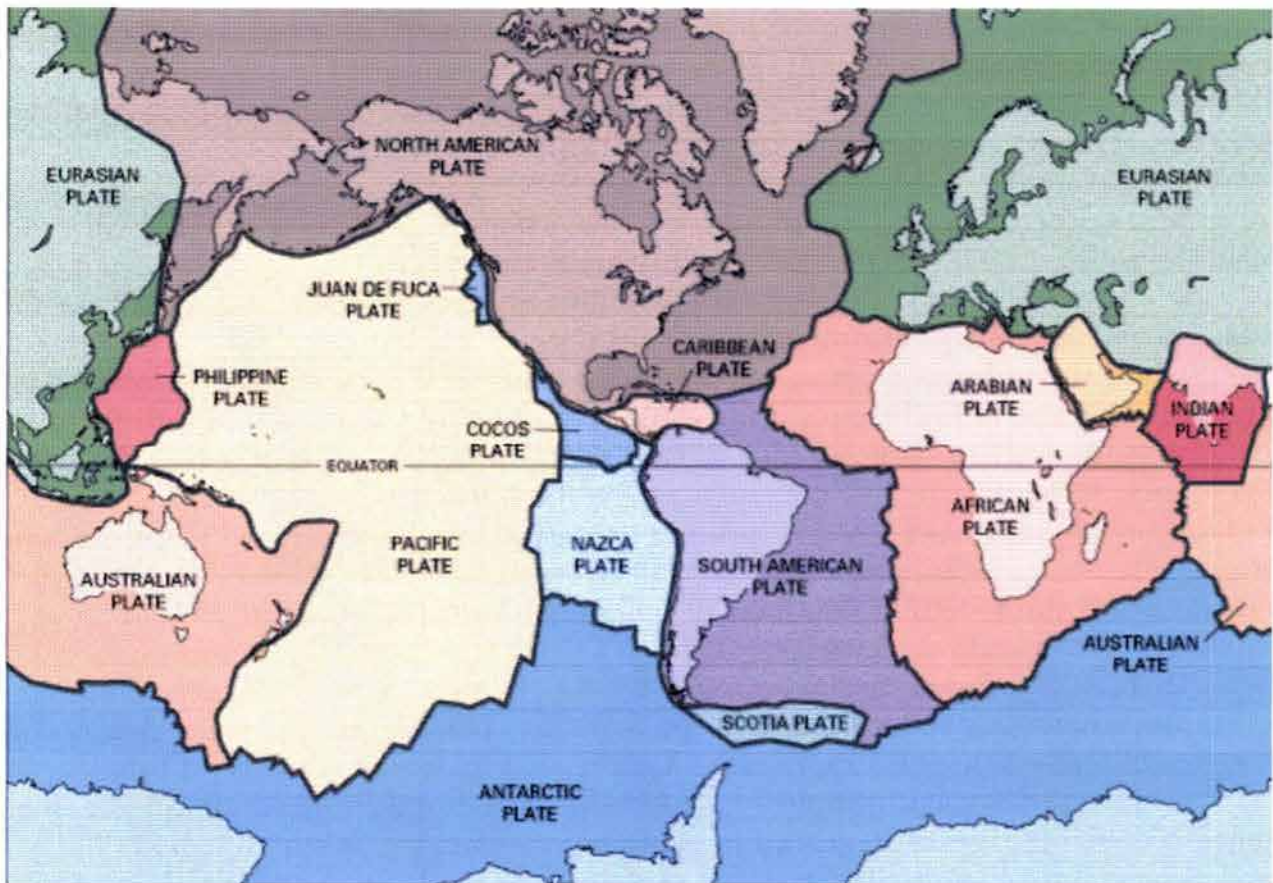


Ilustración 16 Placas tectónicas principales de la corteza terrestre. Universidad de Idaho.

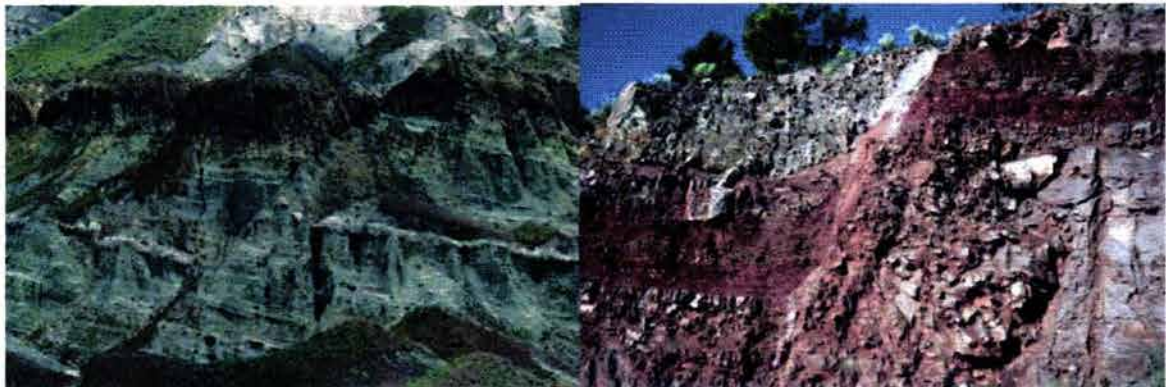


Ilustración 17 Fallas normales. Cortesía de Carlo Giovanella.

En las rocas también existen otros tipos de discontinuidades como lo son las fracturas y las fisuras, que por no ser en muchas ocasiones fáciles de visualizar o simplemente no son visibles ante un examen previo, requieren de una atención especial, misma que generalmente es posible solo mientras se lleva a cabo el proyecto, es decir, cuando ya se está trabajando sobre la masa de roca.

Ahora bien, el ingeniero civil utiliza comúnmente algunas otras definiciones que pueden o no resultar familiares de acuerdo a los conceptos hasta aquí vistos, ya sea por la facilidad de su manejo o bien, por que son las más comúnmente manejadas en la literatura. Dichas definiciones se muestran a continuación.

Primeramente se hará mención de algunos términos geológicos:

Masa Rocosa: es la roca *in situ* que los sistemas de elementos estructurales, como fracturas, fallas y planos de estratificación han convertido en discontinua. La falla de un talud en una masa rocosa generalmente está asociada al movimiento de éstas superficies de discontinuidad.

Discontinuidades o planos de debilidad: son aquellos elementos estructurales que separan entre sí los bloques intactos de roca dentro de la masa rocosa y hay que tener presente que, sus propiedades mecánicas varían según haya sido su proceso de formación. De allí que las fallas, planos de estratificación, diques, clivajes o juntas de tensión tengan características distintas y respondan de manera diferente a las cargas que se les apliquen. No obstante el término de discontinuidad es usado generalmente para definir el plano de debilidad estructural sobre el cual puede ocurrir un movimiento.

Discontinuidades importantes: son los elementos estructurales planares continuos, como las fallas, que pueden ser tan fuertes, comparadas con otras discontinuidades de la masa rocosa, que dominan el comportamiento de un talud.

Grupo de discontinuidades: se refiere a los sistemas de discontinuidades que tienen aproximadamente la misma inclinación y orientación. Como resultado de los procesos involucrados en su formación, casi todas las discontinuidades ocurren en familias que tienen direcciones preferenciales. A veces son fáciles de distinguir pero en ocasiones el patrón estructural aparece desordenado.

Continuidad: aunque hay elementos estructurales importantes como las fallas, que pueden tener una extensión de decenas de metros o de kilómetros, las discontinuidades más pequeñas, como las fracturas son de extensión limitada. La falla en un sistema en el que las discontinuidades determinan la masa rocosa, involucrará necesariamente la falla de los puentes de roca intacta que aparecen entre ellas. La continuidad tienen también influencia importante sobre la permeabilidad de una masa rocosa pues depende de los puntos en donde se encuentran conectadas hidráulicamente las discontinuidades.

La *continuidad o la persistencia* resulta ser el parámetro geológico más difícil de definir y, al parecer aún no hay un sistema verdaderamente satisfactorio para evaluarla, por lo que Hoek (1973) sugiere que de haber duda es mejor errar por el lado de la seguridad, es decir, suponer que todas las discontinuidades son continuas.

Salbanda o relleno: es el material que hay entre las dos caras de una discontinuidad estructural, como ocurre en el caso de una falla. Puede ser el desecho o escombros que resulta de deslizamiento de una superficie sobre la otra, o el material precipitado a partir de una solución o como producto del intemperismo. Cualquiera que sea el origen de este material, su presencia ejercerá importante influencia sobre la resistencia al corte de la discontinuidad. Si el espesor del relleno es tal que impide el contacto entre las superficies o caras de la discontinuidad, la resistencia al corte será igual a la resistencia que tenga el relleno. De lo contrario, si el espesor del

relleno es tal que permite el contacto entre las caras, entonces ciertamente podrá modificar la resistencia, pero no controlarla.

Rugosidad: Patton (1966) enfatizó la importancia de la rugosidad sobre la resistencia al corte de las discontinuidades estructurales en la roca. La rugosidad se presenta tanto en pequeña escala, entre los límites de los granos de las superficies de falla, como en gran escala, como sucede cuando hay superficies alabeadas o dentadas en la discontinuidad. Este parámetro se tratará con más detalle en el capítulo correspondiente a la resistencia al corte en discontinuidades.

Ahora se dan las definiciones de los términos geométricos más comunes en este campo de la ingeniería civil.

Buzamiento o echado: es la máxima inclinación de un plano de discontinuidad estructural con respecto a la horizontal –ilustrada por la trayectoria que sigue una bola sobre un plano inclinado, como muestra la ilustración 18– que en ocasiones es muy difícil de determinar, por lo que se hace uso del **echado aparente** que es la inclinación de una línea arbitraria en el plano, que obviamente siempre es menor que el verdadero buzamiento.

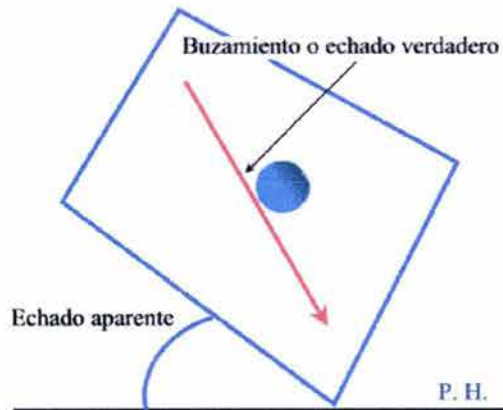


Ilustración 18 Buzamiento real y aparente.

Dirección del echado o azimut del buzamiento: es el valor del ángulo que se mide a partir del norte en el sentido de las manecillas del reloj hasta que topa con la traza horizontal de la línea del echado.

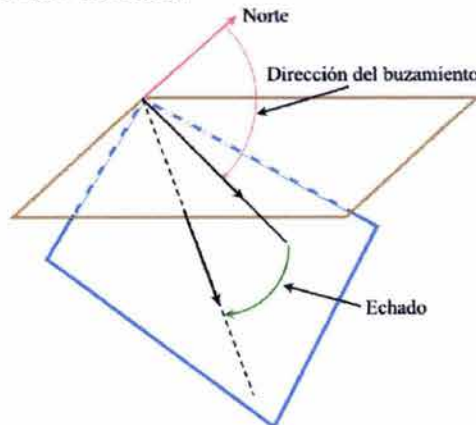


Ilustración 19 Dirección del buzamiento.

Rumbo: es la traza de la intersección de un plano inclinado respecto al plano horizontal de referencia y forma ángulos rectos tanto con el echado como con la dirección del echado del plano oblicuo. La importancia práctica del rumbo consiste en que es la traza visible de una discontinuidad en la superficie horizontal de una masa rocosa. La desventaja de usar este término en el análisis de taludes es que de hecho hay dos planos con los mismos echados y rumbos, como se muestra en la Ilustración 20, y de no adoptar una convención estricta es fácil que surjan confusiones. Por esta razón el término rumbo se aplica en el presente trabajo como:

$$\text{Rumbo} = \text{dirección del echado} - 90^\circ$$

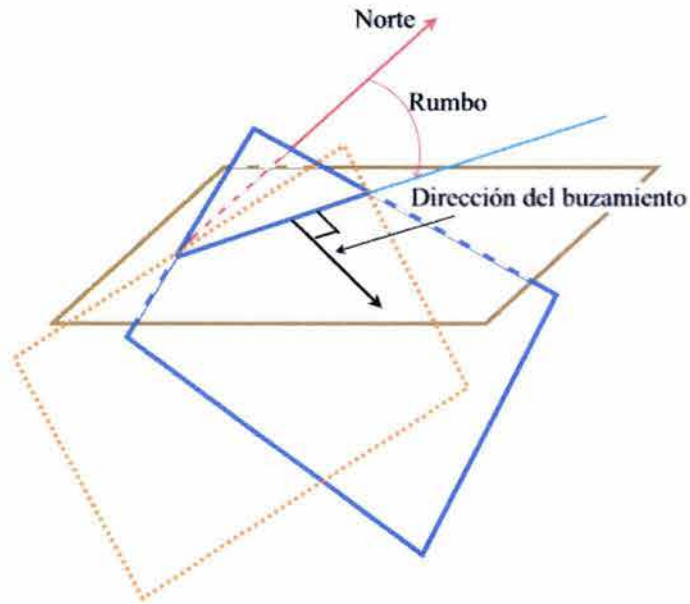


Ilustración 20 Planos con rumbos iguales.

Ahora bien, se puede o no tomar esta adopción en la práctica, pero lo cierto es que, muchos diseñadores de taludes han optado por utilizar echado y dirección del echado como términos más claros para la presentación de todo dato estructural.

A manera de repaso, tenemos que, los estudios de campo pueden ser identificados en dos grandes grupos, los estudios geológicos y los geomecánicos, sin soslayar la importancia que tienen los estudios globales.

Así, un estudio geológico deberá incluir la siguiente información:

- Naturaleza litológica de las rocas y el estado en el que se encuentran (sanas, alteradas y/o tectonizadas)
- Naturaleza de los materiales de relleno existente entre las juntas o las fallas, además del espesor que poseen.
- Accidentes de interés:
 - Discontinuidades singulares
 - Zonas milonitizadas
 - Intrusiones, plegamientos, fallas
 - Inestabilidades localizadas
 - Circulaciones de agua, humedad

- Sensibilidad al intemperismo
- Familias más importantes de discontinuidades y su caracterización
 - Orientación: buzamiento y dirección del buzamiento
 - Espaciamiento: separación entre las discontinuidades de una misma familia
 - Persistencia (continuidad): la longitud del afloramiento de la discontinuidad
 - Rugosidad y ondulación: si las superficies son pulidas, lisas, dentadas, etc.
 - Resistencia/alteración de los labios (aristas de las discontinuidades): la abertura entre los labios, naturaleza y resistencia del relleno.
 - Filtraciones
 - Número de familias de discontinuidades
 - Tamaño de los bloques
- Formulación de la toma de datos, en base a tablas, esquemas y demás herramientas que pueda utilizar el ingeniero.

Por otro lado están los estudios geomecánicos que ya son del tipo cuantitativo y consisten de:

- Pruebas de resistencia al corte (*in situ*) en juntas (pico y residual)
- Pruebas de resistencia al corte del material de relleno (pico y residual)
- Ensayos de alterabilidad – este que puede ser optativo pero recomendado en caso de rocas blandas.

Además se puede hacer también un levantamiento de los desmontes (taludes o laderas) existentes en la zona, si son naturales o artificiales, evaluar su comportamiento en base a su litología, si tienen problemas de erosión o socavación y demás datos que pudiesen servir como parámetros para hacerse de una idea de los posibles problemas a los que se les tiene que hacer frente durante la ejecución del proyecto.

Los estudios antes listados deben de cubrir la mayor extensión de área posible para adquirir un buen grado de credibilidad de los datos que así se encuentren –pues con éstos se pone en marcha todo proyecto– e iniciar con datos no representativos conducirá a errores graves y muchas veces difíciles de solucionar.

III.C.1. Representación gráfica de los datos geológicos

Uno de los aspectos más importantes del análisis de los taludes en roca es la recolección y presentación de los datos geológicos de manera que resulten fáciles de evaluar e incorporar a los análisis de estabilidad. En la experiencia práctica de muchos ingenieros se ha demostrado que las proyecciones esféricas proporcionan un medio conveniente para presentar los datos geológicos.

Varios son los tipos de proyección esférica que se pueden analizar. Phillips, Turner, Badgley y Friedman (véase Ref. 16) han publicado trabajos muy claros sobre este tema. La proyección a la que se hará mención en el presente trabajo es la de áreas iguales, llamada también de Lambert o red de Schmidt.

PROYECCIÓN DE ÁREAS IGUALES (DE LAMBERT)

La proyección de áreas iguales de Lambert es regularmente conocida como el sistema que utilizan los geógrafos para representar la forma esférica de la tierra sobre una superficie plana. Al adaptar esta proyección a la geología estructural, el trazo de planos sobre la superficie de una esfera de referencia se utiliza para definir los echados y las direcciones de echado de los planos. Debe de imaginarse una esfera libre para moverse en el espacio pero que no es libre para rotar en ningún sentido; en consecuencia, cualquier línea radial que una un punto sobre la superficie de la esfera con su centro tendrá una dirección fija en el espacio. Si se mueve ahora esta esfera de manera que su centro quede contenido en el plano que se considera, el círculo mayor trazado por la intersección del plano con la esfera definirá únicamente la inclinación y la orientación del plano en el espacio. Puesto que se proporciona la misma información en las partes superior e inferior de la esfera, sólo es necesario usar una de ellas y, en la práctica de ingeniería, la que se usa es el hemisferio de referencia inferior para presentar los datos.

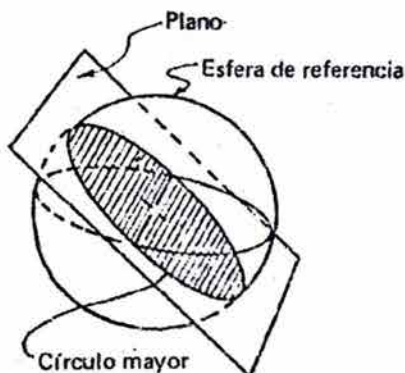


Ilustración 21 Intersección del plano y la esfera.

Para establecer la inclinación y la orientación del plano, además del círculo mayor, se puede utilizar el polo del propio plano. El polo es el punto en el cual la superficie de la esfera es traspasada por la línea radial que es normal al plano.

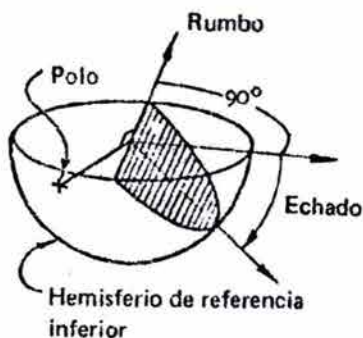


Ilustración 22 Hemisferio de referencia.

Con el fin de comunicar la información proporcionada por el círculo mayor y por la posición del polo sobre la superficie del hemisferio de referencia inferior, se obtiene una representación bidimensional al proyectar la información sobre el plano horizontal o ecuatorial de referencia. El método de proyección se ilustra en la Ilustración 23 mientras que la Ilustración 24 muestra las proyecciones polar y ecuatorial de una esfera.

En Anexo 1 se presentan, para uso del lector, las redes polar y ecuatorial de áreas iguales. Conviene tener copias sin deformaciones o fotografías de estas redes porque serán útiles para comprender los ejemplos que se dan en este capítulo y a lo largo de los artículos mostrados expuestos en el capítulo VIII.

El método más práctico para usar la estereored en el trazo de información estructural, es montarla sobre un tablero de madera de "triplay" de 1/4 de pulgada de espesor, como se muestra en la Ilustración 25. Después se utiliza una hoja de plástico transparente que se monta sobre la red y se fija el conjunto con cinta adhesiva en las orillas, con lo cual se logra proteger la red evitándole daños durante el uso. Los datos estructurales se dibujan en un pedazo de papel calca o plástico transparente, no sin antes centrar cuidadosamente la hoja sobre la estereored con un alfiler. El papel calca en que se van a dibujar los datos estructurales debe poder girar en torno del alfiler y es esencial que se le coloque con toda precisión en el centro de la red pues de otro modo se introducen errores significativos en el análisis subsiguiente.

Antes de iniciar cualquier tipo de análisis es preciso marcar en el papel calca el punto que indica el norte para tener una posición de referencia.

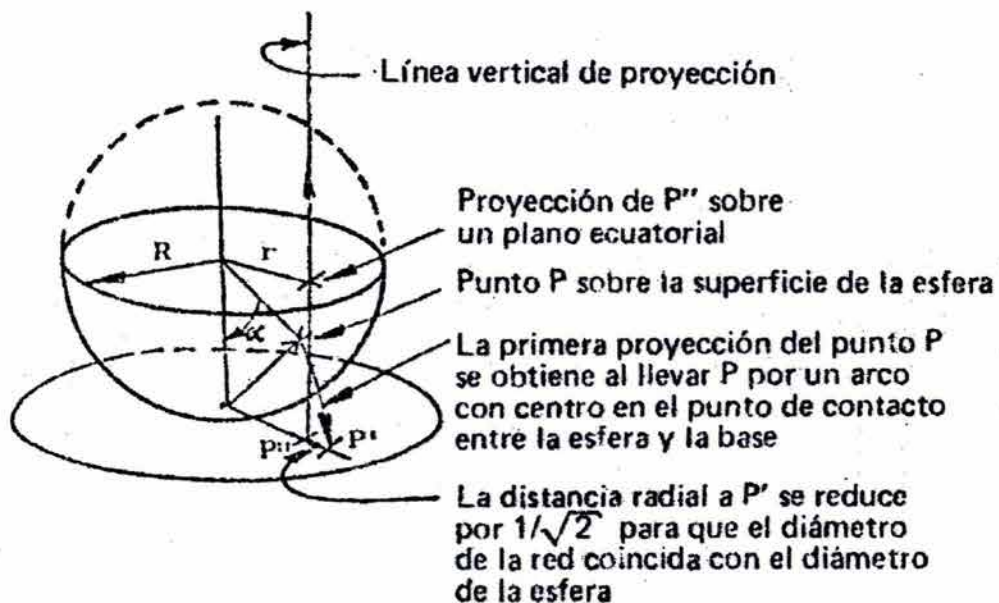


Ilustración 23 Proyección del polo sobre un plano ecuatorial.

La distancia radial del punto proyectado P sobre la estereorred la da:

$$r = \sqrt{2R} \operatorname{sen} \frac{\alpha}{2}$$

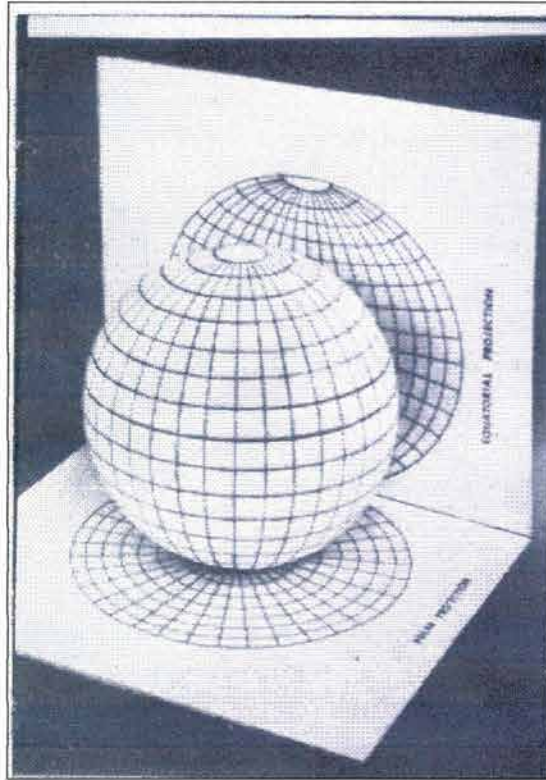


Ilustración 24 Proyección polar y ecuatorial.

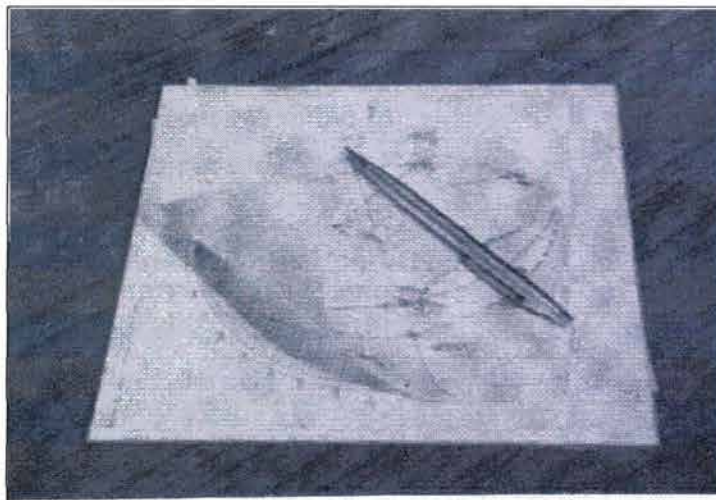


Ilustración 25 Red montada en un tablero de triplay u otro material similar.

CONSTRUCCIÓN DE UN CÍRCULO MAYOR Y UN POLO QUE, JUNTOS, REPRESENTAN UN PLANO

Considérese un plano con echado de 40° y una dirección de echado de 130° . El círculo mayor y el polo que representan el plano se construyen como se indica a continuación.

Paso 1: Con el papel calca fijado con un alfiler sobre el centro de la estereored, trácese la circunferencia de la red y márquese el punto norte. Mídase la dirección de echado de 130° en el sentido de las manecillas del reloj, a partir del norte, y márquese esa posición en la circunferencia.

Paso 2: Hágase girar el papel calca hasta que la dirección del echado coincida con el eje este-oeste de la estereored; esto es, el papel calca ha girado 40° . Mídase 40° contándolos a partir de círculo exterior hacia el centro de la estereored, y trácese el círculo mayor que corresponde al plano cuyo echado es este ángulo.

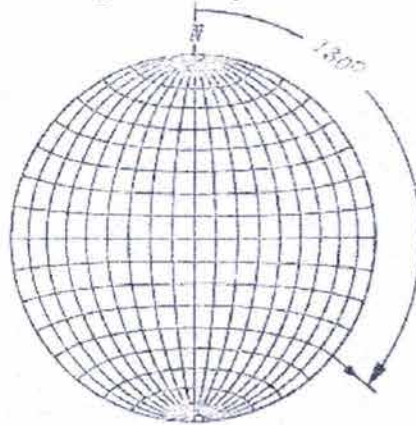


Ilustración 26 Dirección del echado

La posición del polo, cuyo echado es $(90^\circ - 40^\circ)$, se encuentra al medir 40° desde el centro de la estereored como se muestra, o bien 50° desde la circunferencia exterior hacia el centro. El polo queda en la proyección de la línea que representa la dirección del echado, que en este paso coincide con el eje oeste – este de la red.

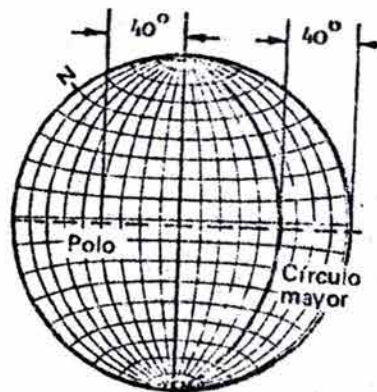


Ilustración 27 Posición del polo

Paso 3: Se gira el papel calca a su posición original, de manera que su marca norte coincida con la de la estereored. Se saca el papel de calcaado y se pueden ver con claridad el círculo mayor y el polo, que representan un plano con echado de 40° y dirección de echado de 130° .

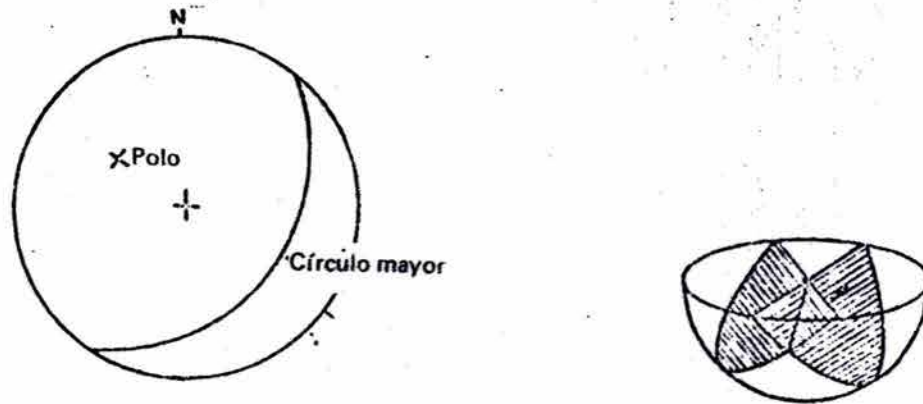


Ilustración 28 Identificación del círculo mayor y el polo

DETERMINACIÓN DE LA INTERSECCIÓN DE DOS PLANOS

Dos planos, uno con echado de 40° y otro con echada de 30° dirección de echado de 130° y 250° , respectivamente, se interceptan. Se requiere hallar el echado y la dirección del echado de la línea de intersección.

Paso 1: Uno de estos planos ya está definido en el ejemplo y el círculo mayor que define al segundo plano se obtiene al marcar la dirección del echado de 250° , tras lo cual se gira el papal calca hasta qua coincida con el eje oeste-este para luego trazar el círculo mayor que corresponda a un echado de 30° .

Paso 2: Ahora se gira el papal calca hasta qua la intersección de los dos círculos mayores coincida con el eje oeste-este de la estereored y se ve que el echado de la línea de intersección es de 19° .

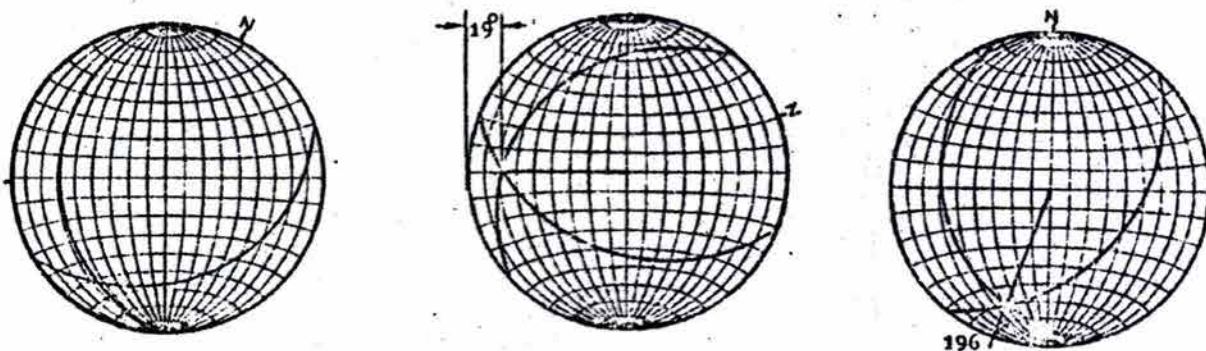


Ilustración 29 Intersección entre dos planos

Paso 3: Se gira el papel calca hasta que su marca norte coincida con el punto norte de la estereored y entonces se podrá ver, mediante la prolongación de la línea de intersección, que la dirección de echado de la intersección es de 196° .

DETERMINACIÓN DEL ÁNGULO ENTRE DOS RECTAS

Dos líneas en el espacio, esto es, líneas de intersección o normales a los planos, vienen especificadas por sus echados de 54° y 40° y sus direcciones de echado de 240° y 140° , respectivamente. Se requiere hallar el ángulo entre ambas líneas.

Paso 1: Los puntos A y B que definen estas rectas se marcan en el papel calca, haciendo uso de la estereored, exactamente como se describió en el procedimiento para trazar el polo.

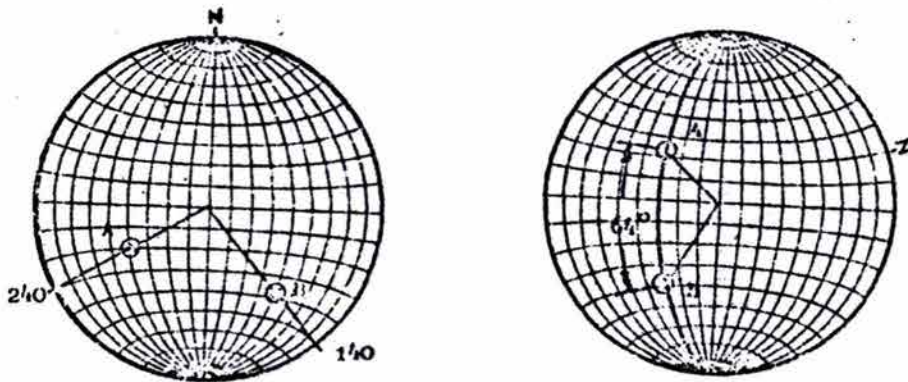


Ilustración 30 Determinación del ángulo entre dos rectas

Paso 2: Se gira ahora el papel de trazado hasta lograr que ambos puntos coincidan con el mismo círculo mayor de la estereored y el ángulo entre ambas rectas se determina con sólo contar en la estereored las divisiones que hay entre A y B a lo largo del círculo mayor. Se encuentra que el ángulo tiene 64° .

Del gran círculo sobre el cual están A y B se define el plano que contiene las dos rectas y se ve que el echado es de 60° y la dirección del echado de 200° .

OTRO MÉTODO PARA ENCONTRAR LA LÍNEA DE INTERSECCIÓN DE DOS PLANOS

Dos planos, con echados de 40° y 30° y cuyas direcciones de echado son de 130° y 250° , respectivamente, están definidos por sus polos A y B, como se ve en la siguiente figura. La línea de intersección de estos dos planos se define como se indica a continuación.

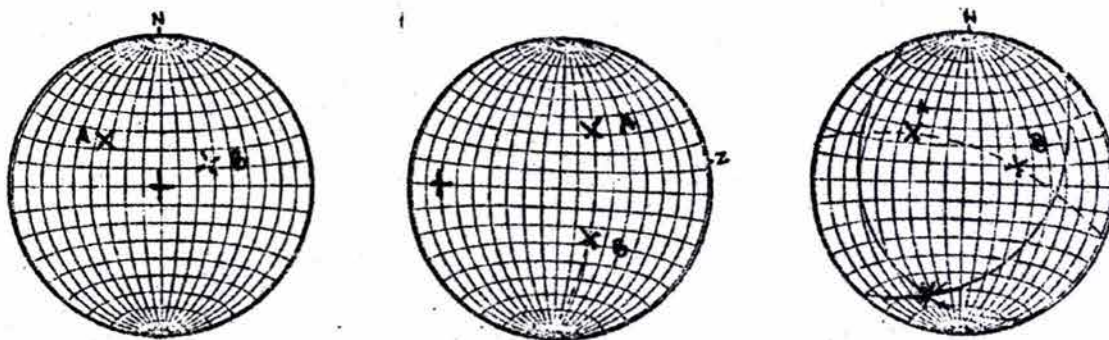


Ilustración 31

Paso 1: Gírese el papel calca hasta que ambos polos coincidan en el mismo círculo mayor. Este círculo mayor define el plano que contiene las dos normales a los planos.

Paso 2: Halle el polo de este plano midiendo su echado sobre el eje oeste – este de la estereored. Este polo P define la normal al plano que contiene A y B; puesto que esta normal es común a ambos planos, es, de hecho, la recta de intersección de los dos.

Así pues, el polo de un plano que pasa por los polos de otros dos planos define la línea de intersección de ambos.

DETERMINACIÓN DE LAS ORIENTACIONES PREFERENCIALES PARA CONJUNTOS DE DISCONTINUIDADES

Al trazar observaciones de campo de los echados y direcciones de echados, es conveniente trabajar con polos pues, cuando el número de observaciones excede de 10, el trazo de círculos mayores llega a ser muy confuso. Aun en el caso de que la información se trace en términos de polos, mediante una estereored polar, el resultado final, como se puede ver en el dibujo siguiente, tiende a ser confuso y requiere interpretación adicional.

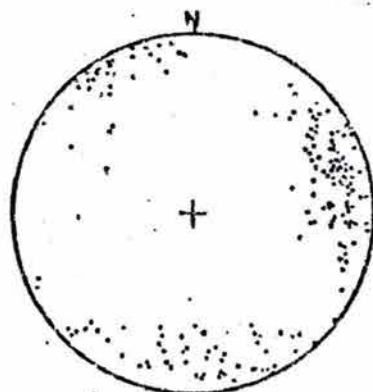


Ilustración 32 Posible configuración final

Son varias las técnicas para trazar contornos a identificar las orientaciones preferenciales para sistemas de discontinuidades estructurales (a partir de un dibujo de polos como el que se ha mostrado). Aquí se describe una de esas técnicas pero el

lector que quiera más detalles sobre estos métodos puede consultar textos como el de Turner y Weiss. (Ref. 16)

Método de malla o de Schmidt

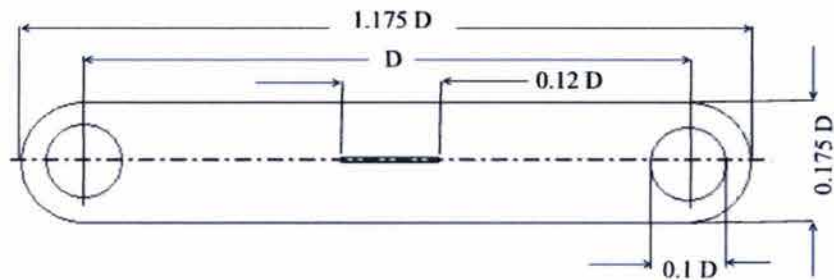


Ilustración 33 Contador de puntos de Schmidt

El instrumento básico que requiere este método de trazo de contornos es una plantilla contadora transparente como la que se ilustra arriba. Estas plantillas no se encuentran en el comercio pero se pueden hacer fácilmente con una hoja de plástico transparente. Las dimensiones de la plantilla se dan en términos de diámetro de la estereored, el cual, para este objeto, normalmente será de 15 a 20 cm. La ranura central se corta con una segueta y debe tener un ancho de aproximadamente 1mm.

La hoja de calca, en la que se han trazado los polos, se coloca sobre un papel cuadrículado de forma circular, cuyas líneas, en uno y otro sentidos, deben estar espaciadas un vigésimo ($1/20$) del diámetro del papel cuadrículado (esto es, una cuadrícula de 1cm para una estereored de 20cm). Se coloca el centro contador de uno de los agujeros circulares en el extremo de la plantilla, sobre una intersección de la cuadrícula, y se cuenta el número de polos que quedan dentro del círculo; después se escribe el resultado en la intersección considerada. Así se va desplazando el círculo contador sobre los puntos sucesivos de la cuadrícula. Cuando los polos están muy cerca de la periferia de la estereored, se coloca la ranura central de la plantilla en el centro de esta y se cuentan los polos que quedan en ambos círculos, como se indica en la siguiente ilustración (a).

Obviamente, el número total de polos se anotan en ambos puntos de intersección de la cuadrícula.

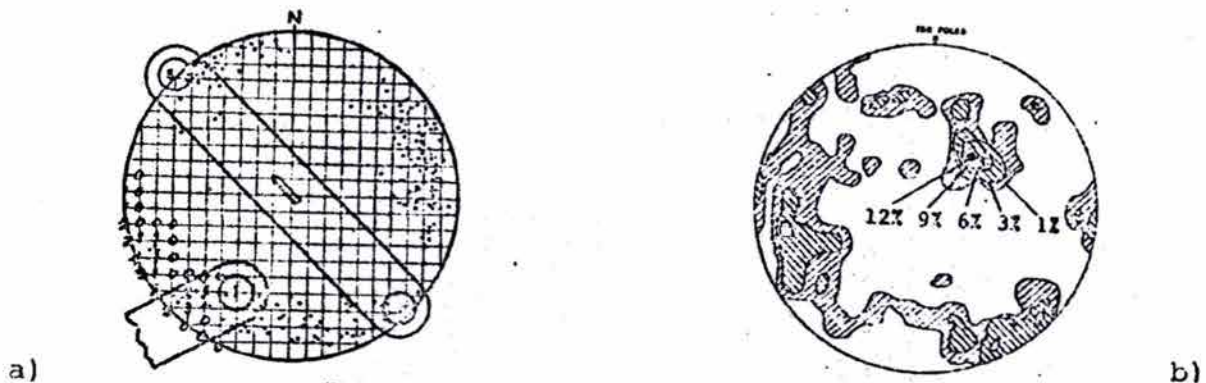


Ilustración 34 Configuración de las regiones en base a la distribución de los polos

Una vez terminada la cuenta de polos, y anotado cada resultado en el punto de intersección que le corresponde, se procede a dibujar los contornos uniendo aquellos puntos de intersección de la cuadrícula que tienen el mismo número de polos. Los valores de los contornos se determinan dividiendo el número de polos en cada intersección entre el número total de polos en la estereored. Así pues, en el ejemplo que aquí se proporciona, el número total de polos es 134 y la línea que une las intersecciones con 8 polos, representa el contorno de 6%. De manera semejante, 16 polos corresponden a 12% y 4 polos a 3%. Normalmente se achuran los intervalos de los contornos, como se puede ver en la ilustración anterior b), con el fin de ayudar a quien utiliza el dibujo a identificar rápidamente las concentraciones significativas de polos.

III.C.2. Recolección de datos geológicos y geomecánicos

Con mucho, la mayor proporción de tiempo invertido en la investigación de un talud en roca se consagra a la recolección e interpretación de los datos geológicos. Dicha labor requiere de un trabajo conjunto entre ingenieros geólogos y civiles, pues muchos de los datos recabados pueden o no ser útiles para una u otra disciplina. No obstante, en éste trabajo se presenta lo que supone el punto de vista del ingeniero civil en lo relativo a la estabilidad de los taludes en roca de manera tal, que se pueda decidir por cuenta propia que datos son los pertinentes y de qué manera deberán ser recolectados.

Así pues en las siguientes hojas se hace un repaso general de algunas técnicas de utilidad en la fase de recolección de datos geológicos para las investigaciones de estabilidad de taludes.

INVESTIGACIONES GEOLÓGICAS REGIONALES

Las discontinuidades estructurales a lo largo de las cuales puede ocurrir la falla local de una berma por ejemplo, están relacionadas con el patrón estructural del área, y por ende es mejor comenzar una investigación con la estructuración del marco general de la geología regional.

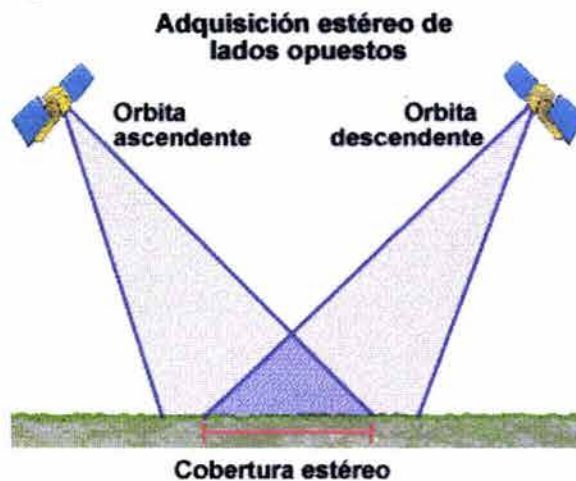


Ilustración 35 Fotografías satelitales

Existen fotografías aéreas (Ilustración 35) y planos fotográficos de la mayor parte de las áreas de la Tierra y proporcionan una importante fuente de información. En algunos países se cuenta con mapas detallados de geología regional que deben obtenerse en las primeras etapas de la investigación.

El examen estereoscópico (Ilustración 36) de fotografías aéreas es especialmente útil para descubrir elementos superficiales lineales que usualmente indican la presencia de estructuras geológicas subyacentes, además de todos aquellos datos que el especialista pueda reconocer en base a su experiencia.

Ciertamente, aunado a las fotografías deben de usarse todos los elementos geológicos expuestos en el sitio de la obra. Los cortes para carreteras y las partes expuestas en los lechos de los ríos por ejemplo, constituyen excelentes fuentes de información estructural.

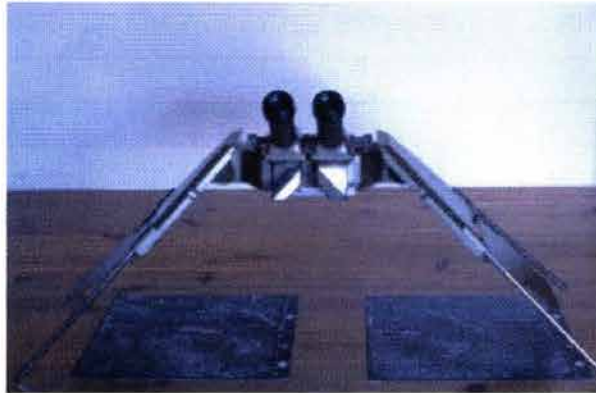


Ilustración 36 Estereoscopio tradicional

MAPAS DE LAS ESTRUCTURAS EXPUESTAS

Este trabajo es lento y tedioso pues hay pocas alternativas aparte de las técnicas tradicionales usadas por el geólogo.

El instrumento más importante en la elaboración de mapas es la brújula geológica (de Brunton). En la Ilustración 37 puede verse un instrumento ideado específicamente para el trazo de mapas que se requiere en los análisis de estabilidad; la utilización de este tipo de brújula, en la que se puede leer directamente el echado y la dirección del echado, puede ahorrar mucho tiempo.



Ilustración 37 Brújula geológica o de Brunton

Algunos de los procedimientos que pueden seguirse para la elaboración de este tipo de mapas han sido elaborados por Piteau, Robertson y Broadbent y Rippere (Ref. 16), quienes trataron el tema del muestreo de áreas que se van a pasar a mapas. Todos ellos prefieren el método lineal de muestreo que consiste en extender longitudinalmente una cinta de aproximadamente 30 metros sobre una cara de la excavación (o de una pared de túnel o de galería), a la altura de la cintura y registrar todo elemento estructural que intercepte la línea que fija la cinta. Weaver y Call, así como Halstead et al. (Ref. 16), utilizaron también una técnica que llaman trazo de sistemas de fracturas, mediante la cual se elabora el mapa de todas las estructuras que ocurran en bandas de 20 x 6 pies, espaciadas a intervalos de 100 pies a lo largo de la cara considerada.

Pueden usarse estos métodos cuando hay un talud excavado o un túnel, pero lo que comúnmente sucede en los primeros estudios de exploración es que el ingeniero tiene que conformarse con los elementos expuestos que encuentra y recurrir a su ingenio para recopilar el mayor número posible de datos relevantes. El ingeniero que se ocupa de hacer mapas de los afloramientos, a diferencia del que los hace de caras de excavaciones, debe enfrentar el problema que le presentan el intemperismo y las capas superficiales de suelos y vegetación. Una técnica novedosa para este problema consiste de despejar tanto de la vegetación como de los suelos que recubren los taludes en la roca con chorros de agua a alta presión para dejar expuesta la roca subyacente y los elementos estructurales que quedan muy marcados al deshacer mediante el chorro los rellenos poco profundos de materiales resultantes del intemperismo.

Un procedimiento cada vez más común en las investigaciones del sitio para grandes estructuras de ingeniería civil, como las presas, consiste en cavar socavones de exploración en la masa rocosa. Suministran un excelente acceso a la roca recién expuesta y pueden también, utilizarse para el estudio de las condiciones de las aguas subterráneas. Es recomendable que se consideren seriamente los méritos de este enfoque. El costo relativamente elevado de los socavones probablemente será compensado por la calidad de los informes obtenidos, tanto desde el punto de vista mineralógico como estructural, y en algunos casos será el medio más barato de obtener los datos que se requieren.

Todas las técnicas para trazar mapas estructurales tienen carencias de una clase u otra, pues las estructuras paralelas o casi paralelas a la cara expuesta no aflorarán tan frecuentemente como las que le son perpendiculares. Este problema lo examinó Terzaghi y la mayoría de los geólogos aplica las denominadas correcciones de Terzaghi tanto a los datos estructurales obtenidos de las exploraciones superficiales como a las muestras de barrenos. Sin embargo, Robertson y Broadbent y Rippere (Ref. 16) arguyen que esas correcciones son excesivas cuando se hacen mapas geológicos de las caras de los taludes de una típica mina a cielo abierto creada a base de voladuras normales. En este caso, las caras serán sumamente irregulares, como resultado de la fracturación controlada por las discontinuidades, y las hipótesis de Terzaghi para obtener las correcciones no serán válidas. Dadas estas circunstancias, Broadbent y Ripper piensan que los datos deben presentarse sin corrección alguna.

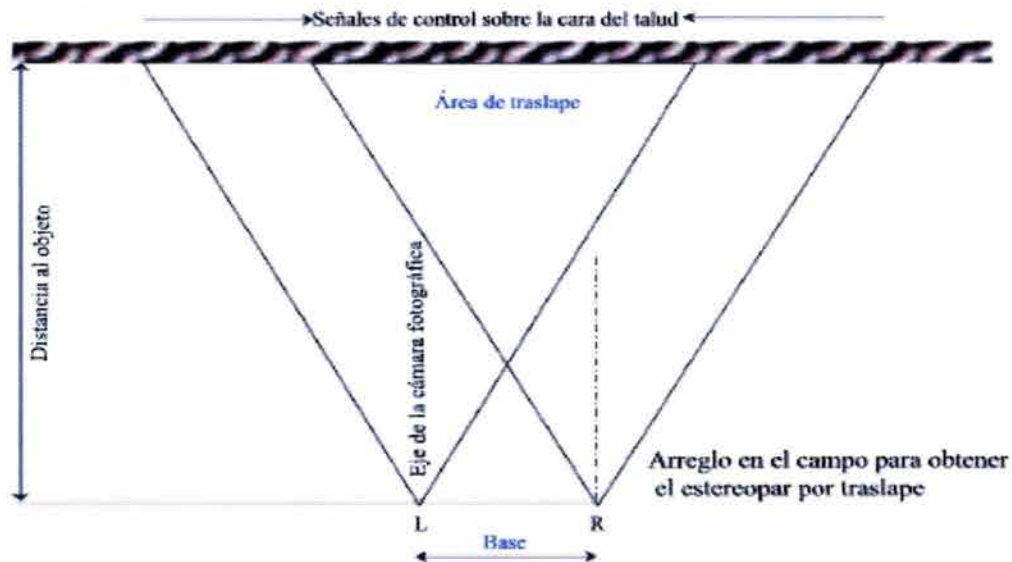
MAPAS FOTOGRAMÉTRICOS DE LAS ESTRUCTURAS EXPUESTAS

Cabe mencionar también a las técnicas fotogramétricas para hacer los mapas estructurales. Aún cuando hoy en día no se utilizan ampliamente, éstos métodos ofrecen ventajas considerables y muy probablemente se usarán cada vez más en la ingeniería de rocas.



Ilustración 38 Fototeodolito marca Pentax

El equipo requerido consiste de un fototeodolito (Ilustración 38), que es simplemente un teodolito con una cámara fotográfica instalada. La colocación de este instrumento en campo se puede observar en la Ilustración 39 donde también se aprecia una cara rocosa con marcas o señales pintadas a propósito para mediciones fotogramétricas.



Caras rocosas con señales pintadas como controles para la fotogrametría. En caras de cortes muy elevados y escarpados, se pintan las señales en placas de metal que se hacen des cender desde la parte superior por medio de cuerdas.

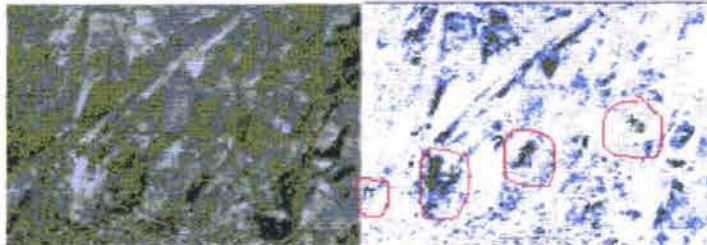


Ilustración 39 Uso del fototeodolito en campo.

Las dos placas fotográficas, una tomada en la estación de cámara izquierda y la otra en la de la derecha, se ven a través del estereocomparador o de un instrumento similar, que produce un modelo estereoscópico de la región traslapada de las dos placas. Las mediciones de los ejes x, y, z de las coordenadas respectivas de los puntos interesantes en este modelo tridimensional pueden realizarse con una precisión de una parte por cada 5000 de la distancia media al objeto. Así pues, un punto en la cara del talud fotografiado desde una distancia de 500 pies puede localizarse con una precisión de 1.2 pulgadas.

Los procedimientos fotogramétricos pueden utilizarse tanto para elaborar mapas estructurales como para evaluar volúmenes de excavación.

MEDICIÓN DE LA RUGOSIDAD DE LAS SUPERFICIES

Patton hizo hincapié en la importancia que tiene la rugosidad de las superficies en la resistencia al corte de superficies rocosas. La influencia de la rugosidad se trata en el subcapítulo referente a la obtención de los parámetros de resistencia, donde también se menciona uno de los procedimientos llevados a cabo para la medición de la rugosidad en campo.

BARRENOS CON CORONA DE DIAMANTE PARA PROPÓSITOS ESTRUCTURALES

Muchos ingenieros están familiarizados con la barrenación de diamante y sin duda se supone que es adecuada para las investigaciones estructurales, pero en realidad no es así, pues se requieren técnicas especiales para asegurar hasta donde sea posible que las muestras interrumpidas de sondeo se obtengan intactas. Debe recordarse una vez más que son las discontinuidades, y no la roca intacta, las que controlan la estabilidad de un talud en la roca por lo que la naturaleza, rellenos, inclinación y orientación de las discontinuidades tienen importancia vital para el diseñador de taludes.

La muestra de sondeos sin alteraciones, de buena calidad, depende pues, en gran medida de la capacidad de los operadores y la atención y paciencia brindadas al proceso.

MÁQUINAS PERFORADORAS (Ref. 16)

La adecuada recuperación de las muestras de sondeo en los terrenos fracturados depende de la aplicación del empuje correcto sobre la broca giratoria que barrena. La tasa fija de avance que proporciona una máquina fija regulada mediante tornillos significará presiones elevadas de la roca en formaciones duras. En formaciones suaves la presión será muy baja, pero el lento avance de la broca permitirá que el material vaya siendo erosionado por el agua de lavado. Por contraste, una máquina regulada hidráulicamente mantiene el mismo empuje y permite que la broca avance rápidamente a través de los estratos suaves, haciendo así que la erosión sea mínima.

Éstas máquinas (Ilustración 40) se usan en todas partes para barrenos de exploración y son ideales para barrenos estructurales. Su única desventaja es que son voluminosas y es difícil colocarlas en sitios muy abruptos que posiblemente interesen

al ingeniero de rocas, en el caso de la mostrada en la ilustración, se aprecia una máquina que puede colocarse en lugares sumamente difíciles y operar hasta una distancia de 100 pies de la unidad impulsora y de la bomba hidráulica. Sus portabrocas hidráulicos permiten el cambio fácil de las barras y que un solo hombre la maneje una vez instalada en su lugar. Aunque esta máquina no llega a perforar a la misma profundidad que las mas grandes, si tiene la capacidad de hacer barrenos estructurales por fuera del cuerpo mineral, donde generalmente se requieren entre 100 y 200 pies.

BARRIL MUESTREADOR (Ref. 16)

Su objetivo reside en la recuperación de las muestras de sondeo intactas para que se puedan medir los elementos estructurales. Esto puede lograrse con el barril muestreador de tubos múltiples o mediante el uso de barriles muestreadores de gran diámetro.

En el barril muestreador de tubos múltiples, el tubo o tubos interiores van montados sobre un asiento, de manera que permanecen estáticos mientras el barril exterior, que lleva la broca de diamante, gira. La muestra de sondeo, cortada por la broca, pasa al barril interior que no gira y queda ahí sin sufrir alteración hasta que se saca el barril del barreno.

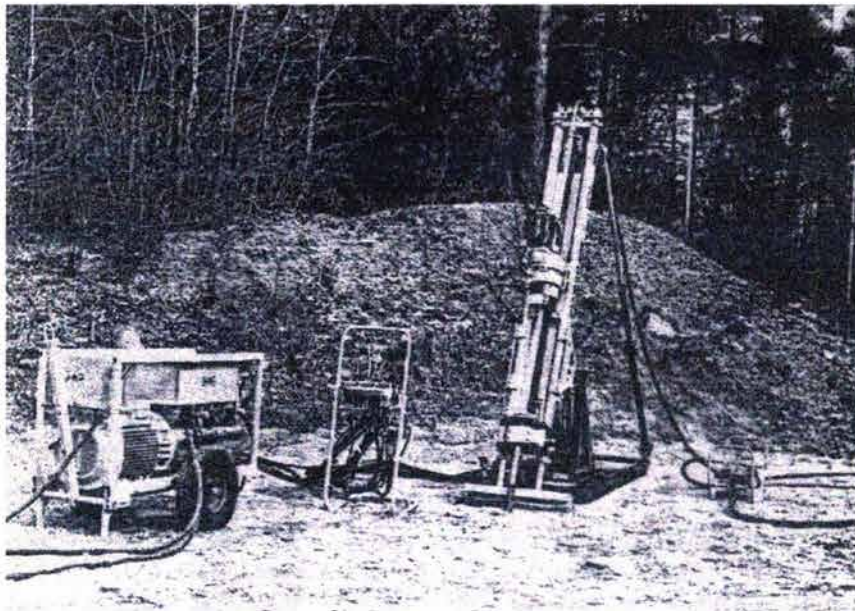


Ilustración 40 máquinas perforadoras o barrenadoras.

La experiencia ha demostrado que la recuperación aumenta cuando se incrementa el diámetro de los núcleos y existe por ello la tendencia a recurrir a barriles muestreadores de diámetro mayor para efectuar barrenos estructurales. El tamaño que más comúnmente se usa en la actualidad es el NX (21/8 pulgadas ó 56 mm) pero muchos ingenieros se inclinan a que los núcleos recuperados tengan 3, 4 y hasta 6 pulgadas de diámetro. La Junta Nacional del Carbón de Inglaterra

frecuentemente recurre a barrenos de barril doble de 3 $\frac{1}{2}$ a 4 $\frac{1}{2}$ pulgadas de diámetro con lavado a base de aire, para explorar sitios potenciales de minas a cielo abierto.

ORIENTACIÓN DE LOS NÚCLEOS DEL SONDEO (Ref. 16)

A estas alturas resulta obvio, por lo dicho en secciones anteriores, que tanto el echado como la dirección del echado de las discontinuidades son los datos más importantes en las evaluaciones de la estabilidad de los taludes. Por consiguiente, sin importar el éxito que haya tenido el programa de barrenación en términos de recuperación de muestras, la información más valiosa se habrá perdido irremisiblemente si no se ha hecho el esfuerzo para orientar los núcleos.

Una manera de enfrentarse a este problema consiste en inclinar los barrenos para corroborar o deducir la orientación de los elementos estructurales. Por ejemplo, si el levantamiento superficial sugiere una gran concentración de planos cuyo echado es a 30° en una dirección de echado de 130°, un barreno perforado normal a esos planos, esto es, con echado de 60° y una dirección de echado de 310°, interceptará los planos en ángulo recto, y verificará el grado de precisión que tiene la predicción geológica preliminar. Proceder en esta forma es útil para comprobar el echado y su dirección en planos críticos.

Alternativamente, si se perforan dos o más barrenos que no son paralelos en una masa rocosa con horizontes indicadores reconocibles, tanto la orientación como la inclinación de los horizontes se pueden deducir mediante técnicas gráficas. Esta manera de enfrentar el problema, se examina extensamente en la literatura técnica hasta ahora publicada, y, se debe a Phillips un útil resumen de la misma. Ahí donde no existan horizontes indicadores reconocibles, caso frecuente en los yacimientos metalíferos, esta técnica tiene poco valor.

Una segunda manera consiste en intentar orientar la propia muestra del sondeo y aunque se dispone de técnicas para ello, abundan las dificultades prácticas que generalmente desesperan a los perforistas, pero, de hecho, proporcionan algunos de los mejores resultados que se pueden obtener en la actualidad. Más aún, el mejor servicio que los fabricantes de equipo de perforación pudieran prestar al ingeniero en rocas sería producir sistemas sencillos para orientar los núcleos de sondeo.

Uno de los mejores dispositivos para orientar las muestras es el fabricado por Craelius (Ilustración 41). Consiste en una abrazadera metálica, del mismo diámetro del núcleo, que contiene seis mandriles móviles. El dispositivo se fija en el frente del barril muestreador y se baja por el barreno; la orientación queda fija gracias a la orientación del barril de recuperación rígido o por medio de un simple marcador dentro del dispositivo. Cuando los seis mandriles entran en contacto con el final del barreno, donde seguramente el tope se habrá quebrado o partido en una superficie inclinada, adoptan el perfil del tope interior del núcleo y se traban en esa posición; después se suelta el dispositivo para mover hacia arriba el barril muestreador conforme avanza la perforación.

Cada vez que se sacan los núcleos, la herramienta de orientación topa con el extremo superior del núcleo en el barreno; la primera parte de la muestra se orienta

de acuerdo con la orientación conocida del dispositivo, en el momento en que se traban los mandriles. Siempre que se haya logrado una buena recuperación será posible reconstruir la muestra, que luego se orienta con respecto a la primera pieza.

Como alternativa existe otro método, el barril muestreador de Christensen-Hugel, que consiste en marcar con un punzón una señal de referencia en la muestra. La marca se orienta mediante un instrumento observador magnético de barrenos montado en el barril muestreador.

Rosengren describe un dispositivo sencillo para orientar las muestras en barrenos inclinados. Sujeto con varillas muy ligeras, se baja por el barreno un barril falso corto que lleva una pluma para marcar y un interruptor orientador de mercurio. Se hace girar todo el dispositivo hasta que el interruptor de mercurio opere según una orientación conocida y luego se empuja la pluma para marcar el fondo del agujero, fijando así el tope de la muestra en una posición conocida. Otro sistema usado por Rosengren para orientar los núcleos en barrenos inclinados consiste en romper un pequeño recipiente de pintura contra el tope en el fondo del barreno. La pintura correrá por la cara del tope de la muestra, dejando marcada su orientación con respecto a la vertical.

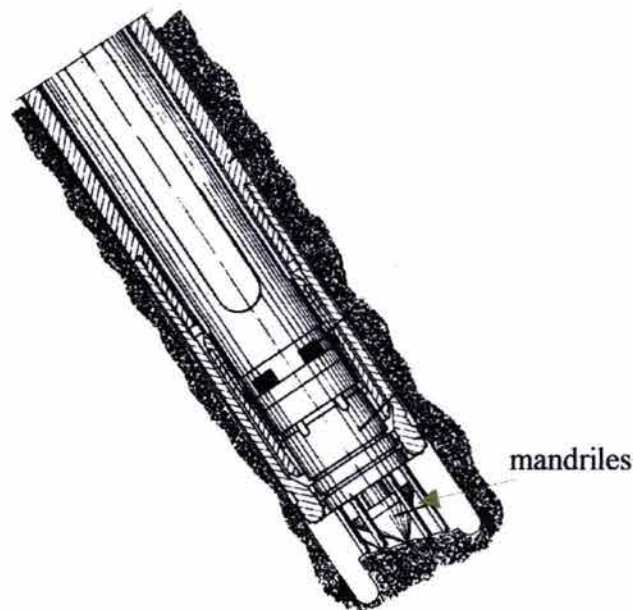


Ilustración 41 Orientador de Craelius. Ref. 16

El orientador Craelius de muestras de sondeo, sujeto en la broca de diamante, adopta el perfil del tope de la muestra. Basta con presionar el embolo buzo cónico accionado con resortes para que se traben los pasadores de perfil en la posición que adopten y se suelte todo el dispositivo, de manera que pueda desplazarse por dentro del barril hacia arriba y por delante de la muestra de sondeo (Fuente: literatura técnica de Craelius).

El sistema más elaborado de orientación de muestras consiste en perforar un agujero de diámetro pequeño en el extremo del barreno principal para luego fijar una brújula o una varilla orientada dentro de ese agujero. Rocha (Ref. 16) ha dado un paso adelante en este procedimiento con el fin de recobrar una muestra intacta y orientada; describe la manera de hacer un agujero piloto a lo largo del eje del núcleo para luego fijar con lechada una varilla orientada dentro de dicho agujero. Se procede después a barrenar con barril el material que se dejó reforzado en la forma indicada, lo que arroja un cilindro intacto de muestra orientada, aún dentro de los peores tipos de materiales.

Recientemente, Walton, de la Junta Nacional del Carbón de Inglaterra, ha utilizado una técnica similar según la cual se baja por un barreno, dentro del cual se ha perforado ya un barreno piloto, un alambre (wireline) que lleva en su extremo una bomba de resina de poliéster. Se suelta la carga de resina, que fluye al interior del barreno piloto llevando una brújula flotante. Se han recuperado con éxito muestras reforzadas con resina desde profundidades de 125 m en filones de carbón, pero son muchas las dificultades prácticas asociadas con mantener el barreno piloto en posición, así como evitar la excavación en roca de baja calidad.

EXAMEN DE LAS PAREDES DE UN BARRENO (Ref. 16)

En virtud de los problemas prácticos que surgen en la orientación de las muestras, otra manera de atacar el problema consiste en examinar las paredes del barreno para tratar de fijar las trazas de los elementos estructurales.

El periscopio de barrenos, que es un tubo rígido en el cual se apoya un sistema de lentes y prismas, es probablemente el instrumento que mayor éxito ha tenido en el examen del interior de los barrenos. Una ventaja importante de este dispositivo es que se orienta desde afuera del barreno, pero una de sus desventajas es que sólo funcionan hasta profundidades de aproximadamente 100 pies.

Pese a ésta falta de confianza, debe admitirse que, para los verdaderos especialistas tales instrumentos pueden proporcionar información muy valiosa.

PRESENTACIÓN DE LA INFORMACIÓN GEOLÓGICA (Ref. 16)

La recolección de datos geológicos estructurales es en sí un problema suficientemente difícil; sin embargo, es aún más difícil la comunicación de esta información entre los responsables del diseño de taludes. En una descripción anterior se hizo ver que los echados y las direcciones de echado de las discontinuidades se presentan mejor con estereodigramas de áreas iguales.

Dicha información por sí misma no es suficiente para diseñar un talud en la roca, pues también se requiere saber cuál es la resistencia de la masa rocosa.

Idealmente, se necesita la siguiente información para cada discontinuidad significativa:

- A) Ubicación relacionada con las referencias del mapa o plano de la mina a cielo abierto.
- B) Profundidad a partir del plano general de referencia.
- C) Echado
- D) Dirección del echado.

- E) Frecuencia o espaciamiento entre discontinuidades adyacentes.
- F) Continuidad o extensión de la discontinuidad.
- G) Ancho o abertura de la discontinuidad.
- H) Salbanda o relleno entre los planos de la discontinuidad.
- I) Rugosidad de las superficies en las caras de la discontinuidad.
- J) Ondulación o curvatura de la superficie de la discontinuidad.
- K) Descripción y propiedades de la roca intacta entre las discontinuidades

Gran parte de esta información no puede utilizarse cuantitativamente en el cálculo de estabilidad, pero su conjunto ayuda al ingeniero o al geólogo para decidir cuál es el modo más probable de falla y para asignar propiedades razonables de resistencia a la masa rocosa. Por eso es importante que la información pertinente se registre y presente de manera que sea comprensible para quienes no participaron en la recolección de los datos.

III.D. Evaluación de las roturas o fallas potenciales (Ref. 16)

Es un hecho que los diferentes tipos de falla en los taludes están asociados a estructuras geológicas diferentes, y es importante que el diseñador pueda reconocer los problemas potenciales de estabilidad en las primeras etapas del proyecto. A continuación se muestran algunos signos que es conveniente observar cuando se examinan estereodiagramas de los datos estructurales y una prueba de las posibilidades de deslizamiento en una o más discontinuidades.

III.D.1. Test cinemática o de Markland (Ref. 16)

Este método de identificación de las concentraciones importantes de polos es el más reciente y se debe a Markland.

En la Ilustración 42 se muestran los cuatro tipos principales de falla considerados en este trabajo y los estereodiagramas típicos de las condiciones geológicas que tienden a provocarlas. Es necesario hacer notar que debe incluirse la cara del corte del talud en el estereodiagrama, pues el deslizamiento solo puede ocurrir como resultado del movimiento hacia la cara libre que ha quedado del corte.

Los diagramas que aparecen en la Ilustración 42 se han simplificado en aras de la claridad. En un talud rocoso real pueden estar presentes varias mezclas de diversos tipos de estructuras geológicas y esa circunstancia posibilita tipos adicionales de fallas.

En un estudio típico de campo, en el cual se incluyen datos estructurales, trazados en estereorredes, bien puede ser que haya varias concentraciones de polos, en estos casos es útil identificar las que representan planos de falla potenciales y eliminar las que representan estructuras que con seguridad no tendrán fallas.

La prueba de Markland establece la posibilidad de una falla de cuña en la que el deslizamiento ocurre a lo largo de la línea de intersección de dos discontinuidades

planares, como se observa en la Ilustración 42c. La falla de plano, Ilustración 42b, queda incluida en esta prueba pues es en realidad un caso especial de la falla de cuña. Si se mantiene el contacto en ambos planos, el deslizamiento sólo puede ocurrir a lo largo de la línea de intersección que por ende debe tener salida libre a la cara del talud. En otras palabras, el echado de la línea de intersección debe ser menor que el echado de la cara del talud si se mide conforme a la dirección de la línea de intersección, como se muestra en la Ilustración 42a.

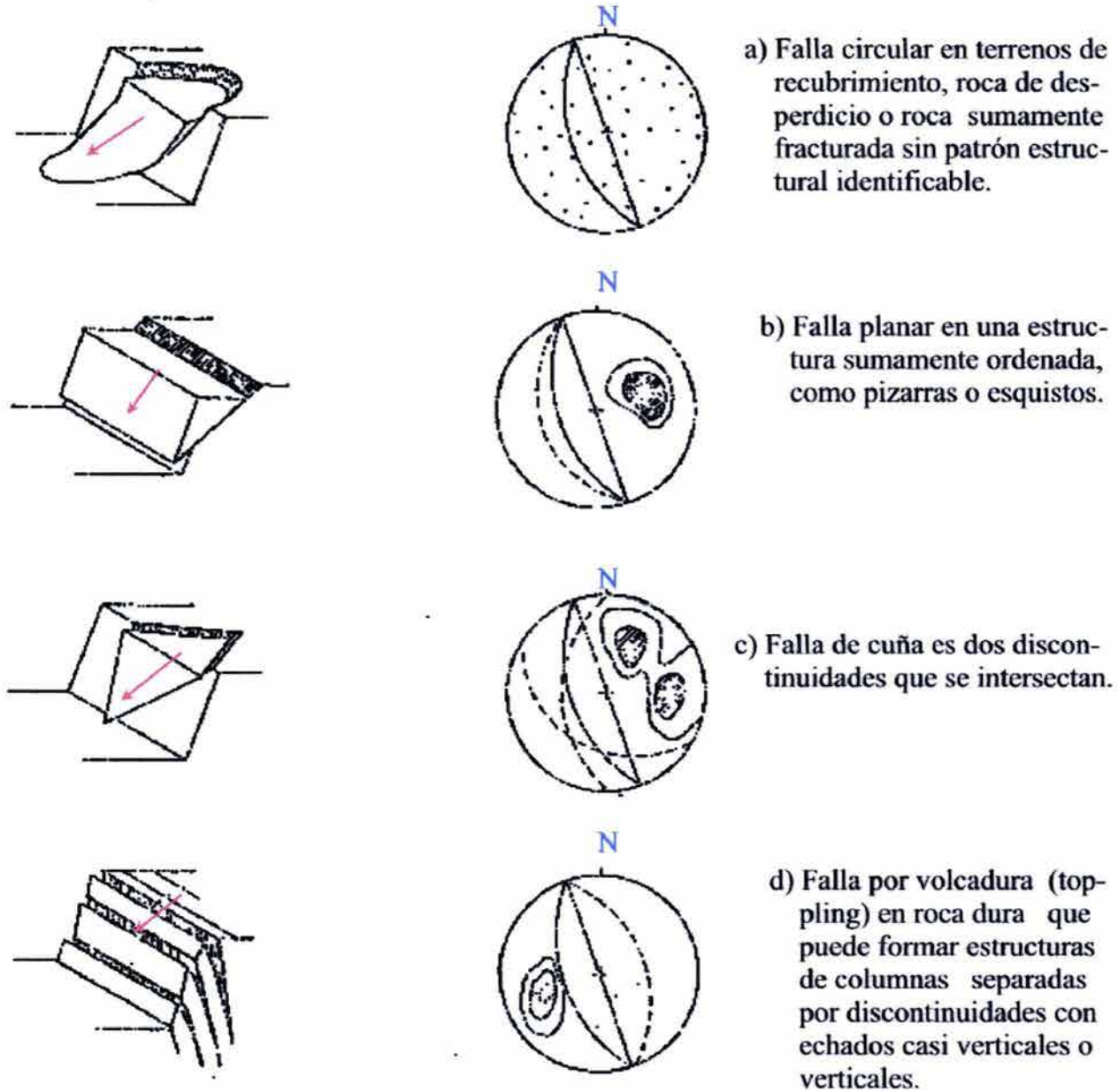


Ilustración 42 Principales tipos de falla y apariencias de los estereogramas de condiciones estructurales que pueden ocasionarlos. Test de Markland . Ref. 16

Como se mostrará en el subcapítulo que trata de las fallas de cuña, el factor de seguridad en un talud depende del echado de la línea de intersección, de la resistencia al corte de las superficies de discontinuidad y de la configuración geométrica de la cuña. El caso límite ocurre cuando la cuña degenera en un plano; esto es, cuando los echados y la dirección de echado de los dos planos son iguales, y cuando la resistencia al corte de ese plano se debe únicamente a la fricción. Como ya se ha establecido, el deslizamiento en estas condiciones ocurre cuando el echado del plano excede del ángulo de fricción ϕ ; por ende, se obtiene una primera aproximación a la estabilidad de la cuña si el echado de la línea de intersección excede del ángulo de fricción para las superficies rocosas. La Ilustración 43b indica que el talud es potencialmente inestable cuando el punto que define la línea de intersección de los dos planos cae dentro del área incluida entre el círculo mayor que define la cara del talud, y el círculo que define una serie infinita de planos (un cono), con un echado igual al ángulo de fricción ϕ .

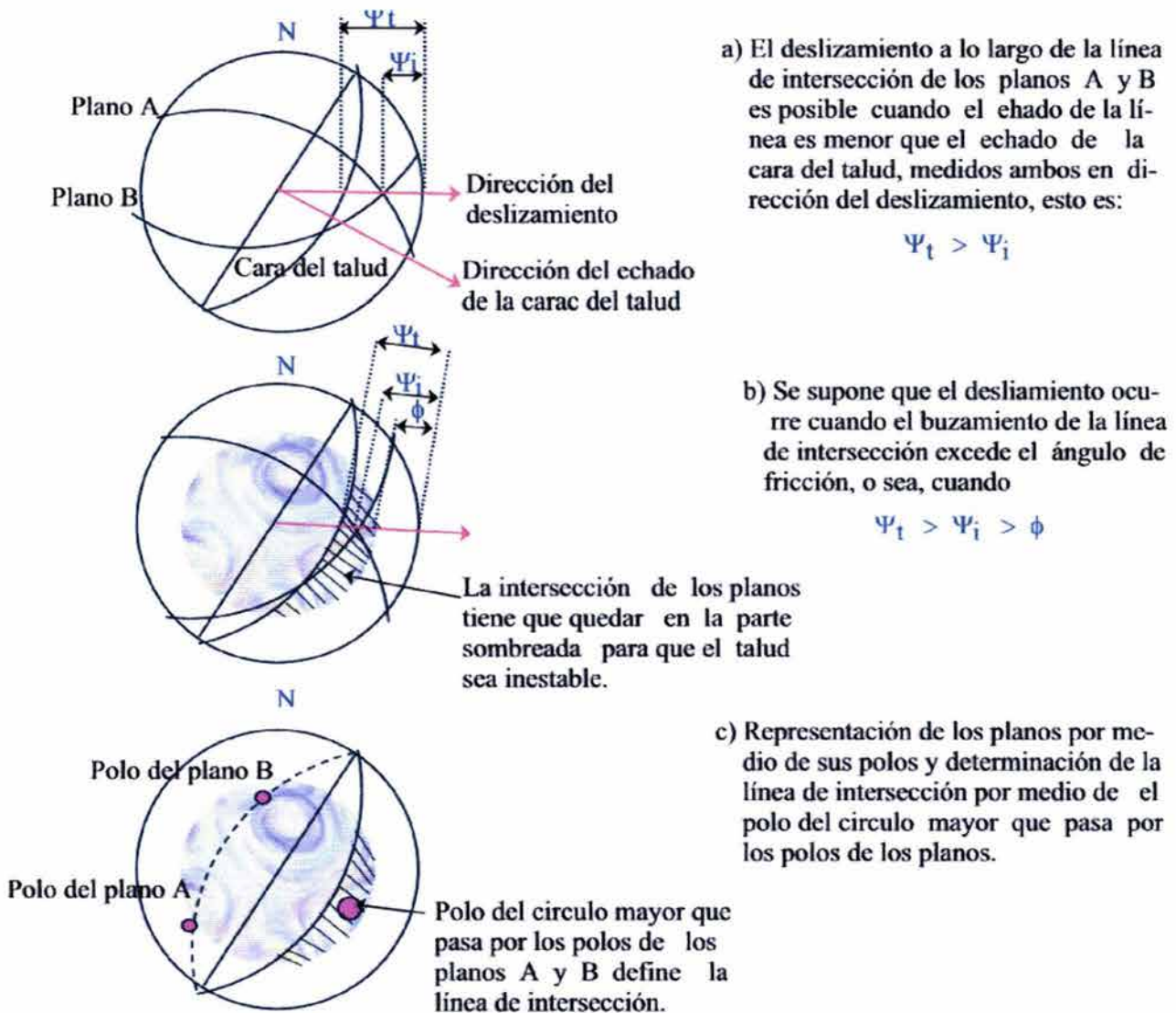


Ilustración 43 Intersección entre dos planos. Ref. 16

El lector familiarizado con el análisis de cuñas argüirá, por una parte, que esta área puede reducirse aún más si se permite un cierto margen por la influencia de "la cuña" entre los dos planos de discontinuidad, esto es, la influencia que ejerce la propia cuña sólo por estar ahí, y por otra, que la estabilidad podría verse disminuida si hay agua en el talud. La experiencia sugiere que estos dos factores tenderán a anularse entre sí en los problemas típicos de cuña y que la hipótesis burda utilizada para obtener la Ilustración 43b es adecuada para la mayoría de los problemas prácticos. Debe recordarse que esta prueba fue ideada para identificar discontinuidades críticas y que, habiéndolas identificado, será necesario un análisis minucioso con el fin de definir el factor de seguridad del talud.

Las Ilustraciones 43a y 43b muestran los planos de discontinuidad como círculos mayores, pero, como se ha explicado en las páginas anteriores, los datos tomados en el sitio de la obra se trazan normalmente en términos de polos. En la Ilustración 43c los dos planos de discontinuidad están representados por sus polos, y con el fin de hallar su línea de intersección, se usa el método ya descrito. El papel calca en el que están dibujados los polos se gira hasta que ambos polos queden en el mismo círculo mayor. El polo de este círculo mayor define la línea de intersección de los dos planos.

Como se ha visto, éste método es muy útil a la hora de evaluar los problemas que atañen a las estructuras geológicas y que pueden condicionar el comportamiento del talud, además de darnos los indicios preliminares para el diseño del talud y su factor de seguridad.

III.D.2. Clasificación geomecánica (Ref. 17)

Durante la fase preliminar y de factibilidad de un proyecto, cuando muy poca información detallada está disponible (características de la masa de roca, los esfuerzos a los que está sometida y las condiciones hidrológicas que en ella prevalecen) el uso de un sistema de clasificación de masas rocosas puede ser de considerables beneficios. Es recomendable usar dos o más sistemas de clasificación para construir un escenario de la composición y características de una masa rocosa y con ello poder hacer una estimación inicial de los requerimientos de soporte y/o proveer estimaciones de las propiedades esfuerzo – deformación de la masa de roca.

Claro que los sistemas de clasificación no sustituyen a ninguno de los procedimientos específicos y detallados hechos para un talud en especial, pero es evidente que deben ser usados dado que dichos procedimientos requieren de información que involucran datos que en la fase inicial son difícilmente visibles.

Múltiples sistemas de clasificación fueron desarrollados a partir de la colección de información de casos históricos en que todo acerca de los elementos geológicos y características de las rocas fueron incluidos, y en donde se hizo un énfasis diferente a cada parámetro involucrado.

Terzaghi (1946) presentó un documento en el que se discutía acerca del diseño de soportes de acero para túneles e incluyó una descripción de las masas de roca que es muy interesante porque muestra esas características que dominan el comportamiento de las rocas, particularmente donde la gravedad constituye la fuerza motora dominante.

Las descripciones de Terzaghi son:

- La roca intacta no contienen ninguna junta ni fractura. De manera que si está rota, la rotura es a través de una roca sana. En consecuencia de daño producido a la roca debido a las explosiones, pedazos de los techos pueden caer varias horas o días después de la explosión. Este estado es conocido como **condición inestable** (spalling condition). Aunque es difícil la roca puede encontrarse también en **condición de estallamiento** (popping condition) caracterizada por los espontáneos y violentos desprendimientos de losas de roca de los lados o del techo.
- Las rocas estratificadas consisten de estratos individuales con poca o nula resistencia a lo largo de las fracturas entre los estratos. Los estratos pueden o no tener debilitamiento por juntas transversales. En tales rocas la **condición inestable** es bastante común.
- Las rocas moderadamente junteadas contienen juntas y grietas, pero los bloques localmente desarrollados entre las juntas pueden estar íntimamente interconectados e incluso no requerir soporte lateral. En rocas de este tipo tanto la condición de inestabilidad y estallamiento pueden ser encontradas.
- Los bloques y vetas de roca consisten de fragmentos de roca químicamente intactos o casi intactos que están enteramente separados de cada otro e imperfectamente interconectados. En tales rocas las paredes verticales requieren de soporte lateral.
- La roca compactada pero químicamente intacta tiene la propiedad de soportar más compresión. Si la mayoría o totalidad de los fragmentos son tan pequeños como los granos de arena fina y no ha tenido lugar una recementación, la roca compactada bajo un tirante de agua presenta las propiedades de una arena sumergida en agua.
- La roca compresible lentamente avanza dentro del túnel sin percibirse un incremento de volumen. Un prerrequisito para la compresibilidad es un gran porcentaje de partículas de minerales micáceos o minerales arcillosos con una baja capacidad de expansión.
- La roca expansible avanza dentro del túnel principalmente a causa de la expansión. La capacidad de expansión parece estar limitada a esas rocas que contienen minerales arcillosos tales como la montmorilonita, con gran capacidad expansiva.

A continuación se describen de manera general algunos de los más conocidos sistemas de clasificación de masas de roca.

RQD (Rock Quality Designation Index)

El RQD fue desarrollado por Deere et al para proporcionar una estimación cuantitativa de la calidad de la roca a partir de unas muestras cilíndricas de roca o corazones. El RQD es definido como el porcentaje de las piezas de largo mayor a 100 mm (4 inches) de la longitud total de la muestra. El tamaño mínimo de las muestras NW es de 54.7 mm (2.15 inches) de diámetro y un largo aproximado de 200 cm y debe ser extraído con un barreno de doble tubo. El correcto procedimiento para la medición de el largo de las piezas y el cálculo del RQD se muestran en la Ilustración 44.

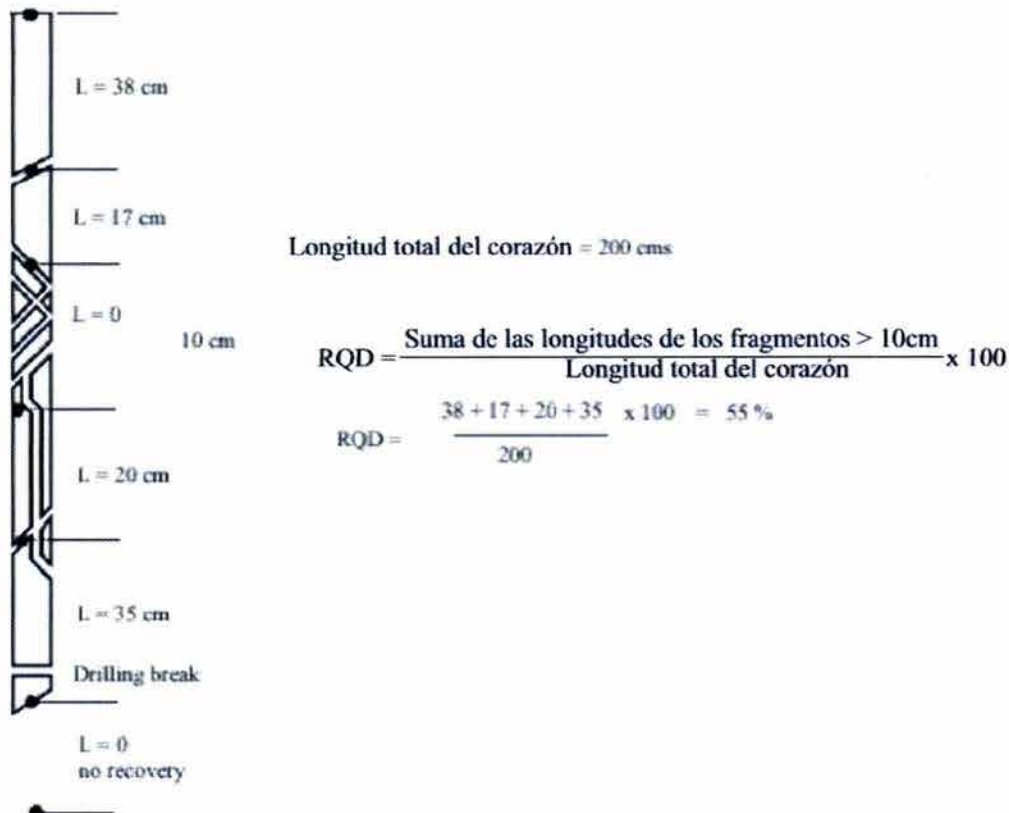


Ilustración 44 Procedimiento para la medición y cálculo del RQD. Adaptado de Ref.17

Palmström (1982) sugirió que, cuando no se cuenta con los corazones pero las trazas de las discontinuidades son visibles en la superficie expuesta, el RQD puede ser estimado a partir del número de discontinuidades por unidad de volumen. La relación sugerida para juntas con arcilla en macizos rocosos es:

$$RQD = 115 - 3.3J_v \quad (3.1)$$

donde J_v es la suma del número de juntas por unidad de longitud para toda familia de juntas conocido como la *cantidad de juntas volumétrica* (volumetric joint count).

El RQD es un parámetro direccionalmente dependiente y su valor puede cambiar significativamente, dependiendo de la orientación en que se taladra para obtener la muestra. El uso del J_v puede ser bastante útil para reducir la dependencia

direccional. Ahora bien, el más importante uso del RQD es como un componente del RMR y Q que se describen más adelante.

RSR (Rock Structure Rating)

Wickham (1972) describió un método cuantitativo para evaluar la calidad de la roca y para seleccionar el soporte apropiado en base de su Rock Structure Rating, nombre que lleva sistema de clasificación. Más que de casos históricos, este sistema fue hecho para túneles relativamente pequeños soportados por medio de la colocación de acero, aunque históricamente este sistema fue el primero en hacer referencia al concreto lanzado (shotcrete) como medio de soporte. Aún en vista de sus limitantes vale la pena examinar algunos de los detalles del RSR que muestran la lógica que conduce a una clasificación semicuantitativa para evaluar la calidad de la roca. La significancia del sistema RSR, en el contexto de esta discusión es que introduce la idea de evaluar cada uno de los componentes listados abajo para llegar a un valor numérico de $RSR = A + B + C$.

- 1) A Parámetro Geológico: valoración general de la estructura geológica en base a:
 - a) Tipo de roca (ígneas, sedimentaria, metamórfica)
 - b) Dureza de la roca (dura, media, suave, descompuesta)
 - c) Estructura geológica (sólida, ligeramente fallada / plegada, moderadamente fallada / plegada, intensamente fallada / plegada)
- 2) B Parámetro Geométrico: efecto de las discontinuidades mostradas con respecto a la dirección del túnel manejada en base a:
 - a) Espaciamiento de las juntas
 - b) Orientación de las juntas (inclinación y dirección)
 - c) Dirección del frente de ataque del túnel (vea Ilustración 45)

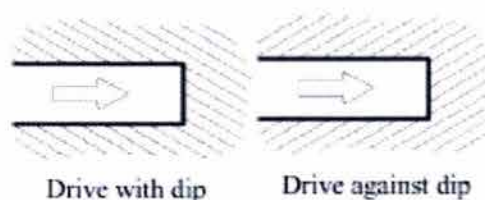


Ilustración 45 Dirección a favor y en contra de la inclinación o echado.

- 3) C Influencia del agua: efecto de la afluencia del agua subterránea y condición de las juntas en base a:
 - a) Calidad total de la masa rocosa en base de la combinación de A y B
 - b) Condición de las juntas (buena, regular, mala)
 - c) Cantidad de la afluencia de agua (en gal/min por cada 100 pies del túnel)

Las tres tablas de Wickham et al (1972) III. D.1, III. D.2 y III. D.3 son usadas para la evaluación de cada uno de esos parámetros para obtener el valor del RSR que puede adquirir un valor máximo de 100.

	Tipos Básicos de Roca				Estructura Geológica			
	Dura	Media	Suave	Descompuesta	Masiva			Fallada
Ígnea	1	2	3	4	Fuertemente Plegada o	Moderadamente Plegada o	Intensamente Plegada o	
Metamórfica	1	2	3	4	Fallada	Fallada	Fallada	
Sedimentaria	2	3	4	4				
Tipo 1					30	22	15	9
Tipo 2					27	20	13	8
Tipo 3					24	18	12	7
Tipo 4					19	15	10	6

Tabla III.D. 1 A. Parámetro geológico. Adaptada de Ref. 17

Espacio promedio entre juntas	Dirección ⊥ al eje					Dirección al eje		
	Dirección de la excavación					Dirección de excavación		
	Ambas	En dirección del echado		Contra echado		Otra dirección		
	Echado de juntas prominentes ^a					Echado de juntas prominentes		
	Plano	Inclinado	Vertical	Inclinado	Vertical	Plano	Inclinado	Vertical
1. Juntas muy aproximadas, <2in	9	11	13	10	12	9	9	7
2. Juntas aproximadas, 2-6in	13	16	19	15	17	14	14	11
3. Moderadamente juntas, 6-12in	23	24	28	19	22	23	23	19
4. Tendencia a bloques moderados, 1-2ft	30	32	36	25	28	30	28	24
5. Tendencia a bloques masivos, 2-4ft	36	38	40	33	35	36	24	28
6. Roca masiva, > 4 ft	40	43	45	37	40	40	38	34

Tabla III.D. 2 B. Parámetro geométrico. Adaptada de Ref. 17

Afluencia esperada de agua gpm/1000 ft de tunel	Suma de parámetros, A + B					
	13 – 44			45 – 75		
	Condición de las juntas ^b					
	Buena	Regular	Mala	Buena	Regular	Mala
Ninguna	22	18	12	25	22	18
Ligera, < 200 gpm	19	15	9	23	19	14
Moderada, 200-1000 gpm	15	22	7	21	16	12
Fuerte, > 1000 gp	10	8	6	18	14	10

a Echado: Plano: 0-20; Inclinado: 20-50; y vertical: 50-90

b Condición de las juntas: buena = hermética o cementada; Regular = ligeramente intemperizada o alterada; mala = severamente intemperizada, alterada o abierta

Tabla III.D. 3 C. Influencia del agua. Adaptada de Ref. 17

Geomechanics Classification RMR (Rock Mass Rating)

En 1976 Bieniawski publicó una clasificación de masas de roca llamada *Clasificación Geomecánica* o RMR. Con los años el sistema ha sido sucesivamente refinado. La discusión que sigue está basada sobre la versión de 1989. los siguientes seis parámetros son usados para clasificar una masa de roca usando el RMR:

A. PARÁMETROS DE CLASIFICACIÓN Y SU VALUACIÓN						
Parámetro		Rango de valores				
1	Resistencia del material rocoso intacto	> 10 MPa	4 – 10 MPa	2 – 4 MPa	1 – 2 MPa	Para este bajo rango, es preferible la prueba de compresión uniaxial.
	Índice de resistencia con carga puntual	> 250 MPa	100 – 250 MPa	50 – 100 MPa	25 – 50 MPa	6 – 25 MPa 1 – 5 MPa < 1 MPa
	Valuación	15	12	7	4	2 1 0
2	Calidad de los corozones RQD	90 – 100%	75 – 90%	50 – 75%	25 – 50%	< 25%
	Valuación	20	17	13	8	3
3	Espaciamento entre discontinuidades	> 2m	0.8 – 2m	200 – 800mm	60 – 200mm	< 60mm
	Valuación	20	15	10	8	5
4	Condición de las discontinuidades (Véase E)	Superficies muy rugosas Sin continuidad Sin separación Paredes inalteradas de la roca	Superficies ligeramente rugosas Separación < 1mm Paredes ligeramente intemperizadas	Superficies ligeramente rugosas Separación = 1mm Paredes altamente intemperizadas	Superficies pulidas o Reellenas < 5mm de espesor o Separación continua de 1.5mm	Relleno suave > 5 mm de espesor o Separación continua de > 5 mm
	Valuación	30	25	20	10	0
5	Afluencia @10m de long. de túnel (l/m)	Ninguna	< 10	10 – 25	25 – 125	> 125
	(Subpresión en juntas) (Esfuerzo principal mayor e)	0	< 0.1	0.1 – 0.2	0.2 – 0.5	> 0.5
	Condición general	Completamente seca	Húmeda	Mojada	Gotando	Fluyendo
	Valuación	15	10	7	4	0
B. AJUSTE DE VALUACIÓN POR ORIENTACIÓN DE LAS DISCONTINUIDADES (Véase F)						
Orientación de la dirección y echado		Muy favorable	Favorable	Regular	Desfavorable	Muy desfavorable
Valuación	Túneles y minas	0	-2	-5	-10	-12
	Cimentación	0	-2	-7	-15	-25
	Taludes	0	5	25	-50	
C. DETERMINACIÓN DE LA CLASE DE ROCA A PARTIR DE LA VALUACIÓN TOTAL						
Valuación	100 ← 81	80 ← 61	60 ← 41	40 ← 21	< 21	
Clase	I	II	III	IV	V	
Descripción	Muy buena roca	Buena roca	Roca regular	Roca mala	Roca muy mala	
D. SIGNIFICADO DE LAS CLASES DE ROCA						
Clase	I	II	III	IV	V	
stand – up time promedio	20 años por 15m span	1 año por 10m span	1 semana por 5m span	10 hrs por 2.5 m span	30 min por 1m span	
Cohesión de la roca (KPa)	> 400	300 – 400	200 – 300	100 – 200	< 100	
Ángulo de fricción de la roca (deg)	> 45	35 – 45	25 – 35	15 – 25	< 15	
E. GUÍA PARA LA CLASIFICACIÓN DE LAS CONDICIONES DE LAS DISCONTINUIDADES						
Grandes discontinuidades	< 1 m	1 – 3 m	3 – 10 m	10 – 20 m	> 20 m	
Valuación	6	4	2	1	0	
Separación (apertura)	Ninguna	< 0.1 mm	0.1 – 1.0 mm	1 – 5 mm	> 5 mm	
Valuación	6	5	4	1	0	
Rugosidad	Muy rugosa	Rugosa	Ligeramente rugosa	Lisa	Pulida	
Valuación	6	5	2	1	0	
Relleno	Ninguno	Relleno duro < 5mm	Relleno duro > 5 mm	Relleno suave < 5 mm	Relleno suave > 5 mm	
Valuación	6	4	2	2	0	
Intemperización	Inalterado	Ligera	Moderada	Fuerte	Roca descompuesta	
Valuación	6	5	3	1	0	
F. EFECTO DEL RUMBO Y ECHADO DE LAS DISCONTINUIDADES EN LOS TÚNELES**						
Rumbo perpendicular al eje del túnel			Rumbo paralelo al eje del túnel			
En el sentido del echado Echado 45 – 90°	En el sentido del echado Echado 20 – 45°		Echado 45 – 90°		Echado 20 – 45°	
Muy favorable	Favorable		Muy desfavorable		Regular	
En el contrasentido al echado Echado 45 – 90°	En el contrasentido al echado Echado 20 – 45°		Echado 0 – 20° independiente al rumbo *			
Regular	Desfavorable		Regular			

* Algunas condiciones son mutuamente exclusivas. Por ejemplo, si existe relleno, la rugosidad de la superficie será superior, por la influencia del relleno. En tales casos se usa directamente A.4.

** Modificado de Wickham et al (1972).

Tabla III.D. 4 Rock Mass Rating System. Adaptada de Ref.17

- 1) Resistencia a la compresión uniaxial del material rocoso
- 2) Rock Quality Designation (RQD)
- 3) Espaciamento de las discontinuidades
- 4) Condición de las discontinuidades

5) Condición del agua subterránea

6) Orientación de las discontinuidades

En la aplicación de este sistema, la masa de roca es dividida en un número de regiones estructurales y cada región es clasificada por separado. Los alrededores de la región estructural normalmente coincide con una característica estructural mayor como una falla o un cambio en el tipo de roca. En algunos casos significantes cambios en los espaciamientos de las discontinuidades o características dentro del mismo tipo de roca, pueden requerir de la división de la masa de roca en un número de pequeñas regiones estructurales.

El RMR presentado en la Tabla III. D.4, da los valores para cada uno de los seis parámetros listados arriba. Esos valores son sumados para obtener un valor del RMR.

Clase de roca	Excavación	Anclajes (20mm de diámetro, totalmente enterrados)	Concreto lanzado	Acero
I – Muy Buena Roca RMR: 81-100	Todo el frente, 3m de avance	Generalmente no requiere soporte, excepto pernos.		
II – Buena Roca RMR: 61-80	Todo el frente, 1-1.5 m de avance. Completando el soporte a no más de 20m del frente.	Localmente, anclas en techo de 3m longitud, espaciadas a 2.5m con ocasional malla electrosoldada.	50mm en techo donde es requerido.	Ninguno
III – Roca Regular RMR: 41-60	Apuntalado y banqueo @ 1.5-3m de avance. Comenzar instalación de soporte después de cada remoción. Completar soporte después de cada 10m de distancia al frente.	Sistema de anclas de 4m de longitud, espaciadas de 1.5 -2m en corona y paredes, cubrir con malla la corona.	50-100mm en corona y 30mm en los lados.	Ninguno
IV – Mala Roca RMR: 21-40	Apuntalado y banqueo a cada 1.0-1.5m de avance. Instalar soporte paralelamente a la excavación, a no más de 10m del frente.	Sistema de anclaje de 4-5m de longitud de espaciado a 1-1.5m en corona y paredes; cubierta de malla de acero.	100-150mm en corona y 100mm en los lados.	Costillas delgadas a medianas, espaciadas a 1.5m donde se requiera.
V – Muy Mala Roca RMR: < 20	Múltiples banqueos, cada 0.5-1.5m de avance en apuntalado. Instalar soporte paralelamente a la excavación. Colocar concreto tan pronto como sea posible después de la excavación.	Sistema de anclaje de 5-6m de longitud, espaciado de 1-1.5m, en corona y paredes con malla de acero.	150-200mm en corona, 150mm en los lados, y 50mm en el frente.	Costillas de medianas a anchas, espaciadas a 0.75m con acero revestido y postear si es requerido. Cierre invertido.

Tabla III.D. 5 Guía para excavación y soporte de túneles en roca con 10m de span de acuerdo con el RMR.
Adaptada de Ref.17

Aunado a lo anterior Bieniawski (1989) publicó una guía para la selección de soportes para túneles en roca para los que el RMR ha sido determinado. Esa guía está reproducida en la Tabla II. D. 5. Note que esta guía ha sido hecha para un avance de frente de 10m con una sección de herradura, construida mediante barrenación y métodos explosivos, en una masa sujeta a esfuerzos verticales de < 25Mpa (equivalente a una profundidad de < 900m).

Rock Tunelling Quality Index (Q)

En base a la evaluación de un gran número de casos históricos de excavaciones subterráneas, Barton et al (1974) del Norwegian Geotechnical Institute propusieron un índice de calidad para las rocas en túneles (Q), para la determinación de las características de la masa de roca y los requerimientos para soporte en túneles. El valor numérico del índice Q varía en una escala logarítmica de 0,001 a un máximo de 1000 y está definido por:

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \times \frac{J_w}{SRF} \quad (3.2)$$

donde

RQD Rock Quality Designation

J_n es el número de arreglos o familias de las juntas

J_r es el número de rugosidad de las juntas

J_a es el número de alteración de las juntas

J_w es el factor de reducción por presencia de agua en las juntas

SRF es el factor de reducción de carga

En explicación al sentido de los parámetros usados para determinar el valor de Q, Barton et al (1974) ofrecieron los siguientes comentarios:

El primer cociente (RQD/J_n), representa la estructura de la masa rocosa, es una burda medida del tamaño del bloque o partícula, con los dos valores extremos (100/0.5 y 10/20) diferentes para un factor de 400. Si el cociente es interpretado en unidades de cm, los tamaños extremos de la partícula van de 200 a 0.5cm que son visiblemente burdos pero con una buena aproximación a la realidad.

Probablemente los grande bloque sean varias veces este tamaño y los más pequeños fragmentos menores que el tamaño medio. (Las partículas de arcilla son excluidas en esta discusión)

El segundo cociente (J_r/J_a) representa las características de rugosidad y fricción de las paredes de las juntas o de los materiales de relleno. Este cociente está medido en base a la rugosidad de las juntas inalteradas en contacto directo. Esta para suponer que tales juntas se cierran a esfuerzos altos, que se dilataran fuertemente mientras son cortadas, y por lo tanto serán especialmente favorables para la estabilidad del talud.

Cuando las juntas tienen delgadas capas de arcilla ó relleno, la resistencia es reducida significativamente. No obstante, las paredes de roca ante pequeños desplazamientos de corte ocurridos pueden ser un factor muy importante para proteger a la excavación de la falla última.

Cuando no existe contacto entre las paredes las condiciones son extremadamente desfavorables para la estabilidad del túnel. Los ángulos de fricción (ver Tablas III. D.6) son pequeños bajo los valores de esfuerzo residual para la mayoría de las arcillas, y son posiblemente de bajo grado por el hecho de que esas capas de arcilla ó rellenos pueden tender a considerarse durante el corte, a menos de que la consolidación sea normal o haya ocurrido una expansión ligera. La presión de expansión de la montmorilonita puede resultar también un factor aquí.

El tercer cociente (J_w/SRF) consiste de dos parámetros de esfuerzos. SRF es una medida de: 1) carga relajada en el caso de una excavación a través de zonas de corte y arcillas con comportamiento de roca, 2) esfuerzos de rocas en rocas competentes, y 3) cargas concentradas en rocas plásticas incompetentes. Esto puede ser visto como un parámetro total de esfuerzos. El parámetro J_w es una medida de la presión del agua, que tiene un efecto adverso en la resistencia al corte de una junta debido a la reducción del esfuerzo normal efectivo que provoca. El agua puede, adicionalmente, causar ablandamiento y socavar en el caso de haber relleno en las juntas. Esto ha demostrado que es imposible combinar esos dos parámetros en términos de esfuerzos efectivos interbloques, porque paradójicamente un gran valor de esfuerzos normales efectivos pueden a veces significar una menor condición de estabilidad que un bajo valor, pese a la gran resistencia al corte. El cociente (J_w/SRF) es pues, un factor empírico complicado describiendo el esfuerzo activo.

Esto hace parecer que el Q puede ahora ser considerado estar en función de sólo tres parámetros, que son las medidas de:

- 1) Tamaño del bloque (RQD/J_n)
- 2) Resistencia al corte interbloque (J_r/J_a)
- 3) Esfuerzo activo (J_w/SRF)

Indudablemente hay más parámetros que pueden ser considerados para mejorar la precisión del sistema de clasificación y uno de esos debe de ser la orientación de las juntas. Aunque muchos casos registrados incluyen la información necesaria en orientación estructural en relación al eje de excavación, esto no ha repercutido para generar la importancia general del parámetro que pudiera ser esperada. Parte de la razón puede ser, que las orientaciones de muchos tipos de roca pueden ser y normalmente son ajustados para evitar el máximo efecto de juntas mayores orientadas desfavorablemente. Aunque esta elección no está disponible en el caso de túneles y más de la mitad de los casos registrados fueron en esta categoría, los parámetros J_n , J_r y J_a parecen jugar un mayor papel de importancia, porque la cantidad de familias de juntas determina el grado de libertad para el movimiento de los bloques, y las características de fricción y dilatación pueden variar más que la componente gravitacional por las desfavorables orientaciones de las juntas. Si la orientación de las juntas ha sido incluida, la clasificación ha de ser menos general y su esencial simplicidad se pierde.

La Tabla III. D. 6 da la clasificación individual de tres parámetros usados para obtener el Tunnelling Quality Index (Q) para masas de roca.

En relación al valor del índice Q para los requerimientos de estabilidad y soporte de excavaciones subterráneas, Barton et al (1974) definieron un parámetro adicional llamado Dimensión Equivalente (D_e) de la excavación. Esta dimensión es

obtenida dividiendo el span (avance en el frente del túnel, sin soporte), diámetro o altura de las paredes de la excavación por una cantidad llamada *Radio de Soporte de la Excavación (ESR)*. Por lo tanto:

$$De = \frac{\text{long. span, diámetro, altura(m)}}{ESR} \quad (3.3)$$

DESCRIPCION	VALOR	NOTAS	
1. ROCK QUALITY DESIGNATION	RQD		
A. Muy mala	0 - 25	1. Donde <i>RQD</i> es reportado o medido como <10 (incluyendo 0), un valor nominal de 10 es usado para evaluar <i>Q</i> .	
B. Mala	25 - 50		
C. Regular	50 - 75	2. <i>RQD</i> en intervalos de 5, por ej. 100, 95, 90 etc. Son suficientemente precisos.	
D. Buena	75 - 90		
E. Excelente	90 - 100		
2. JOINT SET NUMBER	J_n		
A. Masivo, sin o con pocas fisuras	0.5 - 1.0	1. Para intersecciones usar (3.0 x <i>J_n</i>) 2. Para portales usar (2.0 x <i>J_n</i>)	
B. Un sistema de fisuras	2		
C. Un sistema de fisuras + una aislada	3		
D. Dos sistemas de fisuras	4		
E. Dos sistemas de fisuras + una aislada	6		
F. Tres sistemas de fisuras	9		
G. Tres sistemas de fisuras + una aislada	12		
H. Cuatro o más familias de fisuras, aisladas, fisuración intensa, etc.	15		
I. Roca triturada, molida	20		
J. Roca triturada, molida	20		
3. JOINT ROUGHNESS NUMBER	J_r		
a. Contacto en las paredes			
b. Contacto en las paredes antes de un cizalleo de 10cm			
A. Fisuras discontinuas	4	1. Añadir 1.0 si el espaciamiento medio del sistema de juntas es mayor a 3 m. 2. <i>J_r</i> = 0.5 puede ser usado para fisuras de fricción planas y que tengan alineaciones, con la condición de que éstas estén orientadas para resistencia mínima.	
B. Rugosas e irregulares, onduladas	3		
C. Suavemente onduladas	2		
D. Finamente onduladas	1.5		
E. Rugosa o irregular, plana	1.5		
F. Suave, plana	1.0		
G. Lisa, plana	0.5		
c. Sin contacto cuando hay un cizalleo			
H. Zona que contienen minerales de arcilla con espesor suficiente para impedir el contacto.	1.0 (nominal)		
J. Zona arenosa, de grava o triturada, con espesor suficiente para impedir el contacto	1.0 (nominal)		
4. JOINT ALTERATION NUMBER	J_a	φ r grados (aprox.)	
a. Contacto en las paredes de Roca			
A. Relleno soldado, duro, inablandable, relleno impermeable	0.75	1. Los valores de φ r, el ángulo de fricción residual, son proporcionados como una guía aproximada de las propiedades mineralógicas de los productos de alteración, si están presentes.	
B. Paredes inalteradas, superficies solo ceñidas	1.0		25 - 35
C. Paredes ligeramente alteradas, inablandable, partículas de arena, roca desintegrada libre de arcilla, etc.	2.0		25 - 30
D. Limo o capas de arena arcillosa, pequeñas fracción de arcillas (inablandable)	3.0		20 - 25
E. Capas ablandables o con arcillas de baja fricción como la caolinita y la mica. También la clorita, el talco, el yeso, grafito, etc., y pequeñas cantidades de arcillas expansivas. (Capas discontinuas de, 1 - 2mm de espesor o menos).	4.0		8 - 16

DESCRIPCIÓN	VALOR	NOTAS
4. JOINT ALTERATION NUMBER	J_a	ϕr degrees (approx.)
b. Contacto en las paredes antes de un cizalleo de 10cm		
F. Partículas arenosas, libres de arcilla, roca desintegrada, etc.	4.0	25 - 30
G. Rellenos minerales arcillosos, fuertemente consolidados, inablandables (continuos < 5mm de espesor)	6.0	16 - 24
H. Relleno mineral de arcillas suaves, de mediana o baja consolidación (continuos < 5mm espesor)	8.0	12 - 16
J. Rellenos arcillosos expansivos, como la montmorilonita, (continuos < 5mm espesor). El valor de J_a depende del porcentaje de partículas expansivas y del acceso del agua.	8.0 - 12.0	6 - 12
c. Sin contacto cuando hay cizalleo		
K. Zonas o capas desintegradas o molidas de roca y arcilla (véase G, H y J para condiciones de arcilla)	6.0	
L. Zonas o capas de arena limosa y arcilla limosa, pequeña fracción de arcilla, inablandable.	8.0	
M. Zonas o capas gruesas de arcilla	8.0 - 12.0	6 - 24
N. Zonas o capas de arena limosa y arcilla limosa, pequeña fracción de arcilla, inablandable.	5.0	
O. Zonas o capas gruesas de arcilla	10.0 - 13.0	
P. & R. (ver G.H y J para condiciones de arcilla)	6.0 - 24.0	
5. JOINT WATER REDUCTION	J_w	Presión aproximada del agua (kgf/cm ²)
A. Excavación seca o poca infiltración, < 5 l/m localmente	1.0	< 1.0
B. Mediana infiltración o presión, ocasional lavado de los rellenos	0.66	1.0 - 2.5
C. Gran infiltración o alta presión, en roca competente con juntas sanas	0.5	2.5 - 10.0
D. Gran infiltración o alta presión	0.33	2.5 - 10.0
E. Excepcionalmente alta presión o infiltración en voladuras, disminuyendo con el tiempo	0.2 - 0.1	> 10
F. Excepcionalmente alta presión o infiltración	0.1 - 0.05	> 10
		1. Los factores C a F son burdamente estimados; incrementese J_w si se instalan drenes. 2. Problemas especiales por la presencia de hielo no son considerados.
6. STRESS REDUCTION FACTOR	SRF	
a. Zonas de debilidad que intersecan a la excavación, que pueden causar el debilitamiento de la roca cuando es excavado el túnel.		
A. Casos múltiples de zonas de debilidad que contengan arcilla o roca químicamente desintegrada, roca circundante muy suelta a cualquier profundidad.	10.0	1. Reducir éstos valores de SRF de 25 - 50% pero solo si las zonas fisuradas relevantes no intersecan a la excavación.
B. Zonas de debilidad aisladas que contengan arcilla o roca químicamente desintegrada (profundidad de excavación < 50 m)	5.0	
C. Zonas de debilidad aisladas que contengan arcilla o roca químicamente desintegrada (profundidad de excavación > 50 m)	2.5	
D. Múltiples zonas de fractura en roca competente (sin arcilla), roca circundante suelta (cualquier profundidad)	7.5	
E. Zonas fracturadas aisladas en roca competente (sin arcilla). Profundidad de excavación < 50m	5.0	
F. Zonas fracturadas aisladas en roca competente (sin arcilla). Profundidad de excavación > 50 m	5.0	
G. Fisuras abiertas sueltas, fisuración intensa, partículas semejantes a cubos de azúcar (cualquier profundidad).	2.5	
	5.0	

DESCRIPCIÓN	VALOR		NOTAS	
6. STRESS REDUCTION FACTOR			2. Para un campo virgen de esfuerzos fuertemente anisotrópico (si es medido): cuando $5 \leq \sigma_1 / \sigma_3 \leq 10$, se reduce σ_c a $0.8 \sigma_c$ y σ_t a $0.8 \sigma_t$. Cuando $\sigma_1 / \sigma_3 > 10$, se reduce σ_c y σ_t a $0.6 \sigma_c$ y $0.6 \sigma_t$, donde σ_c = esfuerzo compresivo no confinado, y σ_t = esfuerzo de tensión (carga puntual) y σ_1 y σ_3 son los esfuerzos principales, mayor y menor. 3. Se dispone de pocos casos registrados donde el techo debajo de la superficie sea menor que el ancho del claro. Se sugiere que el <i>SRF</i> se incremente de 2.5 a 5 para tales casos (ver H).	
b. Roca competente, problemas de esfuerzos				
H. Bajos esfuerzos, casi superficiales	$\sigma_c / \sigma_1 > 200$	$\sigma_t / \sigma_1 > 13$		2.5
J. Medianos esfuerzos	200 - 10	13 - 0.66		1.0
K. Altos esfuerzos, estructura muy cerrada (usualmente favorable para la estabilidad, puede ser desfavorable para las paredes)	10 - 5	0.66 - 0.33		0.5 - 2
L. Moderado desprendimiento de roca (roca masiva)	5 - 2.5	0.33		- 5 - 10
M. Fuerte desprendimiento de roca (roca masiva)	< 2.5	0.16		< 10 - 20
c. Roca compresiva, flujo plástico de roca incompetente bajo la influencia de presiones altas de la roca				
N. Moderadas presiones compresivas				0.16
O. Fuertes presiones compresivas				
d. Roca expansiva, acción química expansiva dependiendo de la presencia de agua				
P. Moderadas presiones expansivas			5 - 10	
R. Fuertes presiones expansivas			10 - 20	
			5 - 10	
			10 - 15	

NOTAS ADICIONALES PARA EL USO DE ESTAS TABLAS
 Cuando hacemos la estimación de la calidad de la roca (Q), las siguientes instrucciones deben seguirse como complemento a las notas indicadas en las tablas:

1. Cuando no se dispone núcleos de roca, el *RQD* puede estimarse a partir del número de fisuras por unidad de volumen, en la que la cantidad de juntas de cada sistema de juntas por metro, se suman. Una simple relación puede ser usada para convertir éste número a *RQD* para una roca sin arcilla: $RQD = 115 - 3.3 J_v$ (aprox.), donde J_v = número total de juntas por m^3 ($0 < RQD < 100$ para $35 > J_v > 4.5$).
2. El parámetro J_n que representa la cantidad de sistemas de fisuras estará afectado muchas veces por la foliación, esquistosidad, crucero pizarroso o estratificación, etc. Cuando están muy evidentes estas fisuras paralelas deberán evidentemente considerarse como sistemas completos de fisuras. Sin embargo, si hay pocas fisuras visibles, o si no hay más que interrupciones ocasionales en el debido a éstas características, será más correcto contarlos como fisuras aisladas cuando se evalúa J_n .
3. Los parámetros J_r y J_a (representan el esfuerzo cortante) deben referirse al sistema de fisuras o a la discontinuidad con relleno de arcilla más débiles de la zona que se examina. Sin embargo, cuando un sistema de fisuras o una discontinuidad con la valuación mínima de J_r / J_a tiene una orientación favorable para la estabilidad, otro sistema o discontinuidad con una orientación menos favorable puede ser más sobresaliente, y su valor más grande de J_r / J_a se usará para evaluar Q. De hecho, el valor de J_r / J_a relaciona a la superficie en forma tan comprometedora que puede llevar al fracaso a alguien sin experiencia.
4. Cuando un macizo contiene arcilla, se aplicará el factor *SRF* para roca que se puede soltar. Sin embargo, cuando las fisuras son pocas y no hay arcilla, la resistencia de la roca inalterada puede ser el eslabón más débil y la estabilidad dependerá de la relación esfuerzo - roca/resistencia - roca. Un campo de esfuerzos fuertemente anisotrópico es desfavorable para la estabilidad y se toma en cuenta esto en forma aproximada en la nota 2 de la tabla para valuar el factor de reducción por esfuerzos.
5. La resistencia a compresión y tensión (σ_c y σ_t) de la roca intacta deberá ser evaluada en condición saturada si así corresponde a las condiciones in situ presentes o futuras. Una estimación muy conservadora de la resistencia de estas rocas deberá hacerse para aquellas que se alteren cuando se exponen a la humedad o un ambiente saturado.

Tabla III.D. 6 Clasificación individual de los parámetros usados en el Tunnelling Quality Index (Q). Adaptada de Ref. 17

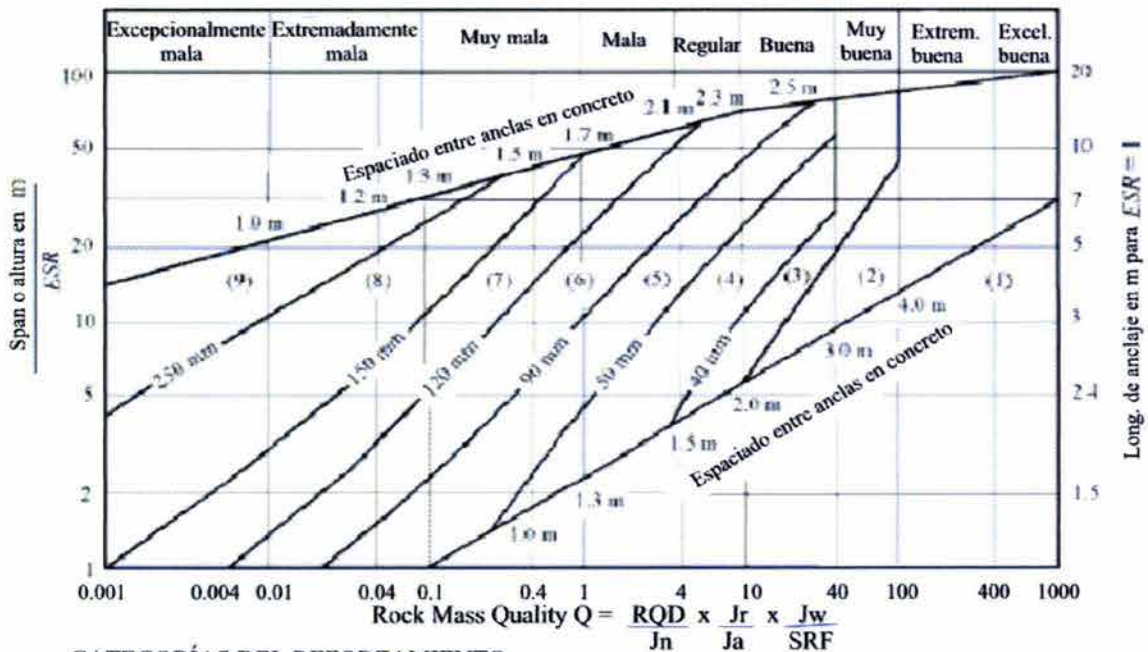
El valor del ESR está en relación con el uso deseado de la excavación y al grado de seguridad que se demanda al sistema de soporte instalado para mantener la estabilidad de la excavación. Barton et al (1974) sugirieron los siguientes valores:

Categoría de la excavación	ESR
A Aberturas temporales de minas	3 - 5
B Entradas permanentes a minas, túneles de conducción para hidroeléctricas (excluyendo las bóvedas de alta presión), túneles piloto, galerías y encabezamientos para grandes excavaciones.	1.6
C Salas de almacenaje, plantas de tratamiento de agua, caminos secundarios y túneles férreos, cámaras de oleaje y túneles de acceso.	1.3
D Estaciones de energía, caminos principales y túneles para ferrocarril, cámaras de seguridad civil y puertas de intersección.	1.0

E Estaciones subterráneas de energía nuclear, estaciones férreas, instalaciones deportivas públicas y fábricas. 0.8

La dimensión equivalente (De), graficada contra el valor de Q es usada para definir un número de categorías de soporte en una gráfica publicada en el artículo original de Barton et al (1974). Ésta gráfica ha sido recientemente actualizada por Grimstad y Barton (1993) para reflejar el incremento del uso de fibra de acero como refuerzo para el concreto lanzado en soportes para excavaciones subterráneas. En la Ilustración 46 está reproducida la tabla gráfica actualizada.

Losed (1992) sugirió que, para rocas con $4 < Q < 30$, los daños producidos por el uso de explosivos resultan en la generación de nuevas juntas con una consecuente reducción local del valor de Q para la roca de los alrededores de la excavación. El sugirió que este efecto puede tomarse en cuenta mediante una reducción del valor de RQD para la zona afectada. La reducción puede ser de hasta 50%.



CATEGORÍAS DEL REFORZAMIENTO

- 1) Sin soporte
- 2) Anclas en lugares específicos
- 3) Sistema de anclaje
- 4) Sistema de anclaje, con una capa de 40 - 100 mm de concreto lanzado sin refuerzo
- 5) Concreto lanzado reforzado con fibra de acero, de 50 - 90mm de espesor, y anclaje
- 6) Concreto lanzado reforzado con fibra de acero, de 90 - 120mm de espesor, y anclaje
- 7) Concreto lanzado reforzado con fibra de acero, de 120 - 150mm de espesor, y anclaje
- 8) Concreto lanzado reforzado con fibra de acero, > 150mm de espesor, con costillas de refuerzo de concreto y anclaje
- 9) Colocación de concreto en toda la línea (sistema de ademes)

Ilustración 46 Estimación del soporte basada en el Tunnelling Quality Index (Q). Adaptada de Ref. 17

Barton (1980) mostró antes una información adicional en cuanto a la longitud de las ondas, máxima dimensión del span y soporte para los techos para suplir las recomendaciones de soporte publicadas en 1974.

La longitud de las anclas L pueden ser estimadas a partir del ancho de la excavación B y el ESR (Excavation Support Ratio):

$$L = \frac{2 + 0.15B}{ESR} \quad (3.4)$$

La longitud máxima de sapan puede ser estimada así:

$$\text{Máx. span} = 2ESRQ^{0.4} \quad (3.5)$$

Basados sobre el análisis de casos registrados, Grimstad y Barton (1993) sugirieron que la relación entre el valor de Q y la presión permanente sobre el techo del soporte P_{roof} es estimada como:

$$P_{\text{roof}} = \frac{2\sqrt{JnQ}^{1/3}}{3Jr} \quad (3.6)$$

SLOPE MASS RATING (SMR)

(Romana, 1988)

Este sistema es una clasificación geomecánica que permite la obtención de un valor numérico, algo subjetivo, a partir de las características parciales de la masa rocosa que son sencillas de obtener.

El SMR se calcula a partir del conocido RMR, debido a Bieniawski que caracteriza sólo al macizo rocoso en tanto que, el SMR es específico para taludes en roca y evalúa el macizo rocoso más el talud.

El SMR se obtiene de la siguiente forma:

$$SMR = RMR - F_1 x F_2 x F_3 + F_4 \quad (3.7)$$

donde F_1 , F_2 y F_3 son factores de ajuste para taludes y el F_4 es un factor de ajuste condicionado al método de excavación. Para obtener el valor del SMR se hace uso de las Tablas III. D. 7 – III. D. 9 y finalmente en base a la tabla II. D.10 se puede hacer un veredicto final del talud.

PARAMETROS		INTERVALO DE VALORES				
Resistencia de la roca intacta	Índice de compresión puntual	>10MPa	4 – 10MPa	2 – 4MPa	1 – 2MPa	
	Compresión simple	> 250MPa	100 – 250MPa	50 – 100MPa	25 – 50MPa	5 – 25MPa 1 – 5MPa < 1MPa
Valoración		15	12	7	4	2 1 0
RQD		90 – 100%	75 – 90%	50 – 75%	25 – 50%	< 25%
Valoración		20	17	13	8	3
Separación entre juntas		> 2m	0.6 – 2m	200 – 600mm	60 – 200mm	< 60mm
Valoración		20	15	10	8	5
Condición de las juntas	Muy rugosa	Algo rugosa	Algo rugosa	Espejos de falla	Relleno baldo > 5 mm	
	No continuas Cerradas Bordes sanos y duros	Separación < 1mm Bordes algo meteorizados	Separación < 1mm Bordes muy Meteorizados	Relleno < 5mm Separación 1 – 5mm Continuas	Separación > 5mm Continuas	
Valoración		50	25	20	10	0
Flujo de agua en las juntas		Secas	Ligera humedad	Humedas	Goteando	Fluyendo
Valoración		15	10	7	4	0

Tabla III.D. 7 Valores del RMR. Ref. 21

Caso		Muy favorable	Favorable	Normal	Desfavorable	Muy desfavorable
P	$ \alpha_j - \alpha_b $	$> 30^\circ$	$30 - 20^\circ$	$20 - 10^\circ$	$10 - 5^\circ$	$< 5^\circ$
T	$ \alpha_j - \alpha_b - 180^\circ $					
P/T	F_1	0.15	0.40	0.70	0.85	1.00
P	$ \beta_j $	$< 20^\circ$	$20 - 30^\circ$	$30 - 35^\circ$	$35 - 45^\circ$	$> 45^\circ$
	F_2	0.15	0.40	0.70	0.85	1.00
T	F_2	1	1	1	1	1
P	$\beta_j - \beta_b$	$> 10^\circ$	$10 - 0^\circ$	0°	$0 - (-10^\circ)$	$< -10^\circ$
T	$\beta_j - \beta_b$	$< 110^\circ$	$110 - 120^\circ$	$> 120^\circ$	-	--
P/T	F_3	0	-6	-25	-50	-60

P Rotura plana α_b dirección de buzamiento del talud
 T Rotura por vuelco β_b buzamiento del talud
 α_j dirección de buzamiento de las juntas
 β_j buzamiento de las juntas

Tabla III.D. 8 Factor de ajuste para las juntas. Ref. 21

Método	Talud Natural	Precorte	Voladura Suave	Voladura o Mecánico	Voladura Deficiente
F_4	15	10	8	0	-8

Tabla III.D. 9 Factor de ajuste según método de excavación. Ref. 21

Clases	V	IV	III	II	I
SMR	0 - 20	21 - 40	41 - 60	61 - 80	81 - 100
Descripción	Muy mala	Mala	Normal	Buena	Muy buena
Estabilidad	Totalmente inestable	Inestable	Parcialmente estable	Estable	Totalmente estable
Rotura	Grandes roturas por planos continuos o por la masa	Juntas o grandes cuñas	Algunas juntas o muchas cuñas	Algunos bloques Bloques	Ninguna
Tratamiento	Reexcavación	Corrección	Sistemático	Ocasional	Ninguno

Tabla III.D. 10 Clases de estabilidad según el SMR. Ref. 21

III.E. Obtención de los parámetros de resistencia para el cálculo.

Al igual que en los suelos, es necesario conocer algunas propiedades mecánicas de las rocas, tales como la resistencia al corte, resistencia a la compresión, resistencia a la tensión y la cohesión, además de las propiedades de los materiales de relleno que pudiesen existir entre las juntas.

Respecto a la resistencia de algunos tipos de rocas, la Tabla III. D.11 muestra los valores típicos de compresión, tracción y corte.

Tipo de roca	Compresión σ_c		Tracción σ_t		Corte τ	
	Kgr/cm ²	Mpa	Kgr/cm ²	Mpa	Kgr/cm ²	Mpa
Arenisca	150 - 500	14.8 - 49.0	10 - 30	0.98 - 2.9	50 - 150	4.9 - 14.7
Caliza	400 - 1400	39 - 137	30 - 60	2.9 - 5.9	100 - 200	9.8 - 19.6
Granito	1000 - 2800	98 - 275	30 - 50	2.9 - 4.9	150 - 300	14.7 - 29
Diorita	1000 - 2500	98 - 245	-	-	-	-
Gabro	1000 - 1900	98 - 186	-	-	-	-
Basalto	2000 - 3500	196 - 343	-	-	-	-
Mármol	800 - 1500	78 - 147	30 - 90	2.9 - 8.8	100 - 300	9.8 - 29
Pizarra	700	69	250	24.5	150 - 250	14.7 - 24.5
Concreto corriente	210	21	20	2	10	1

Tabla III.D. 11 Resistencia de algunos tipos de rocas. (Belousov, 1979)

Hay factores que pueden alterar en muy poco tiempo o de manera instantánea y a veces temporal las propiedades de los materiales, uno de ellos y quizás uno de los más relevantes es el agua, la forma en como actúa es justo lo que trata el siguiente subcapítulo.

III.E.1. Influencia del agua superficial y subterránea (Ref. 16)

La principal forma en como se manifiesta la importancia del agua superficial o subterránea es la presión hidrostática, puesto que disminuye los esfuerzos normales y por consiguiente la fuerza de fricción y/o cohesión. Obsérvese la Ilustración 47.

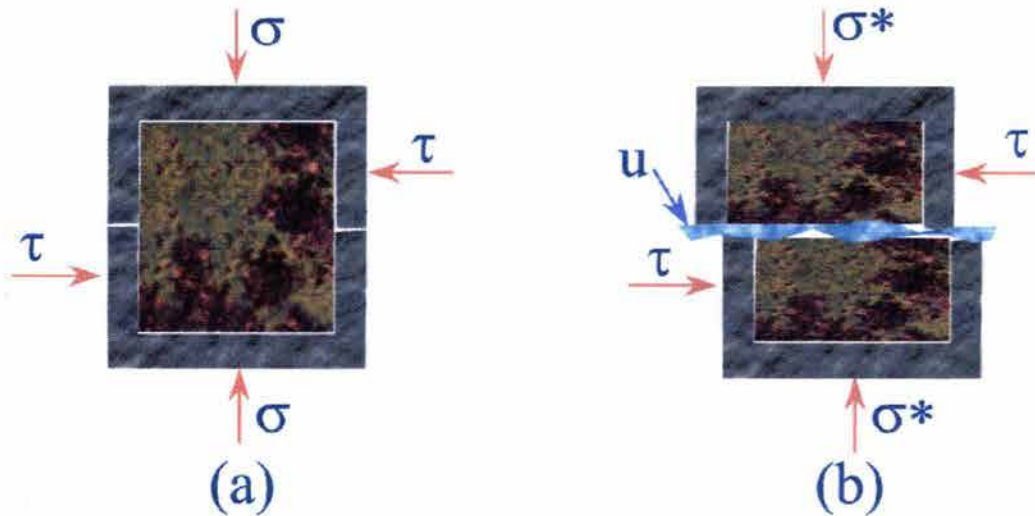


Ilustración 47 Acción del agua sobre los esfuerzos normales

Cuando la presión de agua está presente en una masa de roca, las superficies de las discontinuidades (semejante a la superficie de ruptura en la Ilustración 47) son forzadas a separarse y el esfuerzo normal σ_n es reducido. Sobre estas condiciones permanentes, cuando hay el suficiente tiempo para que la presión de agua en la masa de roca alcance el equilibrio, el esfuerzo normal se reduce a esfuerzo efectivo definido por $\sigma_n' = (\sigma_n - u)$, donde u es la presión debida al agua. Así, para un suelo cohesivo friccionante, la relación entre la resistencia al corte y la resistencia normal, se torna en:

$$\tau = c + (\sigma - u) \tan \phi \quad (3.8)$$

En la mayor parte de las rocas duras y en muchos suelos arenosos y gravas, las propiedades de fricción y cohesión (ϕ y c) de los materiales no se alteran de manera significativa con el agua y, en consecuencia, la reducción de su resistencia al corte se debe, casi por completo, a la reducción del esfuerzo normal en las superficies de falla. Por consiguiente, es la presión hidrostática y no el grado de humedad, la que determina las características de la resistencia en las rocas duras, las arenas y las gravas. Para la estabilidad de taludes en estos materiales, la presencia de un

pequeño volumen de agua a gran presión, atrapado en la masa rocosa, es más importante que un gran volumen que fluye de un acuífero con drenaje libre.

En el caso de las rocas suaves, como las limolitas o lutitas, y también de las arcillas, tanto la cohesión como la fricción pueden modificarse notablemente con los cambios en el grado de humedad. Nótese que la ley de esfuerzo efectivo definida en la ec. 3.8 es aún aplicable a estos materiales pero c y ϕ cambian.

Otra forma de actuar del agua se hace visible en las grietas de tensión, considérese por ejemplo (Ilustración 48) el caso de un bloque que descansa sobre un plano inclinado, supóngase que el bloque está partido por una grieta de tensión en la que el agua comienza a escurrir (parte a de la Ilustración). La presión del agua en la grieta crece linealmente con la profundidad (parte b de la ilustración) y una fuerza total E_w – debida a la presión hidrostática que actúa sobre la cara posterior del bloque – actúa hacia abajo del plano inclinado. Suponiendo que la presión hidrostática se transmite a través de la intersección de la grieta de tensión y la base del bloque, la distribución de la presión hidrostática generará ahora también una fuerza por subpresión u que reduce la fuerza normal que actúa en esa superficie.

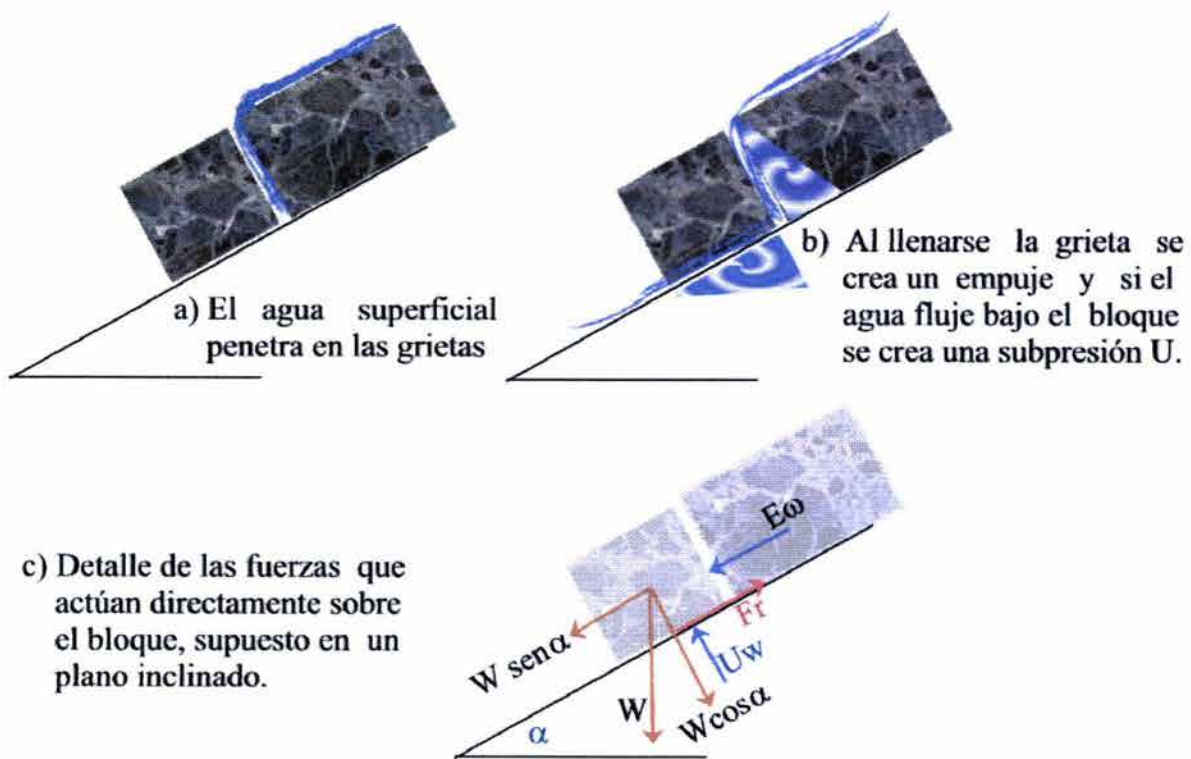


Ilustración 48 Acción del agua en las grietas de tensión.

La condición de equilibrio límite para este caso, el de un bloque sobre el cual actúan las fuerzas hidrostáticas E_w y u , además de su propio peso W , que da definida por :

$$W \sin \alpha + E_w = cA + (W \cos \alpha - u) \tan \phi \quad (3.9)$$

donde A es el área de la base del bloque; simplificando, se tiene que:

$$W \sin \alpha + E_w = Fr \quad (3.10)$$

donde Fr es la suma de los efectos por cohesión y fricción.

Como hemos visto la presencia de agua subterráneas en la masa rocosa de un talud ó ladera tiene efectos perjudiciales en la construcción por las siguientes posibles razones:

- a) La presión hidrostática reduce la estabilidad de los taludes al reducir la resistencia al corte de las superficies potenciales de falla. La presión del agua en las grietas de tensión o en fisuras similares casi verticales reduce la estabilidad al incrementar las fuerzas que tienden a inducir los deslizamientos.
- b) El elevado contenido de agua aumenta el peso específico de la roca y, por ende, da lugar a que se incrementen los costos del transporte. Los cambios en el contenido de agua de algunas rocas, especialmente las lutitas, pueden acelerar el intemperismo, con el consiguiente decremento de la estabilidad.
- c) La congelación de las aguas subterráneas durante el invierno puede producir cuñas en las fisuras llenas de agua por cambios de volumen en el hielo. La congelación de las aguas superficiales sobre los taludes puede bloquear a obstruir las vías naturales de drenaje, con lo cual aumenta la presión hidrostática en el talud y disminuye su estabilidad.
- d) La erosión, tanto de los suelos superficiales como de rellenos de fisuras, es resultado de la velocidad del flujo de las aguas subterráneas. La erosión puede reducir la estabilidad y obstruir los sistemas de drenaje.
- e) La descarga de aguas subterráneas dentro de un tajo a cielo abierto aumenta los costos de operación por la necesidad de bombeo y las dificultades en él use de equipo pesado en terreno sumamente mojado.
- f) La licuefacción de los suelos del encape o de los montículos del material de desecho puede ocurrir si, en su interior, la presión del agua llega al punto en que las fuerzas de subpresión excedan el peso de los suelos. Esto ocurre si se obstruyen los canales de drenaje o si la estructura de los suelos experimenta un cambio repentino de volumen, como puede suceder si hay temblores.

Ciertamente el efecto más importante provocado por las aguas subterráneas y superficiales en la masa rocosa, es la reducción de la estabilidad que ocasionan las presiones hidrostáticas dentro de las discontinuidades, luego entonces, cabe la pregunta de cómo tomar en cuenta este factor.

Para el flujo de aguas subterráneas en las masas rocosas son dos los posibles enfoques para obtener datos sobre la distribución de la presión hidrostática dentro de una masa rocosa:

- a) Deducir el patrón global del flujo de las aguas subterráneas a partir de considerar sus fuentes de aporte y de la permeabilidad de la masa rocosa.
- b) Medir directamente los niveles de agua subterránea en barrenos o pozos, o bien, las presiones hidrostáticas por medio de piezómetros instalados dentro de los barrenos.

En la Ilustración 49 se ilustra el ciclo hidrológico simplificado para poner de manifiesto algunas fuentes típicas de aporte de aguas subterráneas en una masa

rocosa, además de recalcar que las aguas freáticas pueden desplazarse, y de hecho lo hacen, a distancias considerables a través de la masa rocosa.

Es claro que la precipitación pluvial es una importante fuente de aporte de aguas subterráneas, pero no es posible pasar por alto otras fuentes, como los ríos adyacentes, los embalses y los lagos, particularmente si la permeabilidad de la masa rocosa es anisotrópica, como lo sugiere la misma Ilustración 49. En casos extremos las aguas pueden desplazarse por las fisuras o en canales dentro de la masa rocosa y su nivel freático será difícil de identificar.



Ilustración 49 Ciclo hidrológico incidiendo en una masa rocosa.

Con lo anteriormente dicho, cobra evidencia el hecho las mediciones y estudios de campo son imprescindibles para poder tomar en cuenta tanto en el diseño como durante la construcción el efecto del agua. Para esto en campo se hace mediciones tales como la de la permeabilidad y de la presión hidrostática, sirviéndose para ellos de diversos métodos e instrumentos con el objeto de generar la representación gráfica de las aguas subterráneas en una masa rocosa o en una masa de suelo que recibe el nombre de Red de Flujo (véase Ilustración 50).

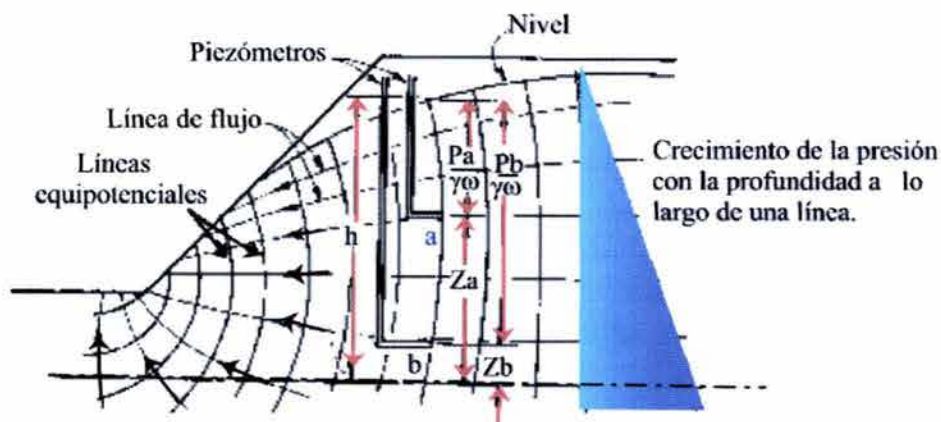


Ilustración 50 Red de flujo.

Las líneas de flujo son las trayectorias que el agua sigue al fluir a través de l material. Las líneas equipotenciales son las líneas que unen los puntos en los cuales la carga h es la misma. Como se indica en la Ilustración 50, el nivel de agua es el mismo en barrenos o en piezómetros que terminan en los puntos a y b de la misma línea equipotencial.

En la actualidad los métodos gráficos tradicionales para construir las redes de flujo han sido superados y sustituidos por los métodos analógicos y numéricos, no obstante, sea cual sea la forma en que se obtengan su importancia es crucial para tener en cuenta el agua.

III.E.2. Determinación de la resistencia al corte (Ref. 17)

Todas las masas de roca contienen discontinuidades tales como capas planas (producto de la foliación), juntas, zonas fracturadas y falladas. En zonas poco profundas, donde los esfuerzos son bajos, las fallas de importancia en la roca intacta son mínimas y el comportamiento de la roca está controlada por los deslizamientos entre las discontinuidades. Para analizar en orden la estabilidad de este sistema de bloques individuales de roca, es necesario entender los factores que controlan la resistencia al corte de las discontinuidades que separan dichos bloques y justo a esas cuestiones están dirigidas las siguientes discusiones.

RESISTENCIA AL CORTE EN SUPERFICIES PLANAS

Supóngase que un número de muestras de roca son obtenidas para pruebas de corte. Cada muestra contiene una capa plana que en todo momento está cementada, en otras palabras, una fuerza de corte tiene que haber sido aplicada a las dos partes del espécimen en determinado momento para separarlas. La superficie es absolutamente plana, no contiene irregularidades u ondulaciones. Como se ilustra en la Figura III.1, en una prueba de corte el espécimen está sujeto a un esfuerzo normal σ_n a la superficie plana, y el esfuerzo cortante τ , requerido para causar un desplazamiento δ , es medido.

El esfuerzo cortante se incrementará rápidamente hasta que el esfuerzo pico es alcanzado. Este corresponde a la suma de la resistencia del material cementante que vincula ambas superficies planas juntas y la resistencia friccional de las superficies. Como el desplazamiento continúa, la resistencia al cortante llega a algún valor residual que después será una constante remanente, uniforme para grandes desplazamientos de corte.

Trazando la resistencia al corte pico y residual para diferentes esfuerzos normales, se obtienen las dos líneas mostradas en la Figura III.1. Para superficies discontinuas planas los puntos experimentales caerán generalmente a lo largo de líneas rectas. La línea de resistencia pico tienen una pendiente ϕ y una intersección de c en el eje de los esfuerzos cortantes. La línea de resistencia residual tienen una pendiente ϕ_r .

La relación entre la resistencia al corte pico τ_p y el esfuerzo normal σ_n puede ser representada por la ecuación de Mohr - Coulomb:

$$\tau_p = c + \sigma_n \tan \phi \quad (3.11)$$

donde c es la cohesión entre las superficies cementadas y ϕ es el ángulo de fricción.

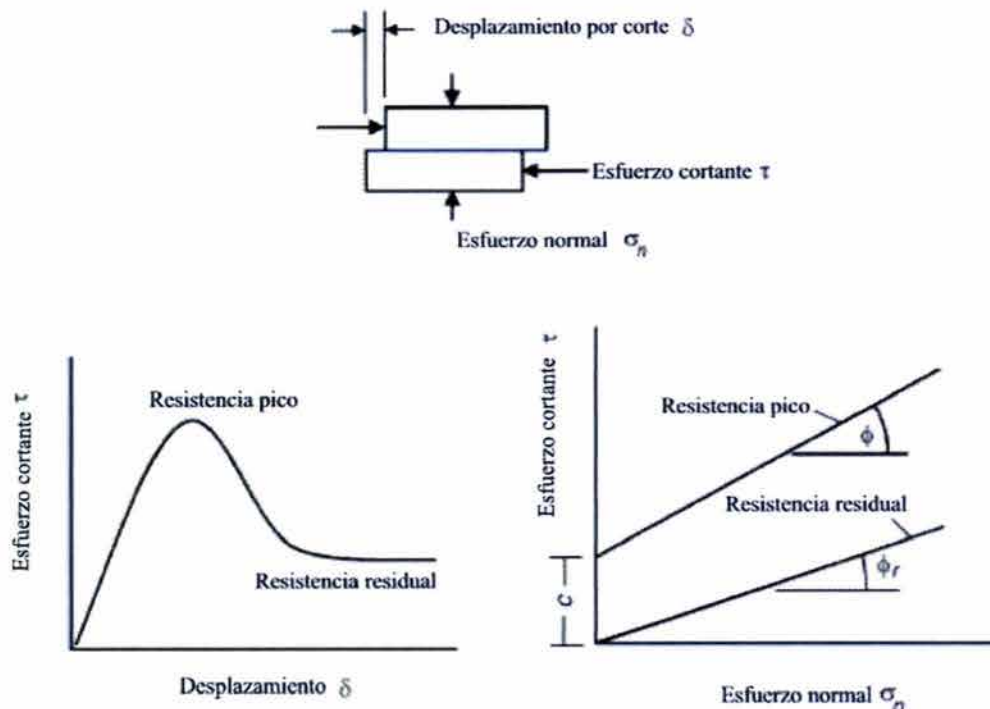


Figura III. 1 Pruebas de corte en discontinuidades. Adaptada de Ref. 17.

En el caso de la resistencia residual, la cohesión c ha descendido a cero y la relación entre ϕ_r y σ_n puede representarse por:

$$\tau_r = \sigma_n \tan \phi_r \quad (3.12)$$

donde ϕ_r es el ángulo de fricción residual.

Este ejemplo ha sido discutido para ilustrar el significado físico del término cohesión, un término de mecánica de suelos, adoptado en la mecánica de rocas. En pruebas de corte en suelos, los niveles de esfuerzo son generalmente de un orden de magnitud menor que los envueltos en pruebas de roca y la cohesión de un suelos es el resultado de la adhesión de las partículas. En mecánica de rocas la cohesión ocurre exactamente cuando tiene lugar una cementación entre la superficies. Sin embargo en muchas aplicaciones prácticas, el término cohesión es usado por conveniencia y está representado con una relación matemática cuantificada para superficies rugosas. Cohesión es simplemente la intersección en el eje de los τ cuando $\sigma_n = 0$.

El ángulo de fricción base ϕ_b es una cantidad que resulta fundamental para la comprensión de la resistencia al corte de superficies de discontinuidad. Éste es aproximadamente igual al ángulo de fricción residual ϕ_r pero es generalmente medido por cortes controlados de la superficie de roca del terreno. Éstas pruebas que pueden

ser realizadas en superficies tan pequeñas (50mm x 50mm) producirán una línea recta definida por la ecuación:

$$\tau_r = \sigma_n \tan \phi_b \quad (3.13)$$

Una máquina típica de pruebas de corte, que puede ser usada para determinar el ángulo de fricción base ϕ_b se ilustra en las Figuras III.2 y III.3., ésta es una máquina muy simple, y el uso de una palanca mecánica asegura que el esfuerzo normal en el espécimen permanezca constante durante toda la prueba.

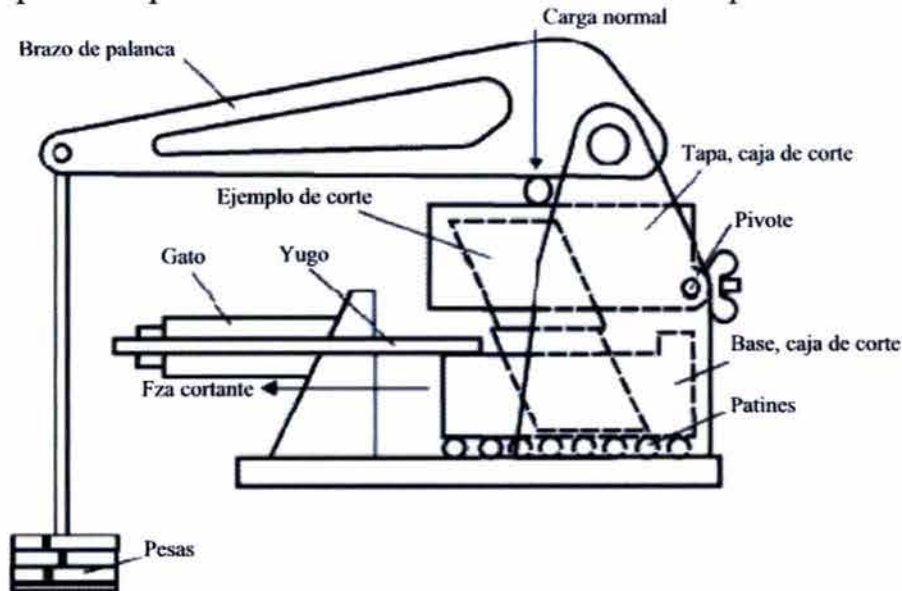


Figura III. 2 Diagrama de la sección transversal de la máquina para pruebas de corte. Ref. 17

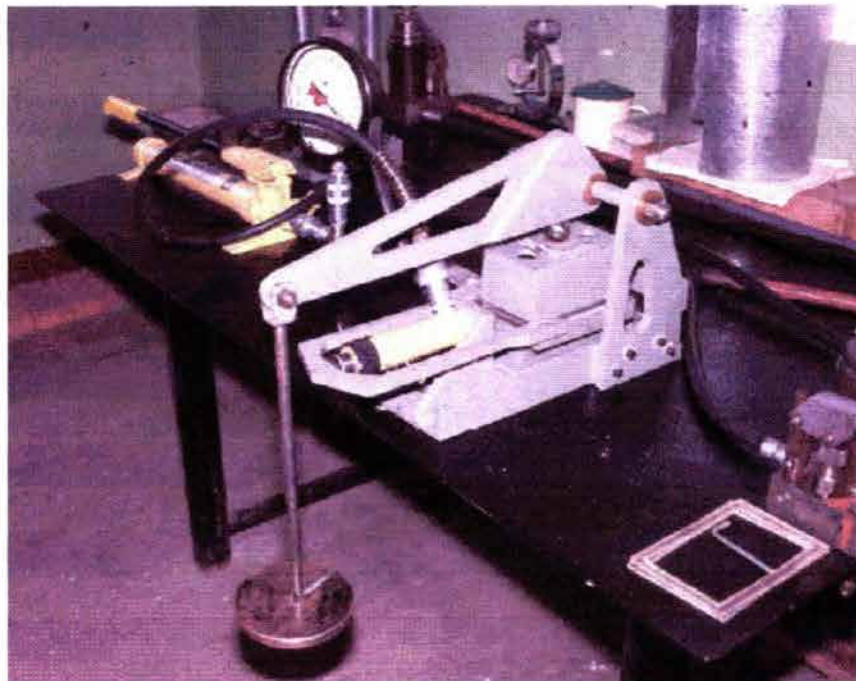


Figura III. 3 Máquina para la medición de la resistencia al corte en superficies de discontinuidades. Ref. 17

Más que para la determinación de la resistencia al corte, hoy en día son llevadas fuera para determinar el ángulo de fricción base, descrito antes, y realizar las correcciones para superficies rugosas como se discutirán más adelante.

La componente de rugosidad que es después sumada a este ángulo de fricción base para dar el ángulo de fricción efectiva, es una cantidad que es específica del sitio y depende de la escala, y es mejor obtenerla por estimación visual en el campo. Prácticas técnicas para obtener estos ángulos de rugosidad estimados son descritas en seguida.

RESISTENCIA AL CORTE DE SUPERFICIES RUGOSAS

Una natural superficie de discontinuidad en roca no es nunca lisa como una superficie serrada (cortada por alguna maquinaria) o del tipo descrito para determinar el ángulo de fricción. Las ondulaciones y asperezas en una superficie de una junta natural tiene una significativa influencia en su comportamiento. Generalmente esta rugosidad de la superficie incrementa la resistencia al corte entre las superficies, y este incremento es extremadamente importante en términos de la estabilidad de excavaciones en roca.

Patton (1966) demostró esta influencia por medio de experimentos en los que hizo pruebas de corte en especímenes con superficies dentadas, tales como se ilustran en la Figura III.4. El desplazamiento δ en estos especímenes ocurría como resultado del movimiento de las superficies hacia arriba de las superficies inclinadas, causando dilatación –un incremento de volumen– en el espécimen.

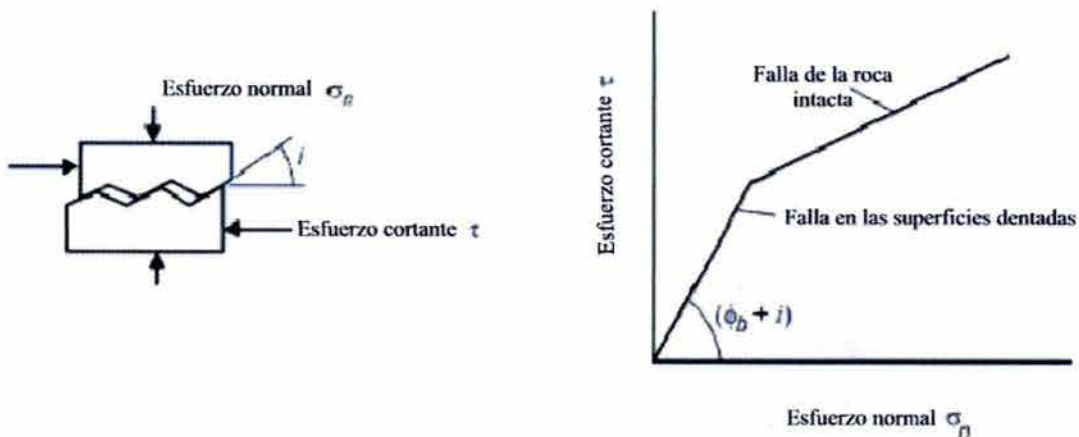


Figura III. 4 Experimento de Patton en especímenes con superficies dentadas. Adaptada de Ref. 17

La resistencia al corte de Patton en especímenes con superficies dentadas puede ser representada por:

$$\tau = \sigma_n \tan(\phi_b + i) \quad (3.14)$$

donde ϕ_b es el ángulo de fricción base e i es el ángulo de la superficie de los dientes.

ESTIMACIÓN DE LA RESISTENCIA AL CORTE SEGÚN BARTON

La Ecuación (3.14) es válida en esfuerzos normales bajos donde el desplazamiento por corte es debido al deslizamiento a lo largo de la inclinación de las superficies. Bajo altos esfuerzos normales, la resistencia del material intacto debe ser sobrepasada y los dientes tienden a romperse, resultando en un comportamiento que está más estrechamente relacionado a la resistencia del material intacto que a las características friccionantes de las superficies.

Aunque Patton tuvo el mérito de aproximarse de manera muy simple, no refleja en realidad los cambios en la resistencia al corte con incremento de esfuerzos normales que son graduales antes que abruptos. Barton y sus colaboradores (1973, 1976, 1977, 1990) estudiaron el comportamiento de juntas en roca natural y propusieron que la Ecuación (3.14) puede ser escrita de la siguiente forma:

$$\tau = \sigma_n \tan \left(\phi_b + JRC \log_{10} \left(\frac{JCS}{\sigma_n} \right) \right) \quad (3.15)$$

done JRC es el coeficiente de rugosidad de la junta y JCS es el coeficiente que mide la dureza de la pared o superficie.

ESTIMACIÓN EN CAMPO DEL JRC

El JRC (Joint Roughness Coefficient) es un número que puede estimarse por comparación de la apariencia de las discontinuidades al compararlas con perfiles estándar publicados por Barton et al. Una de las plantillas más usuales, publicada por Barton y Choubey (1977) está reproducida en la Figura III. 5.

La apariencia de la discontinuidad es comparada usualmente con los perfiles mostrados y el valor de JRC corresponde al del perfil más aproximado que se elija. En el caso de especímenes de pequeña escala o de laboratorios, la escala de la superficie de rugosidad será aproximadamente igual a la de los perfiles ilustrados. Sin embargo en el campo la longitud de las superficies de interés pueden ser de varios metros o de decenas de metros y el valor de JRC debe ser estimado por la escala total de la superficie. Si este es el caso, se ofrece un método alternativo, ilustrado en la Figura III.6 y que no requiere de más explicación.

ESTIMACIÓN DEL JCS EN CAMPO

Los métodos sugeridos para la estimación del JCS (Join Wall Compressive Stregth) fueron publicados por el ISRM en 1978. el uso de la prueba de Schmidt para estimar el JCS fue propuesto por Deere y Miller (1966) , como lo ilustra la Figura III.7 que no necesita de más explicación.

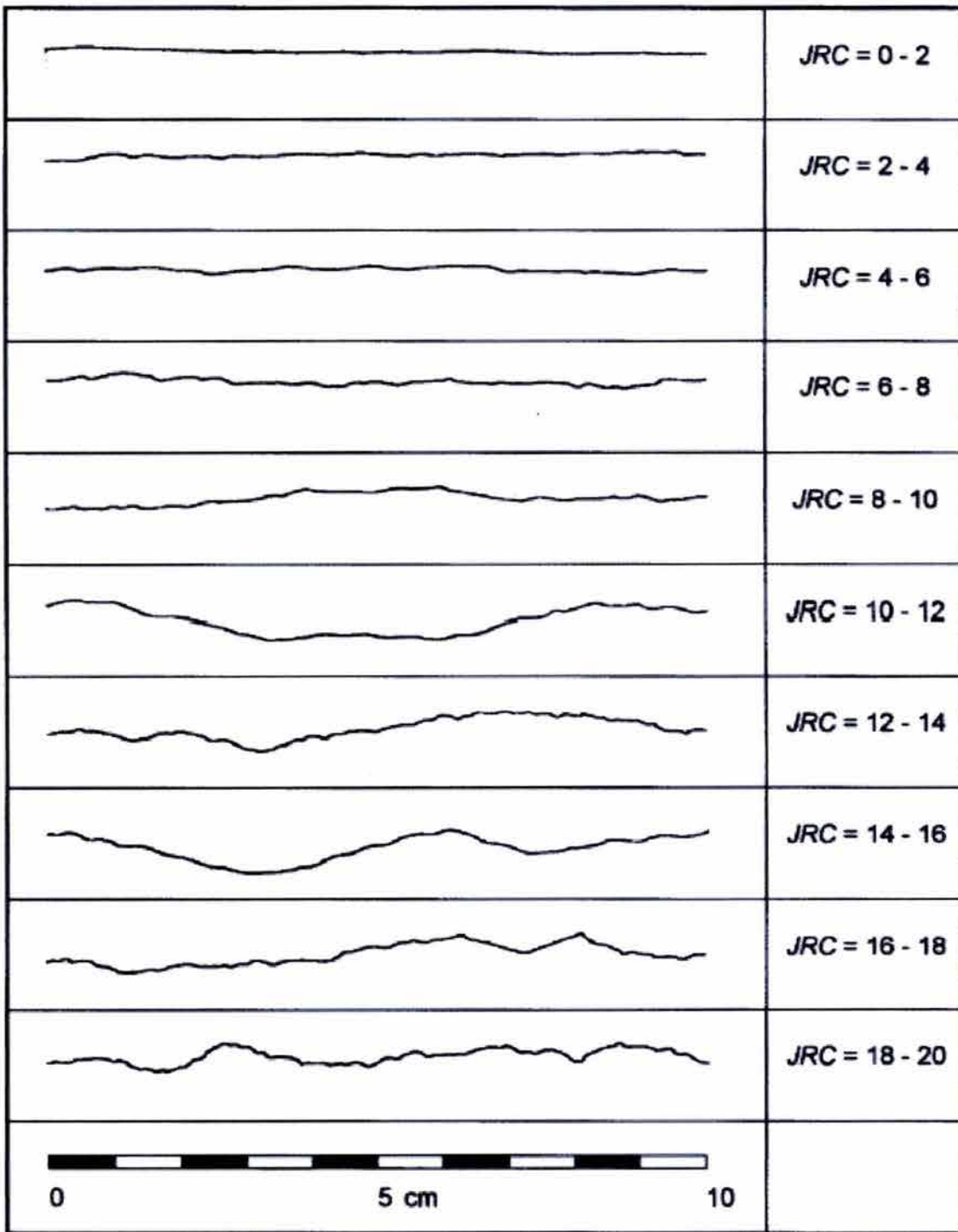


Figura III. 5 Perfiles de rugosidad y su correspondiente JRC. Ref. 17

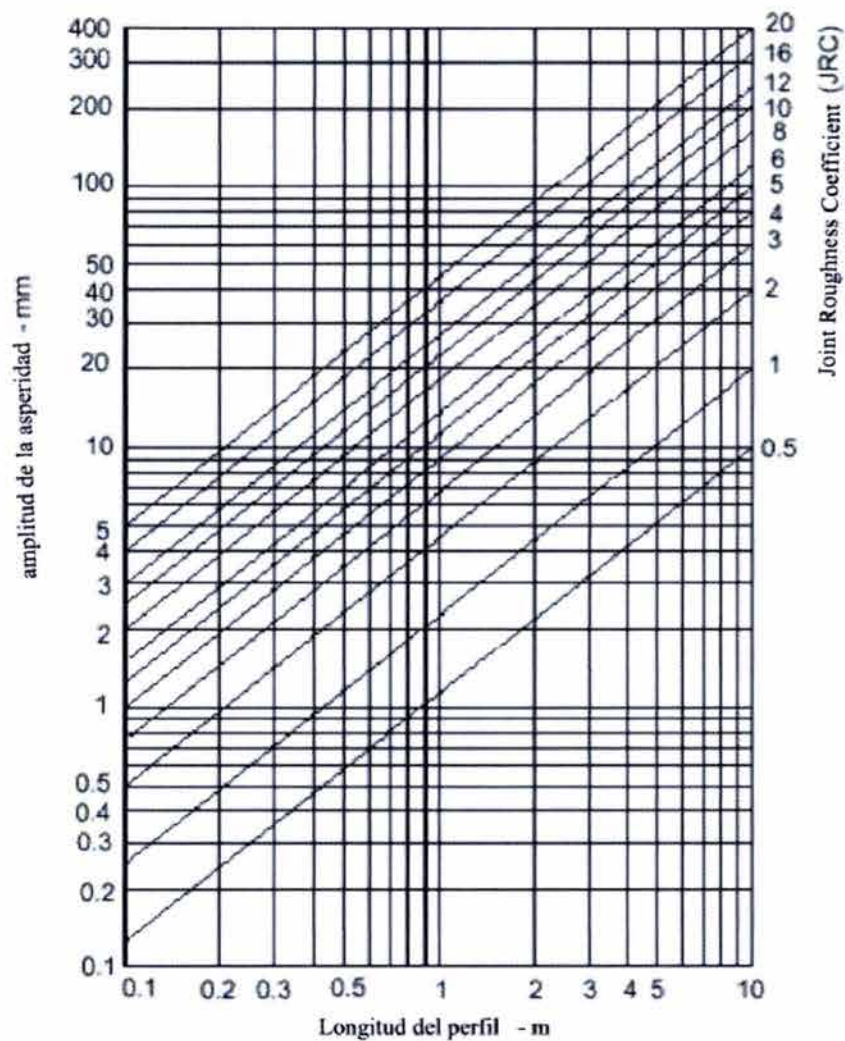
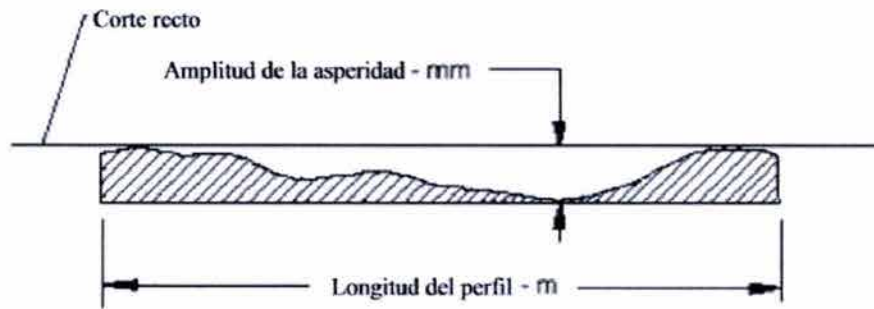


Figura III. 6 Método alternativo para la estimación del JRC de superficies rugosas. Ref. 17

Dispersión promedio de la resistencia para las rocas más comunes - MPa

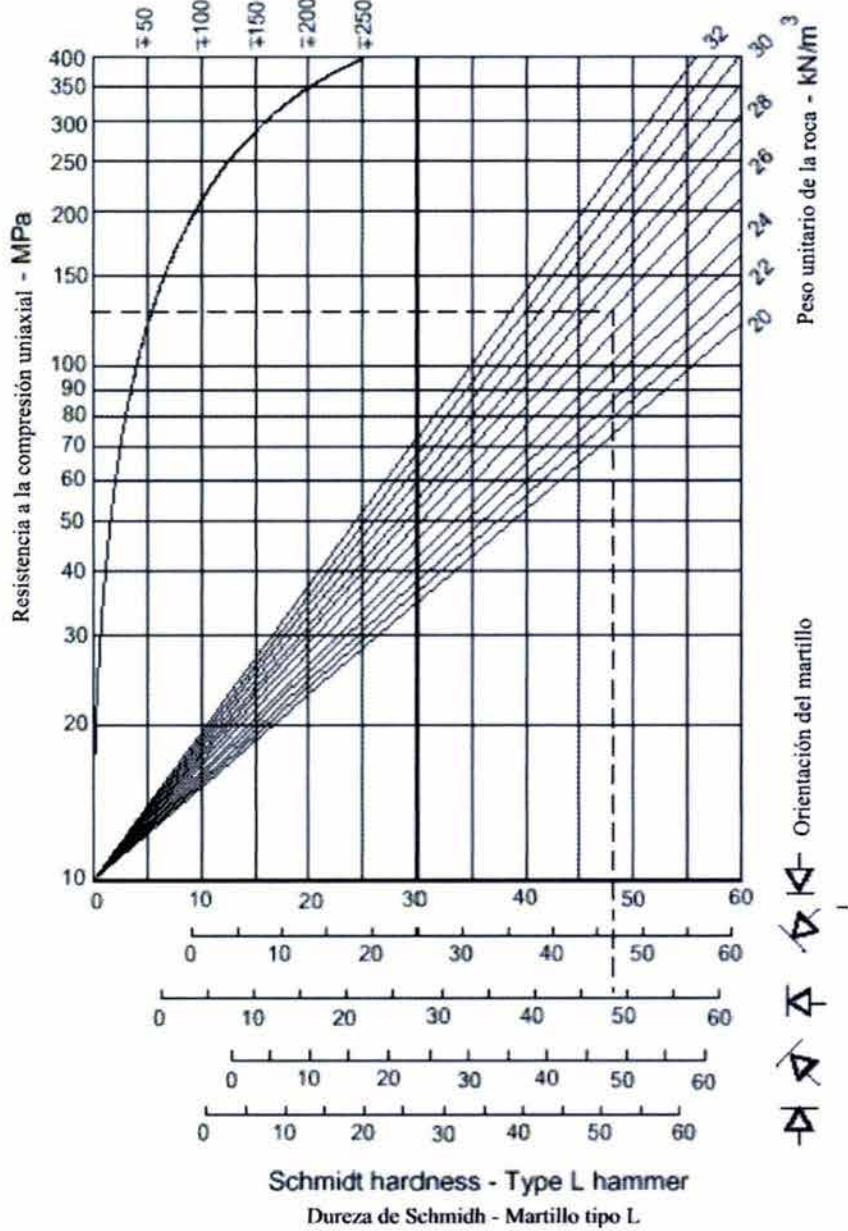


Figura III. 7 Estimación del Joint Wall Compressive Strength de Schmidt. Ref. 17

INFLUENCIA DE LA ESCALA EN EL JRC Y JCS

En base a una extensa investigación, Barton y Bandis (1982) propusieron la corrección de escala para el JRC, definida por la siguiente relación:

$$JRC_n = JRC_o \left(\frac{L_n}{L_o} \right)^{-0.02JRC_o} \quad (3.16)$$

donde JRC_o y L_o (longitud) se refieren a las muestras a escala del laboratorio de 100mm y JRC_n y L_n se refieren al tamaño in situ de los bloques.

Porque de la gran posibilidad de debilitamiento en una gran superficie, es probable que el promedio de la dureza (JCS) de las paredes de las juntas se incremente con el incremento de la escala, Barton y Bandis (1982) propusieron la corrección por efecto de escala para el JCS definida por la siguiente relación:

$$JCS_n = JCS_o \left(\frac{L_n}{L_o} \right)^{-0.03JRC_o} \quad (3.17)$$

donde JCS_o y L_o están referidos a muestras a escala de 100mm y JCS_n y L_n se refieren al tamaño in situ de los bloques.

RESISTENCIA AL CORTE EN DISCONTINUIDADES RELLENAS

La discusión presentada en la sección anterior fue para la resistencia al corte de las discontinuidades en que el contacto entre las paredes ocurre sobre la totalidad de la superficie en consideración. Esta resistencia al corte puede ser drásticamente cuando parte o la totalidad de las superficies no están en íntimo contacto, porque están cubiertas por materiales finos como la arcilla.

Para superficies planas, como en las capas planas en roca sedimentaria, una delgada cubierta de arcilla llevará a una reducción significativa de la resistencia al corte.

Para una junta ondulada o rugosa, el espesor del material de relleno tienen que ser más grande que la amplitud de las ondulaciones antes que la resistencia sea reducida a la del material de relleno.

Barton (1974) estudió este fenómeno y un resumen de su artículo original se muestra en la Tabla III. E.1.

Donde un espesor significativo de arcilla o determinado relleno tiene lugar en las masas de roca y donde la resistencia al corte de los materiales que rellenan las juntas probablemente jueguen un rol importante en la estabilidad de la masa rocosa, es recomendable que muestras del material sean sometidos a pruebas de laboratorio para conocer mejor sus propiedades.

COHESIÓN Y FRICCIÓN INSTANTÁNEAS

Debido al desarrollo histórico de la Mecánica de Rocas, muchos de los análisis, usados para el cálculo de factores de seguridad contra el deslizamiento son expresados en términos de la cohesión c y el ángulo de fricción ϕ de Mohr – Coulomb, definidos en la Ecuación (3.11). desde la década de los 70s se sabe que la relación entre la resistencia al corte y el esfuerzo normal es más aproximada a una relación no lineal como la propuesta por Barton (1973). Aunque debido a que esta relación (Ecuación 3.15) no está expresada en términos de c y ϕ , es necesario algún mecanismo para la estimación de la cohesión equivalente y ángulo de fricción de ecuaciones como esa propuesta por Barton.

Roca	Descripción	Pico c' (MPa)	Pico ϕ°	Residual c' (MPa)	Residual ϕ°
Basalto	Brecja arcillosa basáltica, amplia variación del contenido de arcilla a basalto	0.24	42		
Bentonita	Bentonita inmersa en cal Capas delgadas Pruebas triaxiales	0.015 0.09-0.12 0.06-0.1	7.5 12-17 9-13		
Esquisto bentonítico	Pruebas triaxiales Pruebas de corte directo	0-0.27	8.5-29	0.03	8.5
Arcillas	Sobre – consolidadas, deslizantes, juntas y fisuras menores	0-0.18	12-18.5	0-0.003	10.5-16
Esquisto arcilloso	Pruebas triaxiales Superficies de estratificación	0.06	32	0	19-25
Roca de carbón	Capas de milonita, de 10 a 25 mm	0.012	16	0	11-11.5
Dolomita	Capas alteradas, ± 150 mm de espesor	0.04	14.5	0.02	17
Diorita, granodiorita and porfírita	Arcilla (2% arcilla, IP = 17%)	0	26.5		
Granito	Fallas rellenas de arcilla Fallas rellenas de marga arenosa Zonas tectónicas de falla, esquisto y granito deshecho, roca desintegrada y molida	0-0.1 0.05 0.24	24-45 40 42		
Grewbaca	1-2mm de arcilla en capas planas			0	21
Limolita	Capas de arcilla de 6mm Relleno de arcilla de 10-20mm Relleno de arcilla <1mm	0.1 0.05-0.2	13-14 17-21	0	13
Limolita, marga y lignita	Capas de lignita Contacto lignita/marga	0.08 0.1	38 10		
Limolita	Juntas de marga, de 20mm de espesor	0	25	0	15-24
Lignita	Capas de lignita y arcilla	0.014-0.03	15-17.5		
Montmorilonita Bentonita	Capas de 80 mm de bentonita (montmorilonita) Arcilla inmersa en cal	0.36 0.016-0.02	14 7.5-11.5	0.08	11
Esquisto, cuarcita y esquistos silíceos	Rellenos de arcilla de 10 – 15mm de espesor Estratificación con capas delgadas de arcilla Estratificación con capas gruesas de arcilla	0.03-0.08 0.61-0.74 0.38	32 41 31		
Pizarras	Finamente laminadas y alteradas	0.05	33		
Cuarzo /caolinita/ pirolucita	Pruebas triaxiales remoldeadas	0.042-0.09	36-38		

Tabla III.E. 1 Resistencia al corte de discontinuidades rellanas y materiales de relleno. Ref. 17

La Figura III.8 da las definiciones de la cohesión instantánea (c_i) y el ángulo de fricción instantáneo (ϕ_i) para un esfuerzo normal σ_n . Estas cantidades están dadas por la intersección y la pendiente respectivamente, de la tangente que relaciona los esfuerzos cortantes con los esfuerzos normales. Estas cantidades pueden ser usadas para análisis de estabilidad en que el criterio de Mohr - Coulomb es aplicado, dado que el esfuerzo normal es razonablemente aproximado al valor usado para definir el punto de tangencia.

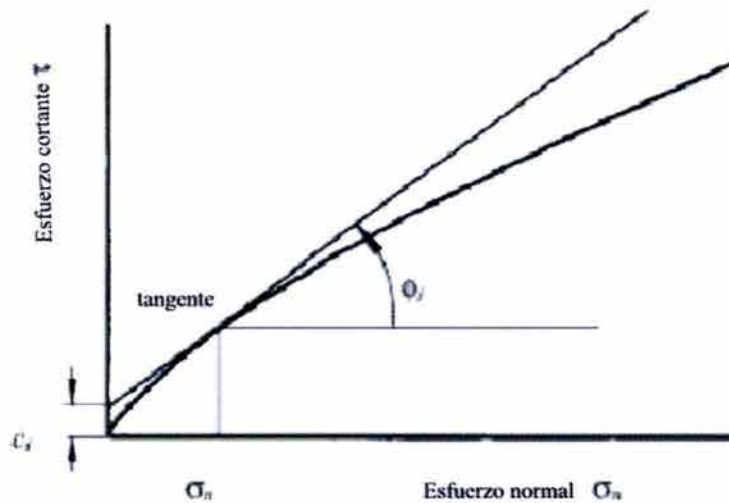


Figura III. 8 Definición de cohesión y ángulo de fricción instantáneos en una relación no lineal. Adaptada de Ref. 17

En una típica aplicación práctica, un programa (Spreadsheet) puede ser usado para resolver la Ecuación (3.15) y para calcular los valores de la cohesión y fricción instantáneos para un rango de valores de esfuerzos normales.

Una parte de los resultados arrojados por el programa se muestran en la Ilustración 50.

Note que la Ecuación (3.15) no es válida para $\sigma_n = 0$ y esto se limita, para tener un medio práctico, por $\phi_b + JRC \log_{10}(JCS / \sigma_n) > 70^\circ$. Éste límite puede ser usado para determinar un valor mínimo de σ_n . Un límite superior para σ_n está dado por $\sigma_n = JCS$.

En los resultados mostrados en la Ilustración 51, el ángulo de fricción instantánea ϕ_i , para un esfuerzo normal σ_n , ha sido calculado de la relación:

$$\phi = \arctan\left(\frac{\delta\tau}{\delta\sigma_n}\right) \quad (3.18)$$

La cohesión instantánea es calculada de:

$$c_i = \tau - \sigma_n \tan \phi_i \quad (3.19)$$

En la selección de los valores de c_i y ϕ_i para usar en una aplicación particular, el promedio de esfuerzos normales σ_n actuando en los planos de discontinuidad deben ser estimados y usados para determinar la fila apropiada en el Spreadsheet. Para muchos problemas prácticos en el campo, un único valor promedio de σ_n será suficiente pero, donde se crea que existen problemas críticos de estabilidad, ésta selección debe hacerse para cada superficie de discontinuidad importante.

Barton shear failure criterion

Input parameters:

Basic friction angle (PHIB) - degrees	29
Joint roughness coefficient (JRC)	16.9
Joint compressive strength (JCS)	96
Minimum normal stress (SIGNMIN)	0.360

Normal stress (SIGN) MPa	Shear strength (TAU) MPa	dTAU dSIGN (DTDS)	Friction angle (PHI) degrees	Cohesive strength (COH) MPa
0.360	0.989	1.652	58.82	0.394
0.720	1.538	1.423	54.91	0.513
1.440	2.476	1.213	50.49	0.730
2.880	4.073	1.030	45.85	1.107
5.759	6.779	0.872	41.07	1.760
11.518	11.344	0.733	36.22	2.907
23.036	18.973	0.609	31.33	4.953
46.073	31.533	0.496	26.40	8.666

Cell formulae:

$$\text{SIGNMIN} = 10^{((\text{LOG}(\text{JCS}) - (70 - \text{PHIB}) / \text{JRC}))}$$

$$\text{TAU} = \text{SIGN} * \text{TAN}((\text{PHIB} + \text{JRC} * \text{LOG}(\text{JCS} / \text{SIGN})) * \text{PI}() / 180)$$

$$\text{DTDS} = \text{TAN}((\text{JRC} * \text{LOG}(\text{JCS} / \text{SIGN}) + \text{PHIB}) * \text{PI}() / 180) - (\text{JRC} / \text{LN}(10)) * (\text{TAN}((\text{JRC} * \text{LOG}(\text{JCS} / \text{SIGN}) + \text{PHIB}) * \text{PI}() / 180) ^ 2 + 1) * \text{PI}() / 180$$

$$\text{PHI} = \text{ATAN}(\text{DTDS}) * 180 / \text{PI}()$$

$$\text{COH} = \text{TAU} - \text{SIGN} * \text{DTDS}$$

Ilustración 51 Resultados arrojados por el programa Spreadsheet. Ref. 17

PROPIEDADES TÍPICAS DE ROCAS Y SUELOS							
		Densidad γ	Angulo de fricción ϕ		Cohesión c		
Tipo de material		Kg/m ³	Material	(°)	Material	Kg/m ²	
Carentes de cohesión	Arena	Gruesa y seca	1440	Compactada, bien graduada, uniforme	40 – 45		
		Fina y seca	1600		40 – 45		
		Húmeda	1840	Uniforme, gruesa, arena fina media o arena limosa.	35 – 40		
		Muy húmeda	1920	Arena suelta bien graduada Arena fina seca	35 – 40 30 – 35		
	Grava	Común mezclada	1760	Mezclada común	35 – 45		
		De río	2240	Grava	40		
		Ripio suelto	1840	Arenosa compactada	40 – 45		
		Arenosa	1920	Arenosa suelta	30 · 35		
	Roca de	Granito	1600 – 2000	Roca quebrada o triturada	35 – 45		
		Basalto y dolomita	1760 – 2240	Creta quebrada	35 – 45		
Calizas y areniscas		1280 – 1920	Pizarra quebrada	30 · 35			
Creta		1000 – 1280					
Pizarra		1600 · 2000					
Cohesivas	Arcilla	Seca	1760	Boleo arcilloso seco	30	Boleo arcilloso seco muy tieso	17600
		Mojada, drenada	1840	Boleo arcillo mojado, drenado	40	Arcilla esquis- tosa dura	14600
		Húmeda	1920	Arcillita tiesa	10 – 20	Arcillita tiesa	9800
		Tierra arenosa	1600	Arcillita suave	5 – 7	Arcillita firme	4900
		Marga	1760	Salbanda	10 – 20	Arcillita suave	2400
		Con grava	2000	Calcita proveniente de la zona de esfuerzos cortantes Arcillita de zona de falla en Pizarra	20 – 27 14 · 22		
	Sobrecapa	Capa superior de suelo	1360	Suelo de la capa superior	30 · 35	Suelo de la capa superior	490 – 4900
		Suelos seco	1440				
		Suelo húmedo	1600				
		Suelo mojado	1680				
	Masa rocosa	Granito	2614	Granito	30 – 50	Masa rocosa dura (granito, porfirita, etc)	9800 – 30000
		Cuarcita	2614	Cuarcita	30 – 45		
		Arenisca	1950	Arenisca	30 – 45		
Caliza		2160	Caliza	30 – 50	Masa de caliza o arenisca	4900 – 14000	
Porfirita		2580	Porfirita	30 – 40			
Lutita		2400	Lutita	27 – 45	Lutita o masa rocosa suave	2400 · 9800	
Creta	1760	Creta	30 – 40				

Tabla III.E. 2 Parámetros más comunes de las rocas y suelos típicos. Ref. 16

III.F. Métodos de cálculo para la estabilidad de taludes en roca^(Ref. 16)

En este apartado se describirán los métodos básicos que tratan los cuatro principales tipos de falla que se suelen presentar en las masas rocosas, la falla plana, falla de cuña, falla circular y el vuelco. Éstos métodos de cálculo se describirán solo en su esencia básica, es decir, sin llegar a hacer un análisis profundo de cada caso, puesto que rebasaría el alcance del presente trabajo.

III.F.1. Falla plana

La falla plana es un fenómeno relativamente raro en los taludes de roca, pues pocas son las veces en que ocurren al mismo tiempo las condiciones geométricas que se requieren para producirla. La falla de cuña es más frecuente y muchos ingenieros especializados en taludes de roca tratan la falla plana como un género de la falla de cuña.

Para que ocurra un deslizamiento sobre un solo plano, es preciso que se satisfagan las siguientes condiciones geométricas (véase Figura III.9):

- El plano sobre el cual ocurre el deslizamiento debe tener necesariamente un echado paralelo o casi paralelo (de $\pm 20^\circ$ aproximadamente) a la cara del talud.
- El plano de falla tiene que aflorar en la cara del talud. Eso significa que su buzamiento deberá ser menor que el buzamiento de la cara del talud.
- El echado del plano de falla debe ser mayor que el ángulo de fricción en dicho plano.
- También deben de existir en la masa rocosa superficies de liberación que no opongan resistencia al deslizamiento. Éstas superficies de liberación definen los límites laterales del deslizamiento.

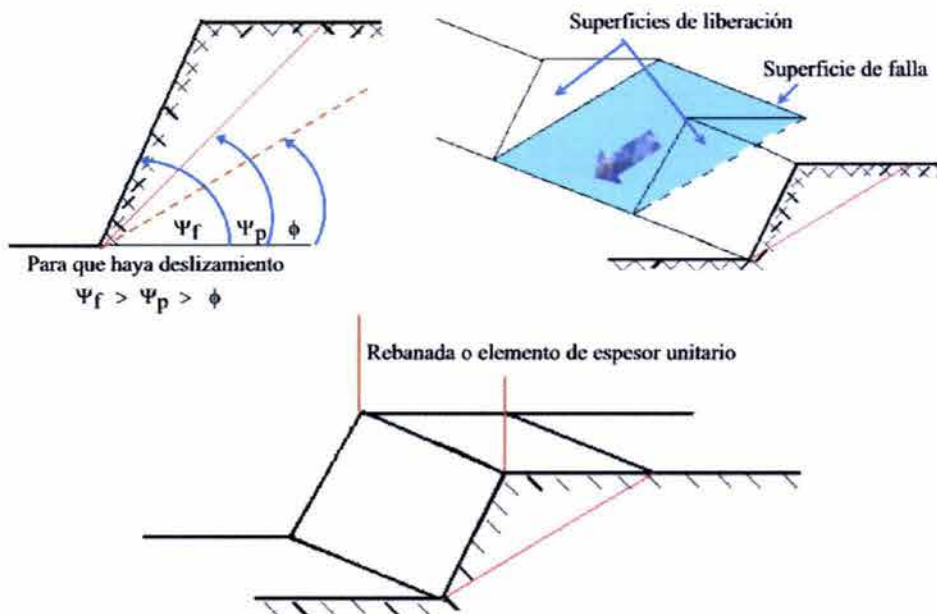
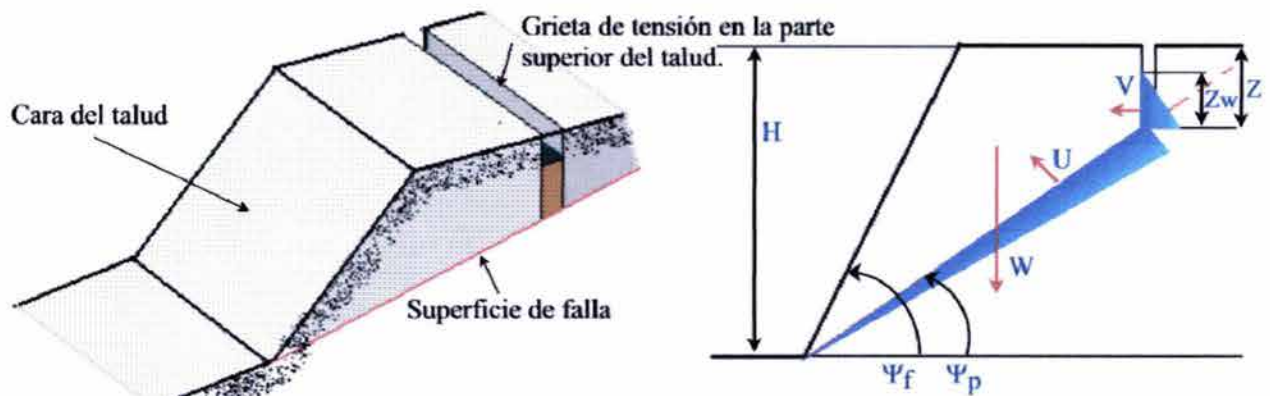


Figura III.9 Condiciones geométricas para la falla plana.

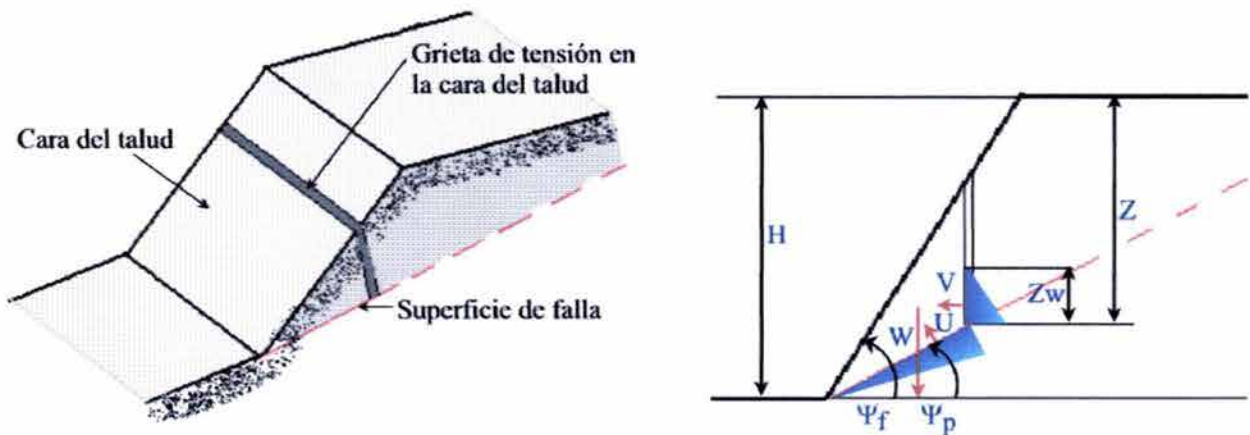
La configuración geométrica del talud considerado en este análisis se define en la Figura III.10. Cabe hacer notar que son dos los casos a analizar, el de un talud que tienen una grieta de tensión en su parte superior y el de un talud con una grieta de tensión en la cara.

La transición de un caso al otro ocurre cuando la grieta de tensión coincide con la cresta del talud, esto es, cuando:

$$Z/H = 1 - \text{Cot}\Psi_f \text{Tang}\Psi_p \quad (3.20)$$



a) Configuración geométrica de un talud con grieta de tensión en la parte superior.



b) Configuración geométrica de un talud con grieta de tensión en la cara.

Figura III.10 Configuración geométrica de un talud que presente falla plana.

Para los fines de este análisis se supone lo siguiente:

- Tanto la superficie de deslizamiento como la grieta de tensión tienen un echado paralelo al de la cara del talud.
- La grieta de tensión es vertical y contienen una columna de agua de altura Z_w .
- El agua entra en la superficie de deslizamiento por la base de la grieta de tensión y escurre a lo largo de esta superficie hasta escapar a la presión atmosférica por el plano de falla donde aflora en la cara del talud.
- Las fuerzas W (peso del bloque que desliza), U (subpresión debido a la presión del agua en la superficie de deslizamiento) y V (fuerza debida a la presión

hidrostática en la grieta de tensión) actúan a través del centroide de la masa que deslizan, es decir, se supone que no inducen momentos que produzcan rotación del bloque, pues en el caso de haberlos, éstos adquieren valores muy pequeños, sin embargo, en taludes muy escarpados debe de tenerse en cuenta la posibilidad de un volteo.

- e) La resistencia al corte de la superficie de deslizamiento se define por la cohesión c y el ángulo de fricción ϕ , relacionados por la ecuación de Mohr Coulomb, como se mostró en páginas anteriores.
- f) Se considera una rebanada de espesor unitario y se supone que hay superficies de liberación, de manera que no hay resistencia al deslizamiento en los límites laterales de la falla.

El factor de seguridad para este talud se calcula de la misma manera que para el bloque en un plano inclinado. Así, en este caso, el factor de seguridad está dado por la fuerza que se opone al deslizamiento dividido por la fuerza que tiende a inducirlo, esto es:

$$F_s = \frac{cA(W \cdot \text{Cos}\Psi_p - U - V \cdot \text{Sen}\Psi_p) \text{Tan}\phi}{W \cdot \text{Sen}\Psi_p + V \text{Cos}\Psi_p} \quad (3.21)$$

donde, con base en la Figura III.10, se sabe que:

$$A = (H - Z) \text{Cos}\Psi_p \quad (3.22)$$

$$U = \frac{1}{2} \gamma_w Z_w (H - Z) \cdot \text{Csc}\Psi_p \quad (3.23)$$

$$V = \frac{1}{2} \gamma_w Z_w^2 \quad (3.24)$$

Para la grieta de tensión en la parte superior del talud, parte *a* de la Fig.III.10:

$$W = \frac{1}{2} \gamma H^2 \left[\left(1 - \left(\frac{Z}{H}\right)^2\right) \text{Cot}\Psi_p - \text{Cot}\Psi_f \right] \quad (3.25)$$

Para el caso de la grieta de tensión en la cara del talud, se tiene:

$$W = \frac{1}{2} \gamma H^2 \left[\left(1 - \frac{Z}{H}\right)^2 \text{Cot}\Psi_p \left(\text{Cot}\Psi_p \text{Tan}\Psi_f - 1 \right) \right] \quad (3.26)$$

Cuando se conocen las configuraciones geométricas del talud y la profundidad del agua en la grieta de tensión, calcular el factor de seguridad es una cuestión realmente sencilla. Sin embargo, hay ocasiones en que es necesario comparar varias configuraciones, diferentes alturas o profundidades del agua y también, la influencia de varias resistencias al corte. En casos de este tipo la solución de las Ecuaciones 3.24 a 3.26 puede ser tediosa, por lo que existe un método que simplifica los cálculos al transformar éstas ecuaciones en expresiones adimensionales, permitiendo la generación de gráficas que facilitan la obtención del factor de seguridad. Éste método está descrito en la Ref.(17), para aquellos que deseen profundizar en el tema.

Como hemos visto, las aguas subterráneas tienen una influencia marcada sobre la estabilidad de los taludes, y en base a esta idea se pueden acotar determinados casos y comentar de manera general los aspectos que adquiere cada uno de ellos.

- a) En el caso de Taludes Secos, siendo el caso más sencillo el de un talud totalmente drenado, no hay presión hidrostática ni en la grieta de tensión ni subpresión en la superficie de deslizamiento, de manera que la ecuación 3.21 se reduce a:

$$F_s = \frac{cA + W \cdot \text{Cos}\Psi_p \cdot \text{Tan}\phi}{W \cdot \text{Sen}\Psi_p} \quad (3.27)$$

- b) Este caso es aquel en el que el agua existe solo en la grieta de tensión. Ésta condición se puede presentar tras un largo período de estiaje, cuando una lluvia abundante provoque un incremento rápido de la presión hidrostática generada durante e inmediatamente después de las lluvias, en otras palabras $U = 0$, o sea:

$$F_s = \frac{cA(W \cdot \text{Cos}\Psi_p - V \cdot \text{Sen}\Psi_p) \text{Tan}\phi}{W \cdot \text{Sen}\Psi_p + V \text{Cos}\Psi_p} \quad (3.28)$$

- c) Otro caso se presenta cuando el agua se hace presente tanto en la grieta de tensión como en la superficie de deslizamiento, por lo que coexisten U y V . Éste caso es el más general, el mismo del cual se partió para obtener la Ecuación (3.21).
- d) Una caso extremo sería un talud saturado con recarga abundante. Éste puede suceder si la masa rocosa está sumamente fracturada y se vuelve relativamente permeable, dado que podría ocurrir un patrón de aguas subterráneas como en un sistema poroso. Para estas condiciones es necesaria la construcción de redes de flujo, y la distribución de presiones hidrostáticas obtenidas se utiliza para calcular los factores de seguridad.

Los casos comentados son sencillamente fáciles de tratar, suponiendo que la posición de la grieta de tensión se conoce por que su traza es visible en la superficie o en la cara del talud, y que su profundidad se puede establecer mediante la construcción de un corte transversal preciso, de manera que, cuando se ignora la posición de la grieta de tensión, es necesario considerar su ubicación probable y su estudio se torna más complejo (Ref. 17).

III.F.2. Falla de cuña

El caso a tratar ahora es la falla de los taludes en que los elementos estructurales (discontinuidades) sobre los cuales pueden ocurrir deslizamientos tienen un rumbo que corta a través de la cresta del talud, y donde los deslizamientos ocurren a lo largo de la línea de intersección de dos de estos planos.

La mecánica fundamental de la falla, que consiste del deslizamiento de una cuña a lo largo de la línea de intersección de dos discontinuidades planares; se tratará de una manera sencilla, por lo que es preciso hacer notar que las ecuaciones que se presentan para ilustrar los aspectos mecánicos son de valor práctico muy restringido dado que las variables que se usan para definir la configuración geométrica de una cuña no se pueden medir fácilmente en el campo. En consecuencia, una parte de esta sección trata los análisis de la estabilidad en términos de los echados y de las direcciones de los echados de los planos de discontinuidad y de la cara del talud.

En la Ilustración 52 se observa que aparecen las discontinuidades planas totales que normalmente se suponen en el tratamiento analítico del problema, pero pueden existir conjuntos de elementos estructurales cercanos entre sí que traen consigo una serie de dificultades de índole práctica para su estudio, por lo que la experiencia de los ingenieros o geólogos cobra importancia.



Ilustración 52 Falla de cuña controlada por la intersección estructural de dos planos de discontinuidad. (Ref 17)

En la Figura III.11 se aprecia una vista en perfil, en base a la cual se puede ver la dirección en que actúan las componentes de la fuerza que tiene lugar en la cuña debido a su propio peso.

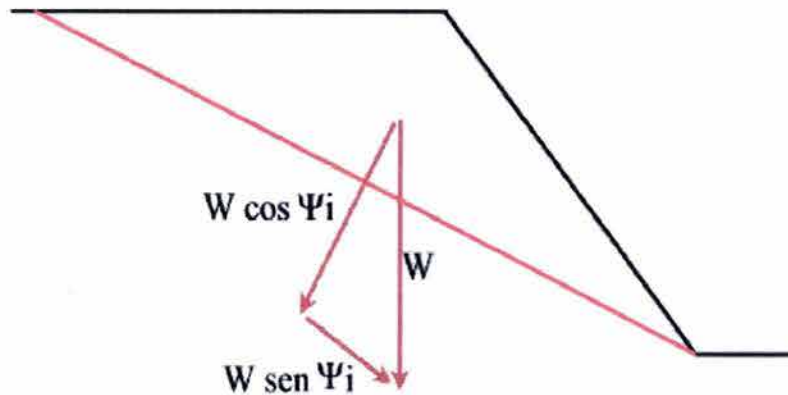


Figura III. 11 Vista en perfil de una cuña.

La configuración geométrica de la cuña se define en la Figura III.13 de manera que permite el análisis de los elementos mecánicos fundamentales del deslizamiento.

Como en el caso de la falla plana, una condición para el deslizamiento se define por $\Psi_{fi} > \Psi_i > \phi$, donde Ψ_{fi} es la inclinación de la cara del talud, medida en ángulo recto respecto a la línea horizontal que interseca la base del talud, y Ψ_i es el echado de la línea de intersección.

Bajo la suposición de que al deslizamiento se opone únicamente la fricción y que el ángulo de fricción ϕ es el mismo para ambos planos, el factor de seguridad de la cuña definida en la Figura III.13 lo expresa:

$$Fs = \frac{(R_a + R_b) \tan \phi}{W \cdot \text{Sen} \Psi_i} \quad (3.29)$$

donde R_a y R_b son las reacciones normales proporcionadas por los planos A y B como se muestra en la Figura III.12.

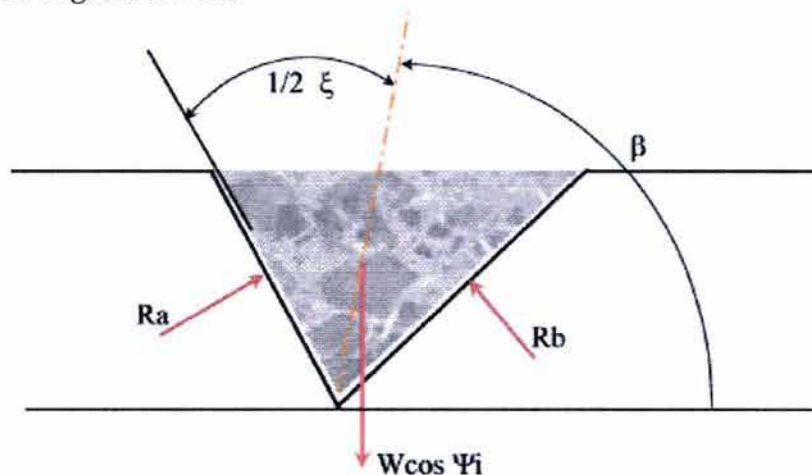


Figura III. 12 Vista frontal a la línea de intersección.

Con el fin de obtener R_a y R_b se obtienen las ecuaciones de equilibrio horizontal y vertical, según la línea de intersección. Así

$$R_a \cdot \text{sen}(\beta - \xi/2) = R_b \cdot \text{sen}(\beta + \xi/2) \quad (3.30)$$

$$R_a \cdot \cos(\beta - \xi/2) - R_b \cdot \cos(\beta + \xi/2) = W \cdot \cos \Psi_i \quad (3.31)$$

Resolviendo para la suma de R_a y R_b se obtiene:

$$R_a + R_b = \frac{W \cdot \cos \Psi_i \cdot \text{sen} \beta}{\text{sen}(\xi/2)} \quad (3.32)$$

que al sustituir en la Ecuación 3.29, se obtiene:

$$F_{s_p} = \frac{W \cos \Psi_i \text{sen} \beta}{\text{sen}(\xi/2)} \times \frac{\tan \phi}{\tan \Psi_i} \quad (3.33)$$

En otras palabras, se puede decir que:

$$F_w = K \cdot F_{s_p} \quad (3.34)$$

en donde F_w es el factor de seguridad de una cuña que se sostiene únicamente por la fricción y F_{s_p} es el factor de seguridad de una falla de plano en la cual la cara del talud está inclinada según Ψ_i .

K es el factor de la cuña que, como se ve en la ecuación 3.33, depende tanto del ángulo de inclinación de cada plano como el de la inclinación de la cuña. En la Figura III.14 pueden observarse los valores del factor K de cuña, para una gama de valores de β y de ξ .

Como se indica en el estereodiagrama de la Figura III.13, la medición de los ángulos β y ξ pueden llevarse a cabo sobre el círculo mayor, cuyo polo es el punto que representa la línea de intersección de los dos planos. De ahí que un estereodiagrama de los elementos que definen al talud y la configuración geométrica de la cuña pueden suministrar toda la información requerida para determinar el factor de seguridad. Sin embargo, debe recordarse que el caso tratado aquí es sumamente sencillo y que las ecuaciones se hacen más complejas cuando intervienen diferentes ángulos de fricción y las influencias de la cohesión y la presión hidrostática.

Para no desarrollar ecuaciones en términos de los ángulos β y ξ , que no pueden medirse en el campo, en este trabajo se presenta al análisis más completo en términos de echados y direcciones de echado, que si se miden directamente.

Antes de ello es importante señalar la influencia de la acción de cuña, que aumenta a medida que el ángulo interno disminuye a menos de 90° . En ello es de gran importancia práctica el incremento del factor de seguridad por un coeficiente de 2 o 3, determinado mediante el análisis de falla plana debido a que proporciona una solución conservadora.

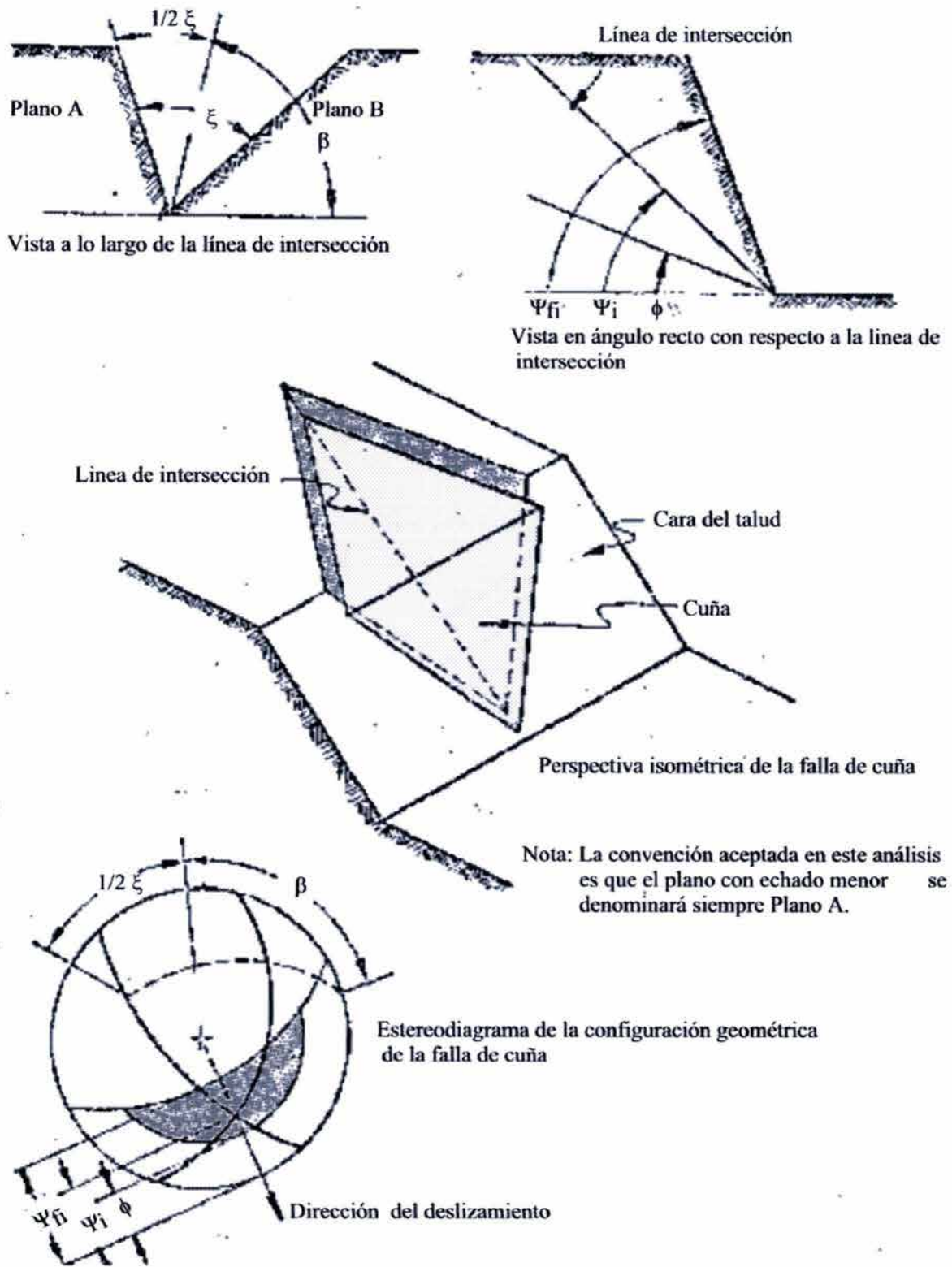


Figura III. 13 configuración geométrica de la falla de cuña. Ref. 16

La Figura III.14 muestra que ésta solución que es conservadora llega a ser antieconómica. Por lo tanto se recomienda que, cuando los elementos estructurales que probablemente controlan la estabilidad de un talud en la roca no tengan el echado paralelo a la cara del talud, la estabilidad se analice mediante los métodos tridimensionales como el que se presentará a continuación.

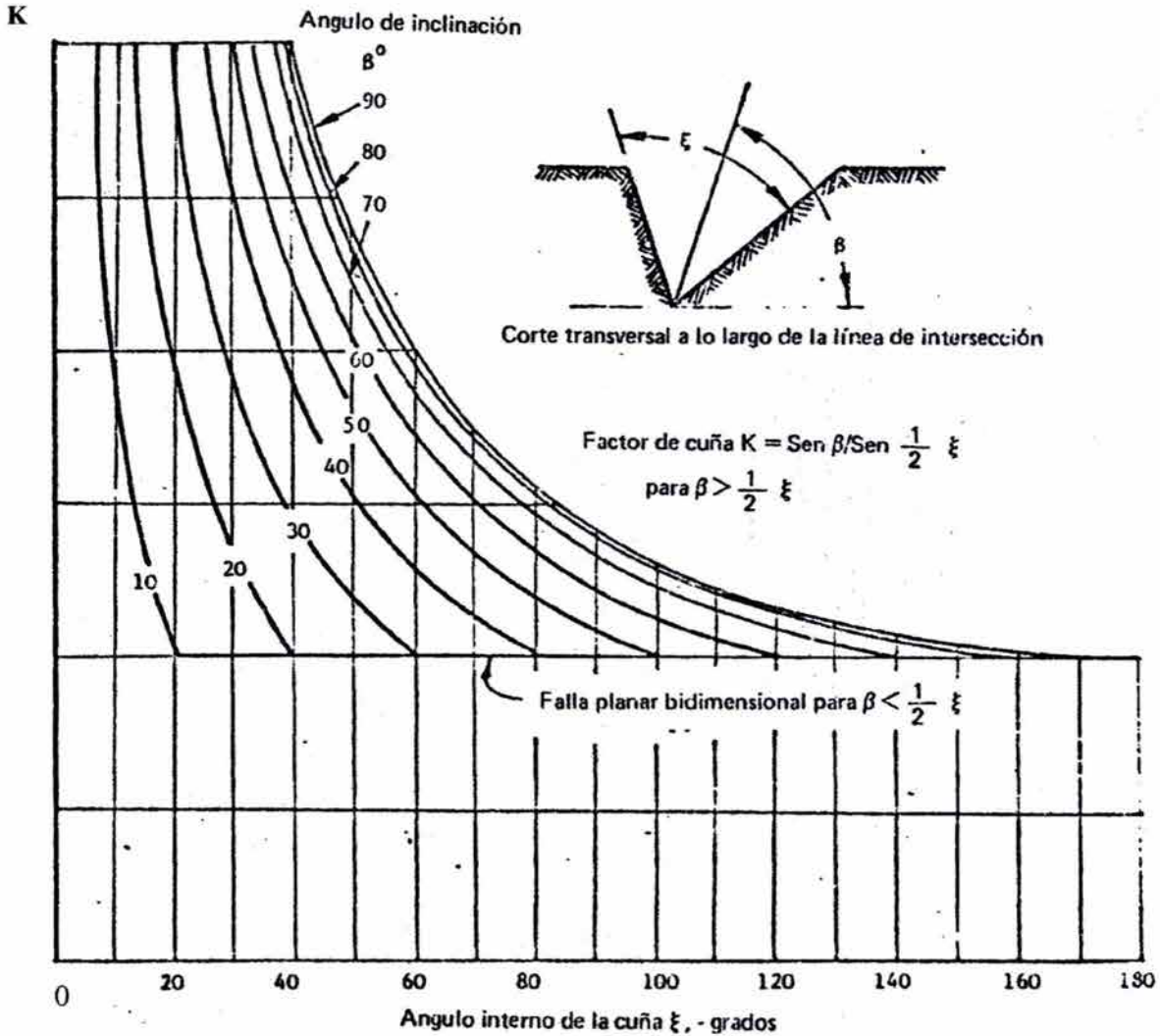
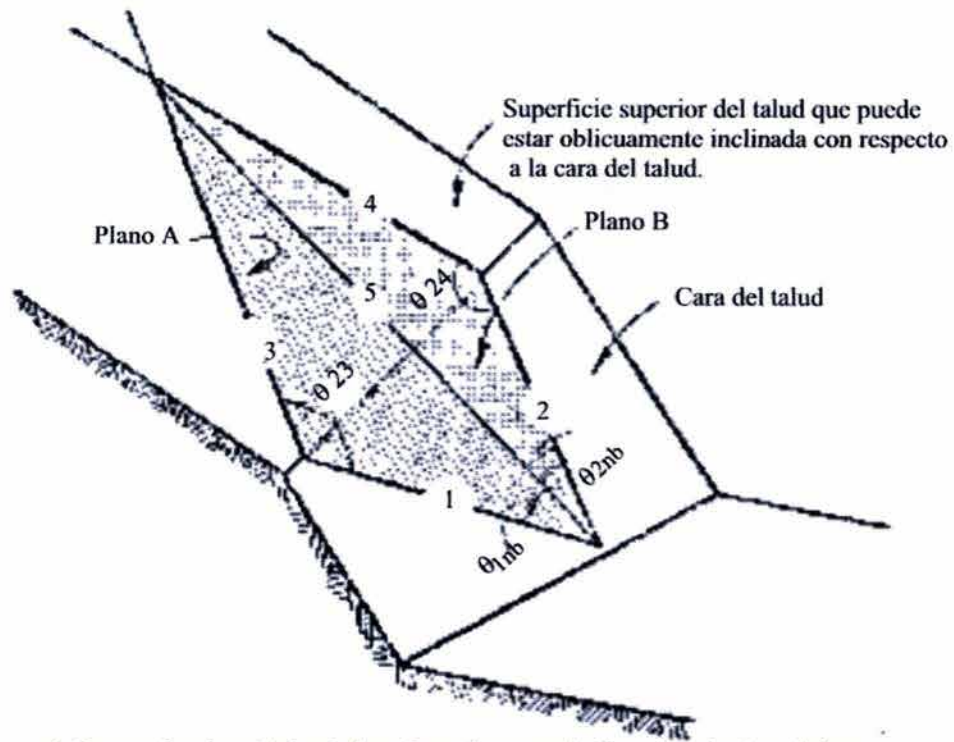


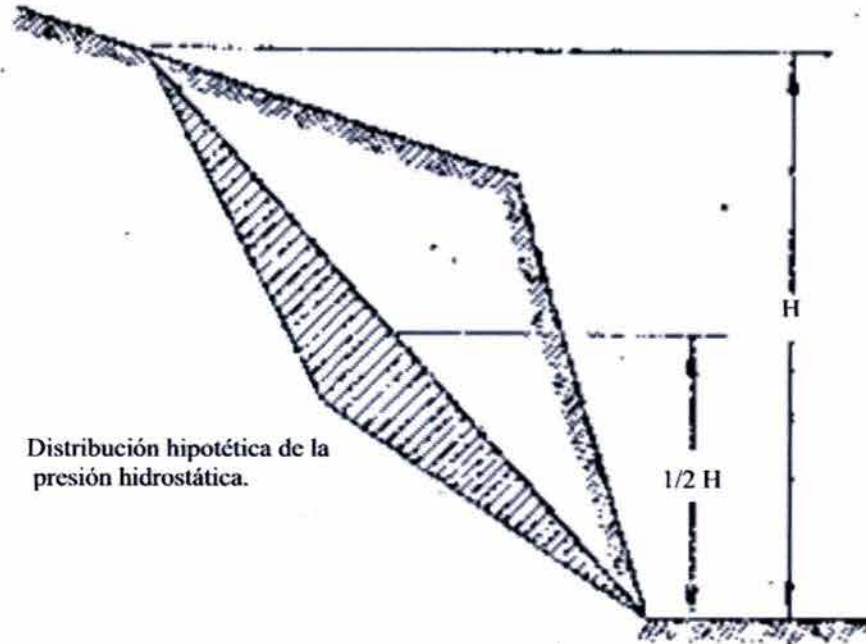
Figura III. 14 Factor de cuña K, como función de la configuración geométrica de la cuña. Ref. 16

La Figura III.15 muestra la configuración geométrica que habrá de considerarse en el siguiente análisis. Nótese que la superficie más alta del talud puede estar inclinada oblicuamente con respecto a la cara del talud. La altura completa del talud, definida en la parte b de la figura, es la diferencia total de la elevación vertical entre los extremos superiores e inferiores de la línea de intersección a lo largo de la cual se supone que ocurre el deslizamiento.

Para la distribución de presión hidrostática se supone que, la cuña es impermeable y el agua entra a su parte superior por las líneas de intersección 3 y 4; hay fugas que escurren por la cara a lo largo de las líneas de intersección 1 y 2.



- a) Perspectiva isométrica de la cuña en la que se indican los números de las líneas y de los planos de intersección.



- b) Vista normal a la línea de intersección 5 en la que se muestran la altura total de la cuña y la distribución de la presión hidrostática.

Figura III.15 Geometría de la cuña utilizada para analizar la estabilidad, que incluye la influencia de la cohesión y la presión hidrostática sobre las superficies de deslizamiento. Ref. 16

En la Figura III.15, parte b, se ilustra cual es la distribución hidrostática resultante; la presión máxima se presenta a lo largo de la línea de intersección 5, y es igual a cero a lo largo de las líneas 1, 2, 3 y 4. Ésta condición se considera representativa de las condiciones extremas que pueden presentarse durante las épocas de lluvias muy abundantes.

La numeración de las líneas de intersección de los distintos planos involucrados en este problema es de extrema importancia para evitar confusión en el análisis si llegan a intercambiarse.

La numeración a utilizarse es la siguiente:

- Perspectiva isométrica de la cuña en la que se indican los números de las líneas y de los planos de intersección.
- Vista normal a la línea de intersección 5 en la que se muestran la altura total de la cuña y la distribución hidrostática.

Se supone que el deslizamiento de la cuña siempre sigue a lo largo de la línea de intersección número 5.

$$Fs = \frac{3}{\gamma H} (C_a X + C_b Y) + \left(A - \frac{\gamma_w}{2\gamma} X \right) \tan \phi_a + \left(B - \frac{\gamma_w}{2\gamma} Y \right) \tan \phi_b \quad (3.35)$$

donde c_a y c_b resistencias cohesivas de los planos A y B
 ϕ_a y ϕ_b ángulos de fricción en los planos A y B
 γ peso específico de la roca
 γ_w peso específico del agua
 H altura total de la cuña
 X, Y A y B factores adimensionales que dependen de la configuración geométrica de la cuña.

$$X = \frac{\text{Sen}\theta_{24}}{\text{Sen}\theta_{45} * \text{Cos}\theta_{2,na}} \quad (3.36)$$

$$Y = \frac{\text{Sen}\theta_{13}}{\text{Sen}\theta_{35} * \text{Cos}\theta_{1,nb}} \quad (3.37)$$

$$A = \frac{\text{Cos}\Psi_a - \text{Cos}\Psi_b * \text{Cos}\theta_{na,nb}}{\text{Sen}\Psi_5 * \text{Sen}\theta_{na,nb}^2} \quad (3.38)$$

$$B = \frac{\text{Cos}\Psi_b - \text{Cos}\Psi_a * \text{Cos}\theta_{na,nb}}{\text{Sen}\Psi_5 * \text{Sen}\theta_{na,nb}^2} \quad (3.39)$$

donde Ψ_a y Ψ_b son los echados de los planos A y B respectivamente y, ψ_5 es el echado de la línea de intersección 5.

Los ángulos que se requieren para resolver estas ecuaciones pueden medirse de manera más conveniente en un estereodiagrama de los datos que definen la configuración geométrica de la cuña y del talud.

Para ilustrar de manera más clara, considérese el siguiente ejemplo, cuyos datos se resumen en la siguiente tabla:

PLANO	ECHADO°	AZIMUTH DEL ECHADO°	PROPIEDADES
A	45	105	$\phi_A = 20^\circ$, $C_A = 500 \text{ lb/pie}^2$ $\phi_B = 30^\circ$, $C_B = 1000 \text{ lb/pie}^2$ $\gamma = 160 \text{ lb/pie}^2$ $\gamma_w = 62.5 \text{ lb/pie}^2$
B	70	235	
Cara del talud	65	185	
Superficie superior	12	195	

Tabla III.F 1 Tabla resumen de los datos del ejemplo para ilustrar método de cálculo tridimensional para una falla de cuña. Ref. 16

El estereodiagrama de los círculos mayores que representan los cuatro planos involucrados en este problema, aparece en la Figura III.16 con todos los ángulos requeridos para revolver las ecuaciones 3.35 a 3.39.

La determinación del factor de seguridad se facilita utilizando una hoja de cálculo, misma que se presenta en la Tabla III.F.2. También puede demostrarse la influencia de la cohesión y la presión hidrostática, así, haciendo las cohesiones igual a cero el $F_s = 0.68$ ó, sin presión hidrostática, $F_s = 1.98$.

Con esto quedan sentadas las bases para la comprensión de la falla tipo cuña que se presenta en las rocas, aunque ciertamente existen procedimientos más refinados al respecto, uno de ellos a base de gráficas de estabilidad pero que está limitado solo a fallas donde se considera exclusivamente la fricción. Dicho método está descrito en la Ref. 16.

HOJA DE CÁLCULO DE LA ESTABILIDAD DE LA CUÑA		
DATOS DE ENTRADA	VALOR DE LA FUNCIÓN	RESPUESTA CALCULADA
$\Psi_a = 45^\circ$ $\Psi_b = 70^\circ$ $\Psi_5 = 31.2^\circ$ $\theta_{na,nb} = 101^\circ$	$\text{Cos}\Psi_a = 0.7071$ $\text{Cos}\Psi_b = 0.3420$ $\text{Sen}\Psi_5 = 0.5180$ $\text{Cos}\theta_{na,nb} = -0.191$ $\text{Sen}\theta_{na,nb} = 0.982$	$A = \frac{\text{Cos}\Psi_a - \text{Cos}\Psi_b * \text{Cos}\theta_{na,nb}}{\text{Sen}\Psi_5 * \text{Sen}\theta_{na,nb}} = \frac{0.7071 + 0.342x0.191}{0.5180x0.9636} = 1.5475$ $B = \frac{\text{Cos}\Psi_b - \text{Cos}\Psi_a * \text{Cos}\theta_{na,nb}}{\text{Sen}\Psi_5 * \text{Sen}\theta_{na,nb}} = \frac{0.3180 + 0.7071x0.191}{0.5180x0.9636} = 0.9557$
$\theta_{24} = 65^\circ$ $\theta_{45} = 25^\circ$ $\theta_{2,na} = 50^\circ$	$\text{Sen}\theta_{24} = 0.9063$ $\text{Sen}\theta_{45} = 0.4226$ $\text{Cos}\theta_{2,na} = 0.7660$	$X = \frac{\text{Sen}\theta_{24}}{\text{Sen}\theta_{45} * \text{Cos}\theta_{2,na}} = \frac{0.9063}{0.4226x0.6428} = 3.3363$
$\theta_{13} = 62^\circ$ $\theta_{35} = 31^\circ$ $\theta_{1,nb} = 60^\circ$	$\text{Sen}\theta_{13} = 0.8829$ $\text{Sen}\theta_{35} = 0.5150$ $\text{Cos}\theta_{1,nb} = 0.5000$	$Y = \frac{\text{Sen}\theta_{13}}{\text{Sen}\theta_{35} * \text{Cos}\theta_{1,nb}} = \frac{0.8829}{0.5150x0.5000} = 3.4287$
$\phi_a = 30^\circ$ $\phi_b = 20^\circ$ $\gamma = 160 \text{ lb/pie}^2$ $\gamma_w = 62.61 \text{ lb/pie}^2$ $c_a = 500 \text{ lb/pie}^2$ $c_b = 1000 \text{ lb/pie}^2$ $H = 130 \text{ pies}$	$\text{Tan}\phi_a = 0.5773$ $\text{Tan}\phi_b = 0.3640$ $\gamma_w/2\gamma = 0.1963$ $3c_a/\gamma H = 0.0721$ $3c_b/\gamma H = 0.1443$	$F_s = \frac{3c_a}{\gamma H} X + \frac{3c_b}{\gamma H} Y + \left(A - \frac{\gamma_w}{2\gamma} X \right) \text{Tan}\phi_a + \left(B - \frac{\gamma_w}{2\gamma} Y \right) \text{Tan}\phi_b$ $F_s = 0.2405 + 0.4944 + 0.8934 - 0.3768 + 0.3478 - 0.2437 = 1.3562$

Tabla III.F 2 Tabla de resultados para el ejemplo que ilustra el procedimiento con estereodiagramas. Ref. 16

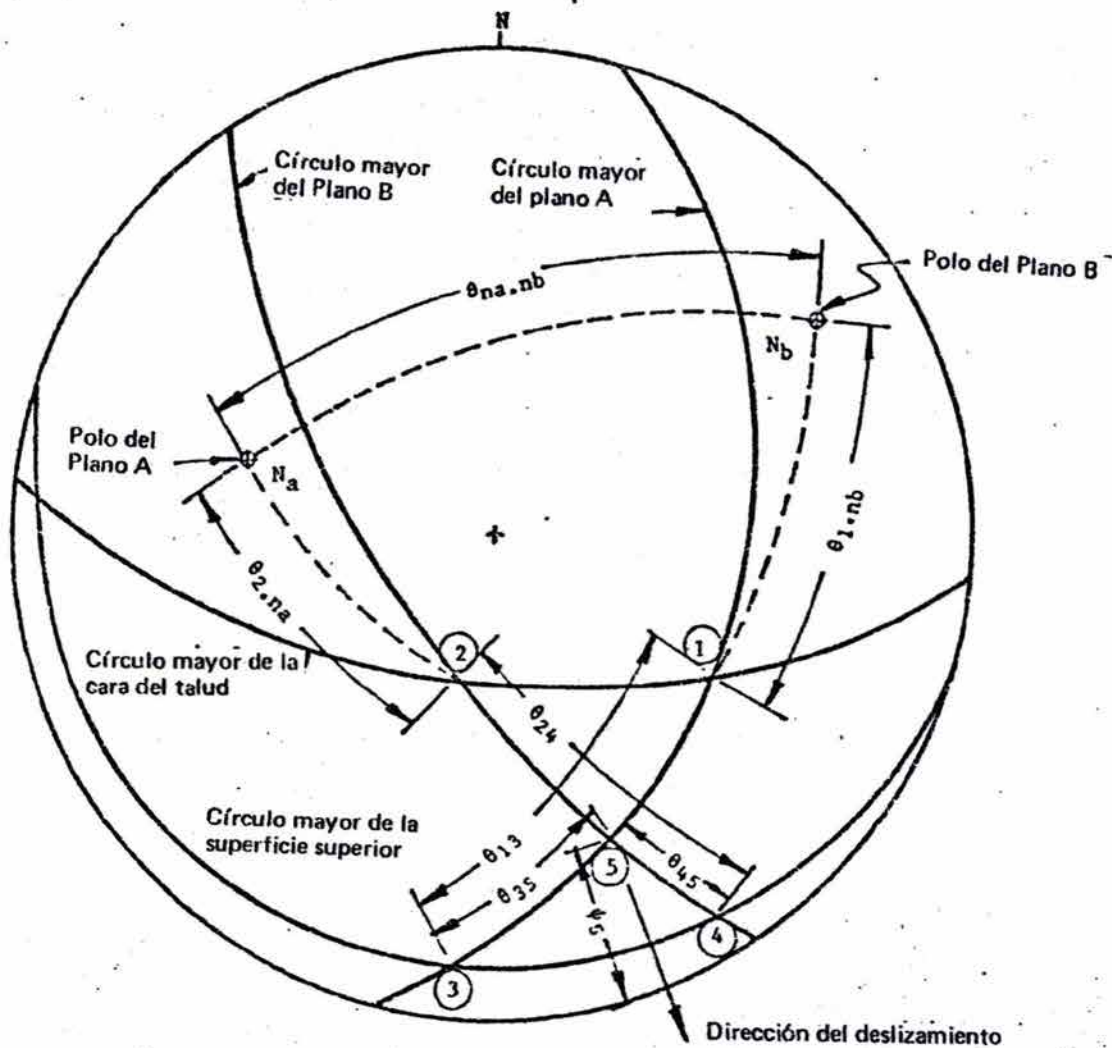


Figura III.16 Estereodiagrama de los datos necesarios para el análisis de la estabilidad de una cuña. Ref.16

III.F.3. Falla circular

En la estabilidad de los taludes, cuando el material rocoso que lo constituye es un material que puede considerarse suelto, similar a un suelo granular, la superficie de falla se aproxima a una forma circular.

La forma en como se modela este tipo de falla es exactamente la misma que la empleada en los suelos, de manera que pueden retomarse las ecuaciones vistas en el anterior capítulo, destinado a suelos residuales. No obstante cabe hacer algunos comentarios adicionales.

La falla circular se debe a que cada partícula dentro de la masa rocosa resulta ser muy pequeña si se le compara con las dimensiones del talud, y ocurre cuando estas partículas no se encuentran entrelazadas a causa de su forma y la débil

estructura que así conforman. Un ejemplo de estos materiales es la roca triturada en un tiradero de grandes dimensiones o bien, la roca sumamente alterada e intemperizada.

Al igual que en los procedimientos anteriores, existen ayudas gráficas para la evaluación del factor de seguridad en materiales que tiendan a fallar a través de una falla circular pero que no llegan a cubrir todas las posibilidades que se pueden presentar. Este método con ayuda de gráficos se puede consultar en la Ref. 16.

III.F.4. Vuelco o Volteo

Cuando se habla del vuelco pareciese que el problema es tan sencillo como a simple vista se concibe, la realidad ha demostrado que no es así; la falla por vuelco es uno de los métodos de modelación en menor uso y con menor correspondencia con la realidad, luego entonces, guarda consigo un grado de complejidad y dificultad pocas veces imaginado.

Las condiciones más sencillas que propician una volcadura se pueden deducir si se recuerda el modelo del bloque que descansa sobre un plano inclinado. En este caso la forma del bloque es tan importante como su peso. La forma viene dada por la altura h y por el ancho b , como se ilustra en la Figura III.F.1.

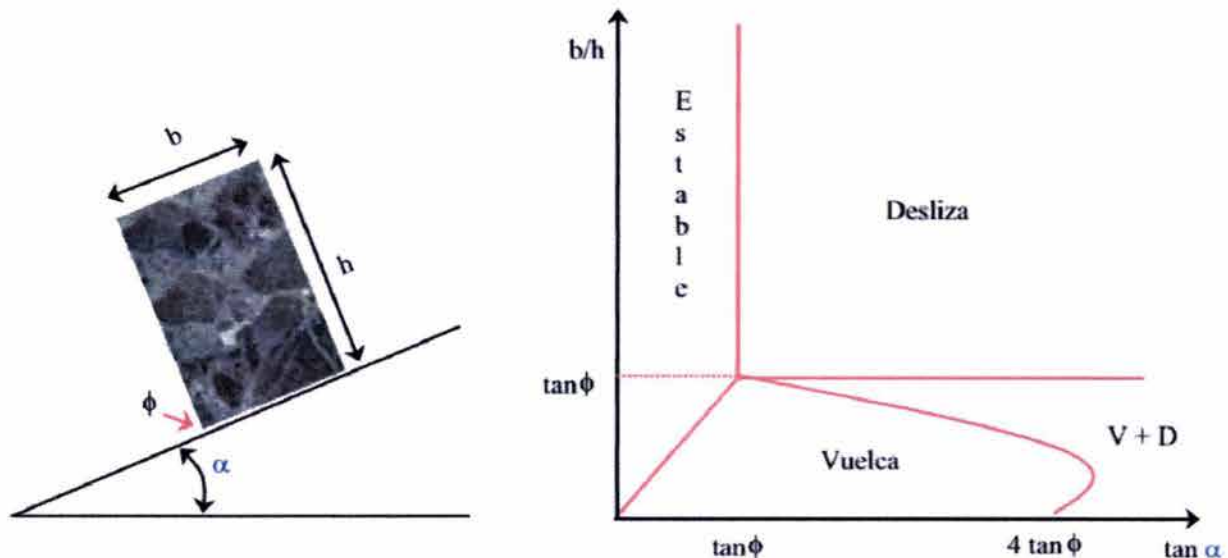


Figura III.17 Factores básicos a considerar en la Falla por Vuelco. Ref. 21

A la volcadura la determina la posición del vector peso, con relación a la base del bloque. Si el vector peso que normalmente pasa por el centro de gravedad del bloque, llegara a caer fuera de la base, causaría una volcadura.

Los taludes muy escarpados y fracturados verticalmente muestran claras señales por volcadura (véase Figura III.18).

En un talud labrado en una roca conformada por un gran número de bloques de forma irregular, rara vez ocurrirán volcaduras simples (véase Figura III.19). La

falla involucrará un movimiento complejo, deslizamiento a la vez que la volcadura de bloques, que al entrar en contacto con otros de su alrededor, perderá parte de su movimiento, pero inducirá otros.

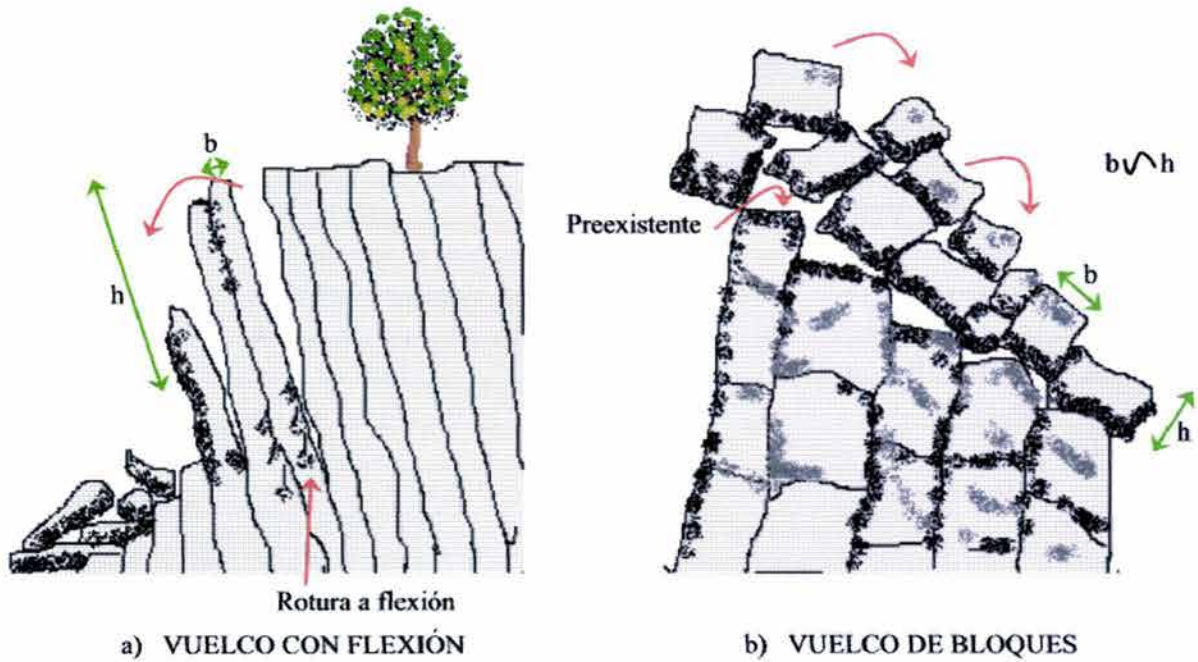


Figura III.18 Volcaduras en taludes verticalmente fallados.

En la Figura III.18 se puede apreciar que el peligro de este tipo de falla es mayor cuando tiene lugar en un talud constituido a base de columnas altas y delgadas de rocas. El principal objeto de los refuerzos, pernos de anclaje o cables de tensión, es amarrar estas columnas para que formen bloques gruesos. Es especialmente importante identificar el bloque clave que evita el desplazamiento de la cara frontal del talud y luego asegurarlo, para evitar un proceso progresivo de falla en el talud (parte a de la Figura III.19).

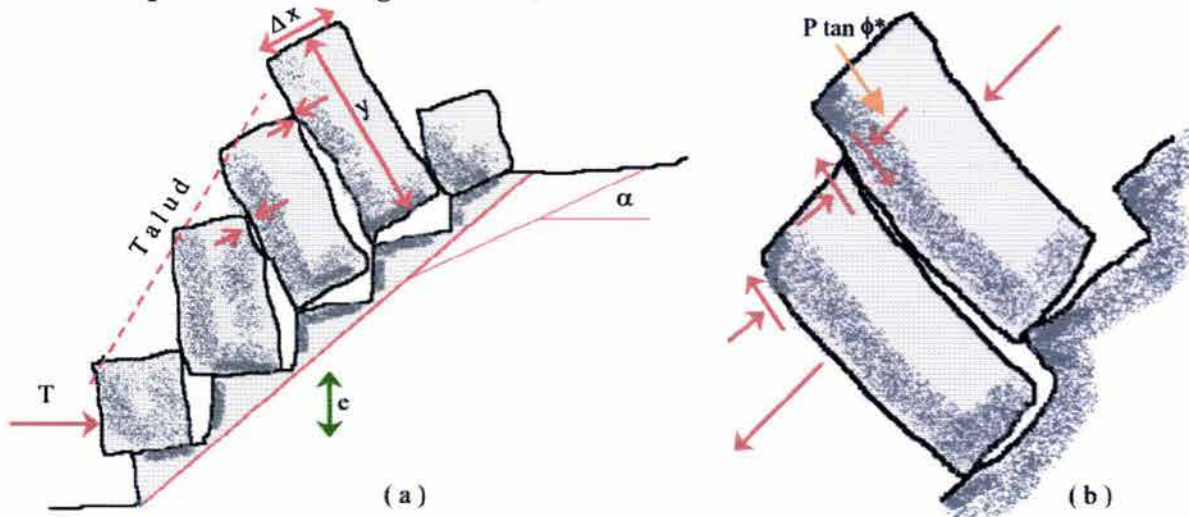


Figura III.19 Movimiento de los bloques en una volcadura. Ref. 21

Precisamente es en función del refuerzo que se puede calcular un factor de seguridad en el caso del vuelco, pues al colocar un refuerzo T, como se indica en la figura anterior, dicho factor de seguridad se puede evaluar de la siguiente forma:

$$F_s = \frac{\tan(\phi_{\text{real / disponible}})}{\tan(\phi_{\text{necesario}})} \quad (3.40)$$

donde $\phi_{\text{disponible}} = \phi^*$ si se coloca T, es decir, el F_s existe si se refuerza con T.

Como se puede ver, la falla por vuelco es muy compleja, debido al gran número de variables que pueden intervenir en el mecanismo, y la mejor forma de atacarlo es haciendo un estudio minucioso del problema real, de lo contrario pueden surgir demasiados métodos con un grado muy reducido de aplicación que desvirtúan la problemática del fenómeno, y es por ello no se presenta en este caso algún método sencillo de aplicación como sí se puede hacer en la falla plana, por cuña y circular, no obstante, cabe señalar que el estudio de este fenómeno ha tenido en los últimos años grandes avances y que probablemente existan hoy día algunos métodos computarizados que faciliten enormemente la tarea que implica el estudio de la falla por vuelco, que es mucho más que un bloque sobre un plano inclinado.

IV. FACTORES QUE PRODUCEN FALLAS DE ESTABILIDAD EN LADERAS Y TALUDES

Cuando se trata acerca de los factores o posibles factores que inducen a la falla en laderas y taludes surge un gran número de clasificaciones de éstos, y en este apartado el objeto reside en mostrar de la manera más objetiva aquellos factores que siempre debemos de tener en mente como ingenieros cuando estemos frente a un talud o bien, una ladera.

Para el caso de los *suelos residuales* hay determinados factores que son esencialmente importantes por el hecho de ser consecuencia propia de su naturaleza, y que también nos pueden ayudar a identificarlos, éstos son:

- Su susceptibilidad al colapso por poseer una estructura abierta
- Alta deformabilidad
- Alta relación de vacíos
- Baja densidad en estado seco
- Alta sensibilidad debido a que son suelos geológicamente jóvenes, entendiendo por sensibilidad a la relación:

$$St = \frac{\sigma_1(\text{inalterado})}{\sigma_1(\text{remoldeado})}$$

- Bajos esfuerzos de cohesión intergranulares

NOTA: Éstos factores son esencialmente importantes en suelos jóvenes, pues los suelos maduros tienden a mejorar sus propiedades a lo largo del tiempo.

En el caso de las *rocas metamórficas* es necesario recordar todos esos conceptos vistos en el Capítulo III, pues en las rocas, particularmente las metamórficas, la

foliación, la esquistosidad, la deformación intensa, las bandas de mica, la alteración en sus minerales y el fracturamiento se hacen presentes y resulta absurdo relegar su importancia. En éstas rocas es difícil identificar siquiera una estratigrafía, mucho más aún una posible línea o superficie de falla, todo esto debido a su gran anisotropía en el amplio sentido de su significado, anisotropía que va desde su estructura mineral hasta su estructura macroscópica.

Si bien es cierto que los suelos residuales y las rocas metamórficas guardan una serie de problemáticas inherentes a su naturaleza, también es posible reconocer, de manera general, los factores que influyen en la estabilidad de los taludes y laderas, estos se pueden clasificar de la siguiente forma:

Litológicos: características de composición, textura, estructura, estratigráfica, propiedades mecánicas y el grado de alteración de los materiales.

Tectónicos: historia tectónica del área y su sismicidad.

Morfológicos: topografía, morfología del talud y de los arroyos cercanos al mismo.

Hidrogeológicos: hidrografía, manantiales, condiciones de los drenajes, condiciones estáticas y dinámicas del agua del subsuelo, características de los acuíferos.

Meteorológicos: condiciones climáticas de la región y microclimáticas de cada subcuenca.

Asociados al tipo y uso del suelo: características edafológicas, tipo y estado de la cobertura vegetal, utilización del suelo y técnicas de cultivo.

Antrópicos: relacionados con las acciones del hombre, entre ellos, los siguientes:

- Excavaciones en laderas para obras civiles
- Aplicación excesiva de cargas en el talud o su cresta
- Vaciado o llenado rápido de embalses
- Irrigación
- Fugas de agua en tanques y líneas de conducción
- Mantenimiento insuficiente del drenaje
- Deforestación
- Vibraciones artificiales
- Excavaciones para minas a cielo abierto
- Creación de tiraderos con materiales sueltos

Por otro lado podemos ver que la mayoría de la fallas importantes ocurren en el período que sigue al comienzo de la temporada de lluvias y guardan estrecha conexión con el régimen de las filtraciones y de los escurrimientos subterráneos. Éste hecho ha sido y es hoy en día sumamente estudiado en algunos países, no obstante, con frecuencia, las manipulaciones del ingeniero pueden ser fuente de grandes problemas de estabilidad de taludes, la lista dada a continuación es una reseña de los procesos constructivos que más comúnmente causan problemas:

1. Modificación de las condiciones naturales de flujo interno del agua al colocar rellenos o hacer zanjas o excavaciones.
2. Excavaciones que reducen el esfuerzo normal sobre un estrato o discontinuidad resistente.
3. Sobrecarga de estratos débiles por relleno, a veces de desperdicios.
4. Sobrecarga de terrenos con planos de estratificación desfavorables por relleno.

5. Remoción, por corte, de algún estrato delgado de material permeable que funcionara como un manto natural drenante de estratos de arcilla suave.
6. Aumento de presiones de filtración u orientación desfavorables de fuerzas de filtración al producir cambios en la dirección del flujo interno del agua, por haber practicado cortes o construido rellenos.
7. Exposición al aire y al agua, por corte, de arcillas duras fisuradas.
8. Remoción de capas superficiales de suelo por corte, lo que puede causar el deslizamiento de capas del mismo estrato ladera arriba, sobre mantos adyacentes de suelo más duro o roca.
9. Incremento de cargas hidrostáticas o niveles piezométricos bajo la superficie de un corte al cubrir la cama del mismo con una capa impermeable.

En general, las causas de los deslizamientos pueden ser externas e internas (Ref. 24). Las externas producen aumentos en los esfuerzos cortantes actuantes sin modificar la resistencia al esfuerzo cortante del material. El aumento en la altura del talud o el hacerlo más escarpado, son causas de este tipo, como también lo son la colocación de cualquier tipo de sobrecarga en la corona del talud o la ocurrencia de sismos.

Las causas internas son las que ocurren sin cambio en las condiciones exteriores del talud. Deben ligarse siempre a una disminución de la resistencia al esfuerzo cortante del suelo o roca constitutiva. El aumento de la presión de poro o la disipación de la cohesión son causas de esta clase.

En seguida se presentan los factores que más comúnmente contribuyen a elevar los esfuerzos cortantes actuantes en una ladera o en un talud.

1. Remoción de soporte que comprende:
 - a. Erosión
 - i. Por corrientes y ríos.
 - ii. Por glaciares.
 - iii. Por acción de oleaje o corrientes marinas.
 - iv. Por procesos sucesivos de humedecimiento y secado (brisa, congelamiento, etc.).
 - b. Modificación del talud previo por caídos, deslizamiento, asentamiento o cualquier otra causa.
 - c. Actividad humana.
 - i. Cortes y excavaciones
 - ii. Remoción de muros de retención y tablestacados.
 - iii. Vaciado de lagos, lagunas o depósitos de agua.
2. Sobrecarga
 - a. Por causas naturales
 - i. Peso de lluvias, nieve, etc.
 - ii. Acumulación de materiales por caídos, deslizamientos u otras causas.
 - b. Por actividad humana
 - i. Construcción de rellenos
 - ii. Edificios y otras sobrecargas en la corona

- iii. Eventuales fugas de agua de tuberías y ductos
- 3. Efectos transitorios, como sismos.
- 4. Remoción de materiales subyacentes que proporcionaban soporte
 - a. Por ríos o mar
 - b. Por intemperización
 - c. Por erosión subterránea por flujo de agua (tubificación, lavado de solventes, etc.)
 - d. Por actividad humana. Excavación o minería
 - e. Por pérdida de resistencia del material subyacente.
- 5. Aumento de presión lateral
 - a. Por agua en grietas y fisuras
 - b. Por congelación del agua en grietas.
 - c. Por expansión de arcillas susceptibles.

La disminución de la resistencia al esfuerzo cortante de los materiales constitutivos de laderas y taludes es ocasionada principalmente por los siguientes factores:

- 1. Factores inherentes a la naturaleza de los materiales (citados al inicio del presente capítulo).
 - a. Composición
 - b. Estructuración
 - c. Estructuras secundarias o heredadas
 - d. Estratificación desfavorable
 - e. Geología desfavorable
- 2. Cambios por meteorización o actividad físico-química
 - a. Procesos de humedecimiento y secado
 - b. Hidratación
 - c. Remoción o dilución de cementantes
- 3. Efecto de las presiones de poro, incluyendo las debidas al flujo de agua
- 4. Cambios en la estructura, incluyendo reconfiguración por liberación de esfuerzos y degradación estructural bajo los esfuerzos cortantes previamente actuantes.

V. IDENTIFICACIÓN DE PROBLEMAS DE ESTABILIDAD DE LADERAS Y TALUDES EN CAMPO

El reconocimiento de las posibles futuras fallas de laderas o taludes en el campo y su identificación con fines de una clasificación que norme el criterio de los ingenieros, se han hecho en base en un juicio experimental que interpreta los signos vistos sobre el terreno, dentro del marco de una experiencia previa; estos signos consisten sobretodo en deformaciones, agrietamientos y manifestaciones del régimen del flujo interno de las aguas. Ésta metodología de trabajo lleva, naturalmente a una interpretación cualitativa y subjetiva del estado de la estabilidad de un talud y del riesgo de su falla.

Se trata pues de encontrar alguna relación teórica entre la condición del talud y algún resultado de laboratorio fácil de obtener e interpretar. La condición del talud se habrá de expresar con base en su comportamiento, que se obtiene de un conjunto continuo y suficientemente detallado de mediciones de campo, resultado a su vez de un programa de instrumentación de campo adecuado y cuidadoso.

Claro está que no siempre la falla de un talud o ladera ha de ligarse a un deslizamiento catastrófico; una deformación excesiva pudiera atacar a las bases de funcionalidad estructural en forma suficiente como para producir un falla práctica.

Las condiciones de estabilidad de un talud dependen en general de factores propios de los materiales constitutivos, tales como su naturaleza, estructura, estratigrafía, condiciones de intemperización, y de todo un conjunto de circunstancias externas al propio talud o ambientales, como la topografía de la zona, el clima, la vegetación, etc. Las condiciones de régimen hidráulico superficial e interno son vitales. El conjunto de todos los factores que influyen arroja al problema un número tal de variables que lo convierte en uno de los más complejos que afronta el ingeniero dedicado a las vías terrestres.

El problema de reconocer e identificar deslizamientos tiene dos aspectos importantes. El primero se refiere a identificar el deslizamiento en sí mismo para saber si han ocurrido u ocurrirán movimientos que sean indicio de inestabilidad. El segundo aspecto, igualmente importante, se refiere a identificar y clasificar el tipo de deslizamiento que está ocurriendo o que sea susceptible de presentarse.

Se deben buscar, muy especialmente signos específicos, tales como manantiales, veneros, estancamiento y, desde luego, grietas; todos los signos del deslizamiento superficial son importantes, pues es muy conveniente la detección de esta clase de falla en la fase temprana de un proyecto.

Sin embargo, es claro que en la gran mayoría de los casos será muy difícil prever la existencia de futuros deslizamientos y fallas, y el ingeniero deberá limitarse a extremar precauciones en aquellos lugares en que exista una secuencia de materiales digna de desconfianza. Algunas de éstas son:

1. Toda clase de formaciones de roca o suelo duros, que sobreyacen a rocas muy fragmentadas, suelos blandos o materiales muy intemperizables.
2. Laderas de arcilla blanda o lutitas, sobre todo si en otras zonas de la ladera se detectan fallas o están fisuradas.
3. Depósitos de talud o de piemonte que descansan contra y sobre estribaciones y lechos de roca firme.
4. Laderas a cuyo pie existan causas de erosión, como el mar o corriente de agua.
5. Formaciones de roca o suelos residuales cuyo echado o cuyas estructuras heredadas sean desfavorables, respecto a la excavación que se practique para alojar la vía terrestre.

Respecto a un deslizamiento en desarrollo y ya planteado, lo importante es clasificarlo, pues los métodos correctivos en que pueda pensarse dependerán de su tipo y características. A este respecto la instrumentación de campo es casi el único medio eficaz y seguro de llegar a un conocimiento completo del problema. La Tabla V.1 muestra los signos exteriores más usuales de los distintos tipos de falla, por los que será posible reconocerlas y clasificarlas.

Tabla V. 1 Hechos que ayudan a reconocer deslizamientos activos o recientemente activos (Ref. 2).

Consúltense nomenclatura en Capítulo I

Partes estables que rodean al deslizamiento			Partes que se han movido			
Corona o iniciación de la zona fallada	Talud principal (detrás de la zona fallada)	Flancos	Cabeza	Cuerpo	Base	Pie
Caídos de Roca						
Roca suelta, grietas probables detrás de la línea de falla, aspecto irregular caracterizado por sistemas de juntas.	Normalmente casi vertical, irregular, liso, roca de aspecto fresco. Roca junteada.	En general fillos de roca limpios.	Generalmente no está bien definida. El material caído forma un montón de rocas cerca del escarpio.	Superficie irregular con fragmentos de roca. Si es muy grande o si tienen árboles o materiales de colores contrastantes, el material puede indicar dirección del movimiento radial desde el escarpio. Puede contener depresiones.	La base comúnmente enterrada. Si está visible presenta generalmente las razones de la falla, tales como roca subyacente débil o estratos socavados por el agua.	Si el caído es pequeño tiene un talud irregular de detritos. Si la caída de rocas es grande el pie puede tener un contorno redondo.
Derrumbes en Suelos						
Grietas detrás de la línea de falla.	Casi vertical. Suelo húmedo. Superficialmente muy agrietado.	Con frecuencia casi verticales.	Generalmente no está bien definida. El material caído forma un montón de roca cerca del escarpio.	Irregular.	Como el de arriba	Irregular
Deslizamiento circular en suelos						
Numerosas grietas, la mayoría de ellas cóncavas hacia el deslizamiento.	Inclinado, limpio, cóncavo hacia el deslizamiento, comúnmente alto. Puede presentar estrías y zanjas en la superficie, que va de la corona a la cabeza. La parte del talud tras la falla puede ser vertical.	Las estrías en los flancos del escarpio tienen grandes componentes verticales cerca de la cabeza y notables componentes horizontales cerca de la base. La altura de los flancos decrece hacia la base. El flanco del deslizamiento puede caer más alto que las superficies originales del terreno entre la base y el pie. Grietas en escalón rodean el deslizamiento en las primeras etapas.	La parte superior del material fallado conserva partes del terreno natural antes de fallar. Se producen al pie del talud principal encharcamientos. Toda la cabeza de falla está surcada por grietas y los árboles en la zona caída apuntan cerro arriba.	La parte del suelo que se mueve se rompe y disgrega. Grietas longitudinales, bufamiento. Generalmente se generan encharcamientos justo arriba de la base.	Normalmente se desrollan bufamientos transversales y grietas sobre la base. Zona de levantamiento, ausencia de bloques individuales grandes. Los árboles inclinados cuesta abajo.	Con frecuencia una zona de flujo de tierra con forma lobulada, material rodado encima y enterrado. Los árboles están tendidos o en varios ángulos mezclados entre el material del pie.
Movimiento traslacional en Roca						
Las grietas tienden a seguir las fracturas en la roca original.	Como el de arriba	Como el de arriba	Como el de arriba	Como el de arriba pero, el material no se rompe tanto ni se deforma plásticamente.	Como el de arriba	Poco o ningún flujo de tierra. El pie con frecuencia es casi recto y cercano a la base. Puede tener un frente abrupto.
Movimiento traslacional en Roca o Suelo						
La mayoría de las grietas son casi verticales y tienden a seguir el contorno del talud.	Casi vertical en la parte superior en la parte inferior casi plano y con transición gradual.	Los flancos laterales muy bajos, grietas verticales. Las grietas generalmente divergen cuesta abajo.	Relativamente inalterada, no hay rotación.	Compuesta generalmente de una o varias unidades inalteradas excepto por grietas de tensión. Las grietas presentan poco o ningún desplazamiento vertical.	Ni base, ni zona de levantamiento.	Deslizante sobre la superficie del terreno.

Deslizamientos en Roca						
Roca suelta, grietas entre los bloques.	Generalmente escalonado de acuerdo con el espaciamiento de juntas o planos de estratificación. Superficie regular en la parte superior y ligeramente inclinada en la parte baja; puede ser casi plana o compuesta de derrame de rocas.	Irregular	Muchos bloques de roca	Superficie rugosa con muchos bloques. Algunos bloques pueden estar en su posición original, pero más bajas si el movimiento fue de traslación lenta.	Generalmente no hay una verdadera base.	Acumulación de fragmentos de roca.
Flujo seco de fragmentos de Roca						
Igual que en las caídas de roca	Igual que en las caídas de rocas.	Igual que en las caídas de rocas.	No hay cabeza.	Superficie irregular de fragmentos de roca mezclados, derramados hacia abajo en abanico. Muestra valles lomas transversales lobuladas.	No hay base	Compuesta de lenguas. Puede deslizarse siguiendo líneas de cauce natural.
Flujo seco de arena						
No hay grietas	Forma de embudo cuando alcanza el ángulo de reposo.	Desarrollados en una curva continua a partir de la corona.	Generalmente sin cabeza.	Montículo cónico de arena igual en volumen a la parte vaciada de la cabeza.	No hay base	No hay pie o éste es un amplio abanico poco perceptible.
Flujo de lodos						
Pocas grietas	La parte superior en forma dentada o de V, larga y angosta, lisa y comúnmente estriada.	Inclinados, irregulares en la parte superior. Amontonamiento de material en la parte inferior de los flancos.	Puede no haber cabeza.	De húmedo a muy húmedo; puede contener grandes bloques empacados en matriz de material fino. Líneas de flujo. Sigue las líneas de drenaje y puede dar vueltas pronunciadas. Muy largo comparado con el ancho.	Ausencia de base o enterrada en los detritos.	Extendido lateralmente en lóbulos. Cuando el pie se seca puede tener un escalón frontal de escasa altura.
Flujo de Tierra						
Puede haber algunas grietas	Cóncavo hacia el deslizamiento. En algunos casos es casi circular. El deslizamiento ocurre a través de un deslizamiento.	Cuervos, lados empinados.	Consiste comúnmente en un bloque hundido.	Roto en muchos pedazos pequeño. Húmedo, muestra la estructura del flujo.	No hay base	Extendido en lóbulos
Flujo de Arena o Limo						
Pocas grietas	Inclinado, cóncavo hacia el deslizamiento, puede haber variedades de formas en el contorno (casi recta, tendencia a arco circular o forma de botella).	Frecuentemente los flancos convergen en la dirección del movimiento.	Generalmente bajo agua.	El cuerpo se extiende como fluido.	No hay base	Extendido en lóbulos

En México muchos de estos problemas tienen lugar en zonas que por desconocidas circunstancias han sido o están siendo pobladas por la gente, las manchas urbanas se extienden por sobre las serranías y los problemas también crecen. Al respecto el CENAPRED a través de sus publicados, menciona determinados elementos que evidencian a una ladera inestable, y que por su grado de simpleza es preciso mencionar, dado que cualquier persona es capaz de notarlas sin tener una preparación técnica como la que demanda el estudio de las laderas y taludes, dichos rasgos a los que se hace mención son los siguientes:

- En una ladera estable, postes y árboles son verticales; por el contrario, en una ladera inestable, postes y árboles se inclinan en dirección del deslizamiento.



Ilustración 53 Ladera inestable. CENAPRED.

- Abultamientos al pie de la ladera o talud.
- Aparición de grietas en la corona y el pie de la ladera o talud.



Ilustración 54 Agrietamiento en la corona de un talud. CENAPRED.

- Rompimiento gradual en construcciones. Bardas, muros, etc.



Ilustración 55 Afectación de las construcciones en una ladera inestable. CENAPRED

- Formación de escalonamientos o terrazas



Ilustración 56 Formación de escalonamientos. CENAPRED

- Aparición repentina de manantiales o aumento extraordinario de humedad en el terreno.

VI. PREVENCIÓN DE FALLAS

Es evidente que la mejor forma de resolver los problemas de estabilidad de taludes es no tenerlos.

En primera instancia, las fallas podrán prevenirse mejor a base de un diseño más realista, y la posibilidad de mejorar éste, descansa en gran medida en la exploración que se efectúe (y ha de pensarse tanto en exploración geológica, como en la que se vincula comúnmente con la mecánica de suelos).

Muchos de los factores geotécnicos que definen el riesgo de falla son muy difíciles de detectar con exploración convencional. Ello ocurre con grietas, fisuras discontinuidades pequeñas, superficies de falla previamente formadas, definición de las condiciones de flujo, etc. También muchos de éstos factores se pueden conocer mejor con técnicas de instrumentación de campo, que deben verse como importantes auxiliares de la detección y aún de la prevención de fallas.

Mucho de lo que en vías terrestres se puede hacer para prevenir fallas está ligado a cambios en el trazo geométrico de las propias vías, pero aún sin modificar el alineamiento horizontal, un buen trabajo conjunto de trazadores y geotécnicos podrá lograr mucho en esos aspectos, simplemente manejando los alineamientos verticales y las pendientes de la vía.

Hay lugares en que cualquier terraplén es problemático y otros en que cualquier corte puede ser inseguro. Así que es muy deseable en todos los casos la coordinación entre las reglas del arte de trazar y las consideraciones geotécnicas.

Algunas fallas importantes se podrán prevenir con solo mantener en mente algunas consideraciones geotécnicas básicas. Por ejemplo, en cortes siempre se debe procurar que al menos el pie del talud permanezca tan cargado como sea posible pues la descarga suele disminuir de por sí la resistencia al esfuerzo cortante de suelos y rocas y libera los esfuerzos horizontales residuales, lo que conduce a expandir los taludes.

Otra regla que podría citarse es, que cuanto menos sea el volumen de la excavación para un corte y menos tendidos sus taludes, menor será la cantidad de agua que la estructura reciba en una lluvia. En grandes cortes, esta cantidad de agua puede ser suficiente motivo para obligar a un proyecto escalonado, con cunetas en las partes interiores de los escalones, para eliminar prontamente el agua captada por la estructura pero muchas veces un sencillo talud casi vertical puede tener éxito allí donde puede fracasar uno muy complicado, de sección compuesta; el ejemplo típico lo constituyen los cortes en loes, donde la lluvia lava los cementantes naturales del material.

En los procedimientos constructivos radican muchas otras posibilidades de aumentar o disminuir el riesgo de las fallas. No se mencionarán aquí los problemas derivados del uso inhábil de los explosivos al practicar cortes en rocas, pero a él se debe una proporción no desdeñable de las fallas que ocurren en estos materiales.

También suele dar buen resultado atacar el corte en estratos, prácticamente en toda su longitud, pues así se abate de manera uniforme el nivel del agua en el subsuelo y no se crean grandes frentes no drenados.

La omisión de escalones de liga en terraplenes sobre laderas inclinadas ha causado problemas en muchos casos, no solo por fallas catastróficas sino también por la demanda de una conservación excesiva en estructuras que se mueven con lentitud.

Existe la costumbre de construir los cortes inicialmente con un talud más escarpado que el de proyecto, el cual se afina al terminar la excavación para llegar a la inclinación final. Ésta práctica siempre es inapropiada, pues el corte se mantiene con estabilidad precaria cierto tiempo; independientemente de que esto invita al desarrollo de las fallas, el someter a los suelos a esfuerzos excesivos, sobretodo cerca del coronamiento, abre grietas y fisuras y puede causar una degradación estructural muy perjudicial para su futura resistencia.

En el caso de las laderas, sobre las que gobiernan tan solo las fuerzas naturales, la precaución reside en las medidas de vigilancia permanente, algunas de ellas, las siguientes:

- 1) Cantidad de lluvia
- 2) Detección de movimientos y agrietamientos
- 3) Medición directa del crecimiento de dichos agrietamientos
- 4) Estar pendiente de la inclinación de postes y árboles

Además de esto se pueden generar medidas de otra índole, para fines de minimizar riesgos, que quizás en su mayoría poco tienen que ver con la ingeniería pero que deben tenerse presentes:

- Políticas de desviación: programas de información pública, negación de servicios públicos e impuestos caros.
- Reglamentación del uso de tierra
- Códigos técnicos para el manejo de taludes que contengan los parámetros técnicos para diseño y construcción.
- Medidas físicas como el drenaje, la geometría, etc.
- Señalización para definir y limitar acceso a regiones o zonas potencialmente peligrosas.

VII. MÉTODOS CORRECTIVOS PARA FALLAS EN LADERAS Y TALUDES_(REF. 2)

Los métodos correctivos son procedimientos mecánicos para la corrección y prevención de taludes y laderas falladas o con riesgo de falla, mismos que a nivel de descripción serán tratados en este capítulo; los métodos a desarrollar son los más usuales. También cabe aclarar que el factor agua (drenaje) es siempre sustancial en la estabilidad de un talud o ladera, pero tratar este tema implica una gran labor, debido al gran número de medidas que pueden ser adoptadas, por lo que en este trabajo sólo ha de tratarse de la manera más simple, mencionando su importancia en cada uno de los métodos que se han de describir en los siguientes apartados.

Las líneas de acción de un método correctivo mecánico son las siguientes:

- Evitar la zona de falla
- Reducción de las fuerzas motoras
- Aumento de las fuerzas resistentes
- Disminución de los efectos producidos por el intemperismo

Los primeros tienen que ver quizás con un cambio en el alineamiento (horizontal o vertical) de la vía, la remoción total o parcial de los materiales inestables y/o la construcción de estructuras apoyadas en zonas firmes (puentes o viaductos).

La reducción de las fuerzas motoras tiene relación directa con la remoción de material en la parte apropiada de la falla y un buen subdrenaje.

Para aumentar las fuerzas resistentes será necesario un buen subdrenaje, la eliminación de estratos débiles, la construcción de estructuras de retención y el uso de tratamientos para mejorar las propiedades del material.

Los efectos del intemperismo pueden ser minimizados mediante el recubrimiento total o parcial de los materiales, para tratar de impedir los efectos nocivos de la naturaleza sobre el talud o ladera.

VII.A. Métodos de elusión

Éstos métodos son los más seguros para eliminar las probabilidades de deslizamiento y fallas, pero no siempre pueden ser usados, de manera que su empleo es parcial en ocasiones. Éstos métodos no tienen el objeto de estabilizar sino de minimizar el riesgo de falla.

Son métodos tan simples como los pequeños cambios que pueden hacerse en el alineamiento horizontal y vertical en la fase de diseño de una vía terrestre para evitar el cruzamiento de formaciones inclinadas con echado desfavorable a la vía.

Cuando no es posible evitar el problema con un simple desvío existe la posibilidad de la construcción de un viaducto cimentado en zonas firmes, aún cuando nunca es posible así garantizar su completa inmovilidad y es por ello que regularmente estas construcciones van de la mano de obras tales como la remoción de material fallado para proteger lo más posible a la estructura a construir, además de

tener siempre presente que entre menos alteraciones en las condiciones naturales de las laderas más probabilidad existirá de una buena estabilidad.

VII.B. Métodos de excavación

Este método va desde las excavaciones menores hechas sólo en la cabeza de la falla hasta la remoción total del material inestable. Siempre será aplicado en fallas ya manifestadas.

Una excavación en la cabeza de un talud fallado implica una disminución de las fuerzas motoras para tratar de balancear la falla.

Otra variante consiste de la remoción total del material fallado, dando lugar a la formación de nuevos taludes que conduciría después a un estudio de estabilidad del nuevo talud; también las excavaciones pueden tener por objeto la mejora de las condiciones en el drenaje.

Además es posible que al utilizar este método el ingeniero se pueda topar de frente con otras problemáticas, entre ellas el desperdicio del material producto de la excavación, y la repercusión de las maniobras en el caso de la solución, dado que el inicio de las excavaciones se ubica ladera arriba y lógicamente la maquinaria a emplear deberá ser transportada hasta dicho lugar; aunado a esto también es probable que haya una disminución de las fuerzas resistentes en el caso de los suelos friccionantes por razones ya conocidas.

VII.C. Abatimiento de taludes

Este método que es uno de los más socorridos está ligado a deslizamientos en el cuerpo del talud. El hecho de abatir un talud conlleva a la formación de uno nuevo, con condiciones totalmente diferentes a las del original, pues se genera otro círculo de falla y con ello un nuevo factor de seguridad.

En el caso de suelos friccionantes se suelen obtener buenos resultados al decrementar el ángulo de inclinación, pero existe otro extremo, en el caso de suelos puramente cohesivos y homogéneos donde la estabilidad está ligada a la altura del talud, lo más apropiado es la construcción de un escalonamiento para generar taludes de menor tamaño, teniendo presente que es fundamental que el hecho de que cada escalón sea estable no implica que el conjunto también lo sea, por lo que se hace esencial un estudio de estabilidad del cuerpo que en conjunto constituye el escalonamiento.

En base a la Figura VII. C.1 se puede discutir como caso particular sobre el abatimiento de un talud de un terraplén. En la parte (a) se puede ver que L_1 , correspondiente al círculo crítico original, se incrementa hasta L_2 que es la longitud del nuevo círculo crítico, de manera que al abatir el talud mediante un relleno se consigue un alargamiento de la superficie de falla, aumentando las fuerzas resistentes dado que las fuerzas resistentes del suelo adquieren una mayor área de acción.

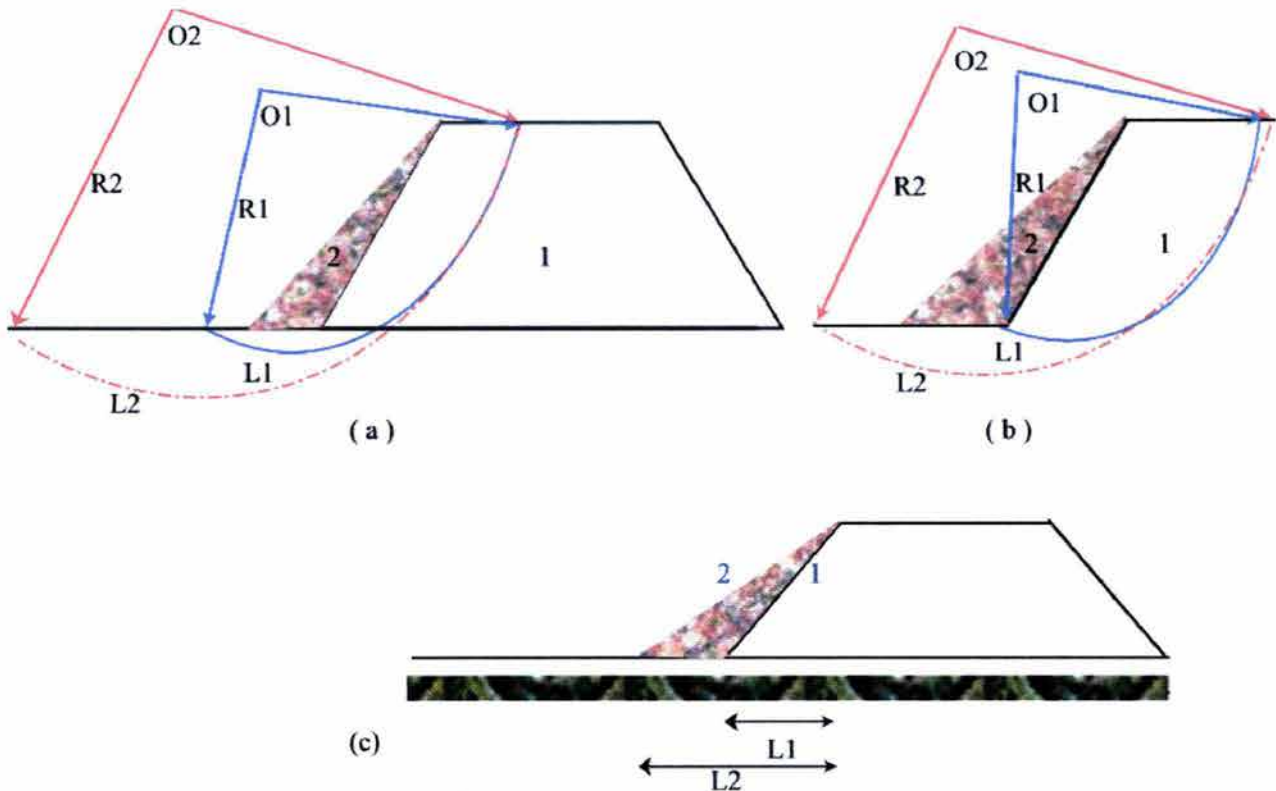


Figura VII.C. 1 Abatimiento de taludes en terraplenes.

Como se puede ver, el círculo crítico se hace más profundo, de manera que la resistencia al corte τ aumenta cuando tiene una relación de dependencia con σ_n , pero no afecta a la parte cohesiva del suelo. De esto se puede concluir que, resulta ser un método más efectivo en suelos friccionalantes que en cohesivos por dos importantes razones, en los suelos friccionalantes a mayor profundidad su resistencia se incrementa y en el caso de los suelos cohesivos a mayor profundidad son probablemente más blandos o bien la costra superior tiende a ser más resistente.

En la parte (b) de la figura, donde el círculo crítico pasa por el pie del talud, éste método constituye quizá la solución más efectiva, por lo menos en principio, pues la longitud de la superficie de falla crece y con ello las fuerzas resistentes.

En la parte (c) se muestra el abatimiento de un talud en una falla traslacional, como se ve, hay un alargamiento de la longitud de la superficie de falla sobre el estrato débil supuesto y el peso del relleno hace que la resistencia al corte τ crezca si el estrato débil está conformado por un suelo friccionalante.

En la Figura VII. C.2 se observa el abatimiento de un corte, un abatimiento que no se hace mediante relleno y que resulta más favorable al hacer posible una reducción en las fuerzas motoras, de esta manera la superficie de falla se hace más profunda y el suelo tendrá una mayor resistencia por el hecho de sufrir una menor alteración y una menor disipación de esfuerzos previos por expansión y una mayor presión normal actuante. Ésta última solo actúa en la parte friccionalante de la resistencia.

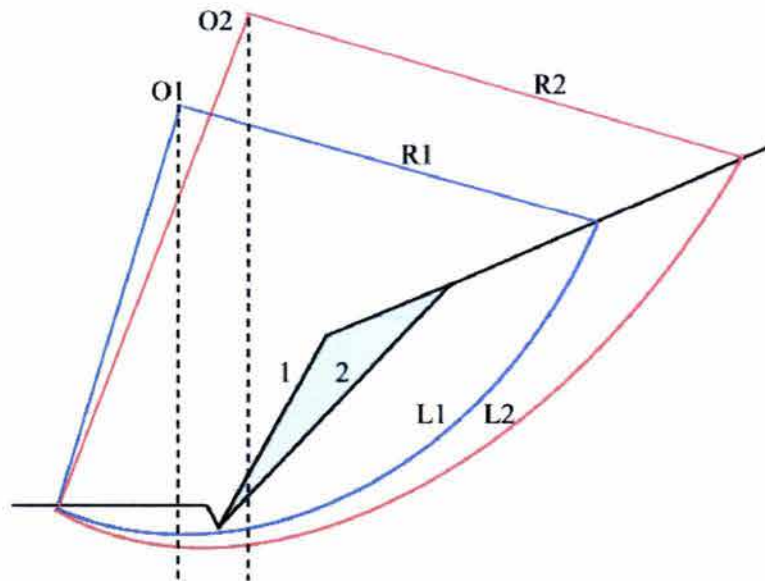


Figura VII.C. 2 Mecanismo por el cual, abatir un corte beneficia muchas veces su estabilidad.

El abatimiento de un talud implica un procedimiento de construcción cuidadoso, en terraplenes se requiere de un proyecto previo en el que se hagan los cálculos necesarios y se analice el proceso constructivo –de abajo hacia arriba del talud– para garantizar también la liga entre los materiales y con ello una continuidad, para lo que es necesario el escalonamiento de la sección original y trabajar por capas para conformar el cuerpo del talud.

En el caso de cortes, se debe de proyectar de manera anticipada el abatimiento, teniendo presente que la construcción se hace de arriba hacia abajo y las técnicas que vayan a ser empleadas, ya que de tratarse de explosivos debe de diseñarse también un procedimiento para hacer un uso correcto de ellos.

VII.D. Empleo de bermas y escalonamientos

Las bermas son masas generalmente del mismo material del talud o de uno similar que se adosan al mismo para darle estabilidad. Véase Figura VII. D.1. El empleo de las bermas equivale mecánicamente al abatimiento de un talud.

Como se aprecia en la figura, también se generará un nuevo círculo crítico, que equivale a una mayor longitud de la superficie de falla que tiende a hacerse más profunda. El peso de la berma implica un aumento de resistencia al corte τ del suelo en su parte friccionante.

En los suelos cohesivos lo que sucede es que el talud se descompone en dos taludes, cada uno de ellos de menor altura, lo que implica una mayor estabilidad.

La sección idónea de la berma se calcula por aproximaciones sucesivas, habiendo fijado un factor de seguridad F_s idóneo; Rico y del Castillo aconsejan iniciar

con una altura de $\frac{1}{2} H$, siendo H la altura del terraplén, y un ancho aproximadamente igual a la corona del terraplén.

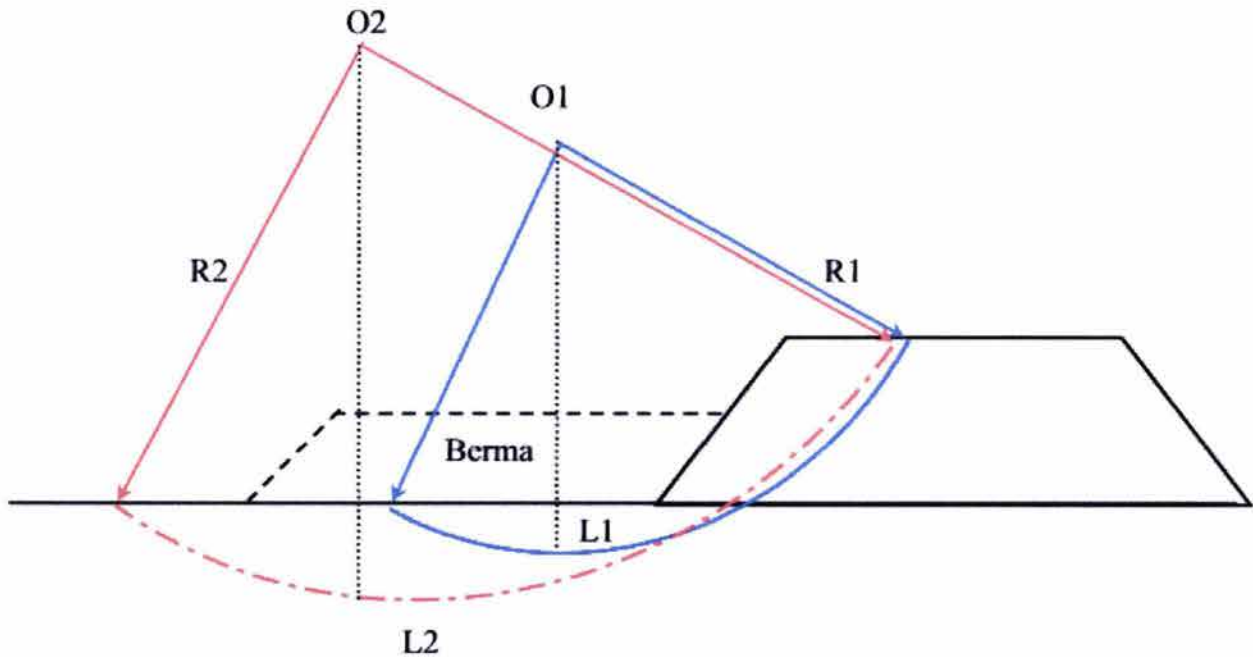


Figura VII.D. 1 Efecto de una berma.

El escalonamiento de taludes se asemeja mucho al empleo de las bermas. La Figura VII. D.2 muestra dos escalonamientos típicos, uno en suelos puramente cohesivos y otro en suelos de resistencia cohesiva – friccional. En el caso de suelos cohesivos el escalonamiento tiene por objeto transformar el talud en una combinación de varios otros de altura menor; y en los suelos cohesivo – friccional lo que se persigue es provocar un abatimiento del talud que a su vez permita recoger los caídos y coleccionar las aguas, como medida secundaria.

El escalonamiento está en función de variables tales como, el ancho de los escalones, la distancia vertical entre ellos o bien su altura, y el ángulo de los taludes intermedios.

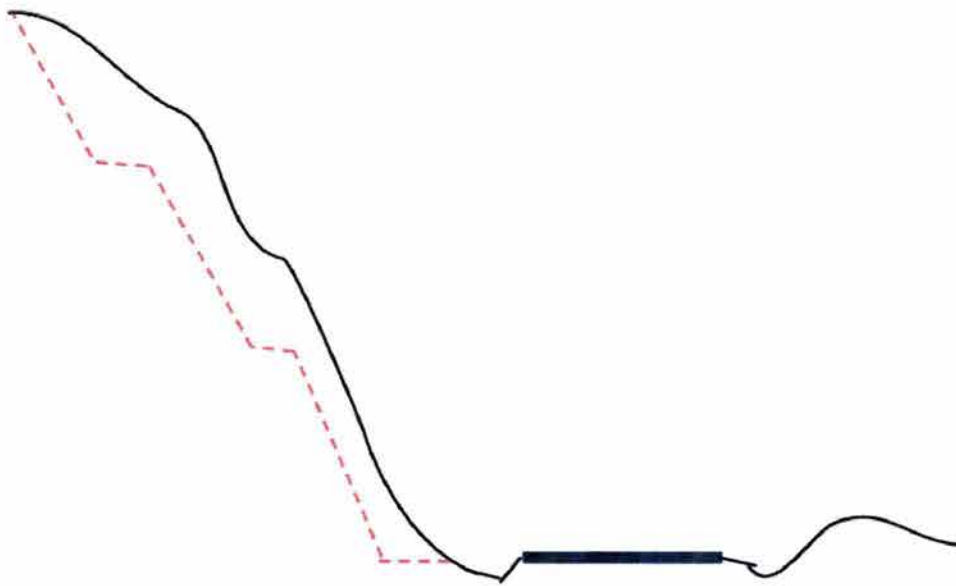
Los escalones de inclinación variable (parte b de la figura) convienen cuando el material está superficialmente alterado y su condición mejora con la profundidad.

Además de lo anterior, se sabe que los escalonamientos protegen contra la erosión puesto que disminuyen la velocidad del agua y el gasto de escurrimiento ladera abajo. Para esto se requiere que el escalón tenga una ligera inclinación hacia el corte, no obstante, en terrenos muy erosionables conviene lo contrario, o bien, se construye una cuneta impermeable para la rápida eliminación de las aguas o se impermeabiliza toda la huella del escalón; presentan también otras ventajas, por ejemplo, ayudan al control de derrumbes y caídos

Es común que la huella de los escalones disminuya hacia arriba, lo mismo que su peralte.



a) Escalonamiento en materiales cohesivos



b) Escalonamiento en suelos con resistencia friccionante

Figura VILD. 2 Escalonamiento de taludes.

VII.E. Empleo de materiales ligeros

Es obvio que esta medida es sólo aplicable en terraplenes, y su mayor eficiencia se obtiene al utilizarlos sobre materiales puramente cohesivos (arcillas blandas y turbas).

Dado que este tema ya fue comentado en uno de los apartados del Capítulo II basta decir que, con su empleo se busca la reducción de fuerzas motoras empleando para el terraplén materiales de bajo peso volumétrico.

El tezontle con peso volumétrico entre 0.6 y $1.2 \text{ ton}/\text{m}^3$ ha sido muy utilizado para estos fines además de las arenas pumíticas, ambos de origen volcánico.

Al emplear estos materiales debe de tenerse especial cuidado en la fase de compactación para no degradarlos y provocar con ello que pierdan sus propiedades de ligereza. Para evitar lo anterior, existen otras alternativas, por ejemplo, la constitución de terraplenes por medio de tubos y cajones huecos de concreto, que resultan sumamente costosos, pero también existen los geosintéticos, materiales sobre los que se discutirá más adelante.

VII.F. Consolidación previa de suelos compresibles

Esta solución se hace a base de precarga para causar la consolidación del terreno y así disminuir a futuro los asentamientos en el terreno. La consolidación previa del terreno de cimentación se puede lograr por varios caminos, uno de ellos consiste de la sobre elevación de la rasante, es decir, sobreelevar inicialmente la rasante del terraplén, de manera que quede en el nivel requerido después de producirse el asentamiento.

Otra alternativa es la construcción previa de los terraplenes, construirlos con el mayor grado de anticipación al tendido de la carpeta para que el terreno ya se haya estabilizado. Además se pueden tomar en cuenta algunas otras medidas, como la construcción de drenes verticales de arena, para facilitar la expulsión del agua y así acelerar el proceso de consolidación o bien, cuando es necesario, se remueve por completo el material compresible.

VII.G. Empleo de materiales estabilizantes

Lo que se hace es, añadir al suelo alguna sustancia que mejore sus características de resistencia. Por lo general este tipo de solución es más factible en terraplenas. Las sustancias que más comúnmente se han añadido al suelo para el fin que se busca son cementos, asfaltos o sales químicas. Sin embargo en la práctica estos procedimientos resultan caros, por lo que su uso es limitado.

En general se trata de añadir cementación artificial a los granos del suelo. La mayor parte de los procesos de inyección que se han intentado utilizan mezclas químicas en que predomina el silicato de sodio, a partir del cual puede formarse un gel sílico para rellenar grietas, intersticios o vacíos en el suelo.

Inyecciones o uso de químicos es el método utilizado para mejorar la resistencia o reducir la permeabilidad de macizos rocosos y en ocasiones de suelos permeables. Las sustancias más usadas son el cemento y la cal, ya sea mediante 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.

En el caso del cemento se trata de 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 otras palabras, el efecto de la inyección es desplazar el agua (si la hay) de las fisuras y rellenarlas con

mortero de cemento, lo que forma un buen nexo de unión entre los bloques. En los suelos la inyección debe comenzar con presiones mayores que la presión preexistente en el punto que se considera, lo que permite la penetración en las fisuras y en la superficie de falla ya formada.

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.

Otros métodos de tratamiento de suelos para los fines que se comentan, son los siguientes:

Magmaficación: consiste en fundir el suelo a temperaturas de cristalización de más de 5000°C, produciéndose un magma artificial, el cual se enfría y cristaliza posteriormente para convertirse en roca. Es un proceso sumamente costoso y complicado, por ello muy pocas ocasiones aplicado.

Congelación: consiste en disminuir la temperatura del terreno en tal forma que el agua se convierta en hielo, lo cual equivale a aumentar 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 (más de 400°C) debido a que 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 afecta es el índice plástico, el cual disminuye drásticamente. De igual forma la capacidad de absorción de agua, la expansividad y la compresibilidad disminuyen.

VII.H. Empleo de estructuras de retención

El uso de muros, tablestacas y otras estructuras de retención es muy común para corregir deslizamientos después de que han ocurrido o para prevenirlos en zonas en que puedan suscitarse. De hecho, su principal campo de aplicación está en la prevención.

Los elementos o factores que normalmente intervienen en el diseño de muros son los siguientes:

- Trayectoria de los deslizamientos
- Velocidad
- Energía de impacto
- Volumen total de acumulación

También es cierto que los resultados de su empleo han sido decepcionantes en muchos casos, razón por la cual es conveniente comentar algunos aspectos de su uso.

En primer lugar debe comprenderse que la estructura de retención ha de contener a la superficie de falla formada o por formarse; si ésta contiene al muro, el efecto de éste será nulo en la estabilidad general. Lo anterior lleva con frecuencia a muros muy altos, que han de enterrarse mucho en el terreno con la consiguiente elevación del costo en la solución.

Otra fuente común del mal funcionamiento ha sido el descuido del drenaje de la propia estructura de retención.

Por otra parte, se debe tener en cuenta que, una estructura de retención de costo razonable no incrementa demasiado la resistencia al deslizamiento del conjunto; si las fuerzas que tienden a producir la falla exceden poco a las fuerzas resistentes, la construcción del muro puede ser apropiada, pero si el desequilibrio es fuerte lo más probable es que el muro no baste para crear la seguridad que se requiere.

Las estructuras de contención se construyen por lo general al pie de los taludes de terraplenes que no podrían ligarse convenientemente con el terreno de cimentación, sobretodo en laderas inclinadas. También se construyen al pie de cortes para dar visibilidad o para (siendo éste quizá uno de sus usos más convenientes) disminuir la altura de cortes en materiales cuya resistencia sea predominante o puramente cohesiva, en los que la estabilidad es función muy sensible de la altura.

Uno de los usos más comunes de los muros de retención para estabilizar taludes es el que se hace cuando no hay espacio suficiente para pensar en el abatimiento, la cual es una situación no rara en terraplenes, y las estructuras de retención tienen la ventaja general de exigir poco espacio para su erección.

Otras veces los muros de contención se usan con éxito para confinar el pie de fallas en arcillas y lutitas, impidiendo la abertura de grietas y fisuras por expansión libre.



Ilustración 57 Muro de gavión. Este muro es de los llamados de alcancía, puesto que su finalidad es la de contener los caídos provenientes de la ladera. Del. Iztapalapa D.F., México

En general los muros de contención altos y largos son muy caros, de manera que es difícil que compitan con otras soluciones alternativas. Requieren de todo un conjunto de obras auxiliares, tales como subdrenaje, ademado, desagües, etc., que han de atenderse cuidadosamente y que elevan en forma considerable el costo total.

Los muros de gavión pueden tener ventajas adicionales en relación a los muros de contención comunes, ligadas por lo general a la rapidez de su erección y a su facilidad para soportar asentamientos. Difícilmente soportan grandes empujes puesto que trabajan por efecto exclusivo de la acción de la gravedad.

Dentro de este grupo caen también los métodos de recubrimiento que incrementan la estabilidad del talud a base de proteger los materiales contra efectos de erosión e intemperismo. En esta línea de acción quedan comprendidos los recubrimientos con mampostería seca, mampostería, concretos lanzados, losas delgadas de concreto (muchas veces sujetas con anclaje), riegos asfálticos (ya casi en desuso), etc.

Algunas otras obras de protección, muy utilizadas en zonas con riesgo de falla y que están pobladas, algo que con mucha frecuencia sucede en México, son:

Trincheras: obras al pie del talud que pueden impedir que la roca afecte la calzada de una vía o las construcciones (casas, escuelas, etc.) y representa una solución muy efectiva cuando existe espacio adecuado para su construcción.

Barreras de retención: producen un espacio o trinchera 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.

Cubiertas de protección: consisten en estructuras de concreto armado, inclinadas a una determinada pendiente para permitir el paso de los caídos, flujos o avalanchas sobre ellas. Recomendables cuando existe la amenaza de caídos de roca en taludes de alta pendiente.

VII.I. Empleo de pilotes

El pilote constituye seguramente la solución más controvertible entre las que son usuales para estabilizar mecánicamente deslizamientos en laderas y taludes; sin embargo se han registrado algunos éxitos espectaculares, logrados a costos comparativamente bajos.

Es probable que el método solo sea apropiado en deslizamientos superficiales; los profundos generan fuerzas muy grandes, que con dificultad resisten los pilotes; además, tales fuerzas harían avanzar al suelo entre los pilotes, aún suponiendo que éstos resistiesen.

El anclaje es evidentemente esencial; pilotes poco anclados serán arrancados y volcados, movimiento que por cierto, provocará alteraciones en la superficie de falla con posibles resultados contraproducentes.

La solución sólo se puede intentar en roca o materiales duros, pues los suelos blandos fluirán fácilmente en torno al pilote reduciendo mucho su eficiencia. Cuando la fricción a lo largo de la superficie de falla potencial sea muy importante, el pilotaje constituye una medida de prevención digna de tomarse en cuenta porque puede

incrementar bastante los efectos de fricción. La Figura VII. I.1 muestra un esquema ilustrativo del método comentado.

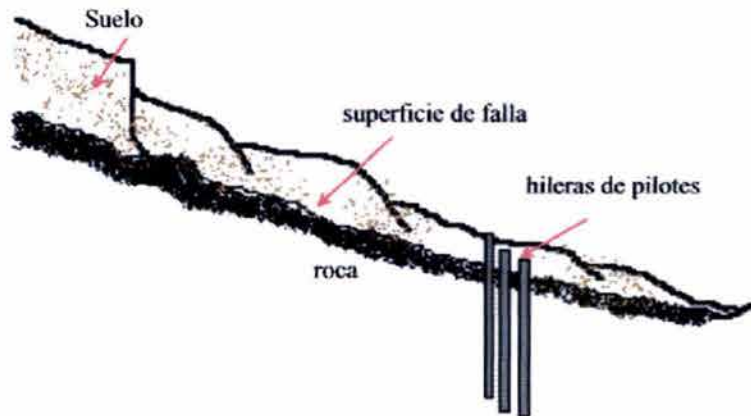


Figura VII.I. 1 Croquis de la estabilización de una falla con pilotes.

En ocasiones se complementa la acción de los pilotes colocando losas de concreto reforzado entre ellos.

VII.J. Empleo de contrapesos al pie de falla

La solución por lo general busca dos efectos; en primer lugar balancear el efecto de las fuerzas motoras en la cabeza de la falla, en forma similar a como lo hace una berma, a la que equivalen en algunos aspectos; en segundo lugar incrementar la resistencia al esfuerzo cortante del material subyacente, cuando éste es de naturaleza friccionante.

Una apropiada forma de la superficie de falla (de preferencia que tienda a elevarse bajo el contrapeso) y que el terreno en la zona de colocación tenga suficiente resistencia para soportar el peso que se le impone, son probablemente las dos condiciones básicas para que pueda pensarse en el empleo de esta solución. La Figura VII. J.1 muestra un croquis con una aplicación práctica de este método.

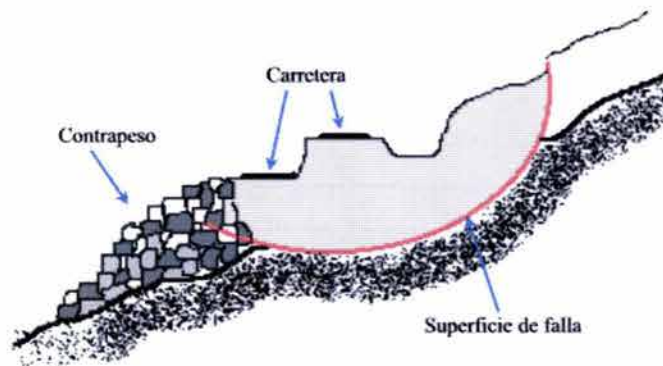


Figura VII.J. 1 Contrapeso de enrocamiento.

Existen varias soluciones mixtas, que combinan el efecto del contrapeso con otros deseables. Por ejemplo, se han estabilizado fallas con el uso de respaldos de enrocamiento, en los que el efecto del contrapeso se suma a la sustitución de materiales malos por otros de mucho mejor calidad y al subdrenaje.

La Figura VII. J.2 se refiere a un deslizamiento de tierras real en que una masa importante se deslizó parcialmente a lo largo de un contacto con roca muy fisurada y fragmentada, en la que existían abundantes cantidades de agua; el respaldo de enrocamiento que se colocó, además de detener el terraplén, proporcionó drenaje e introdujo una cantidad importante de material muy bueno en cualquier superficie de falla potencial que tendiera a formarse después de la estabilización.

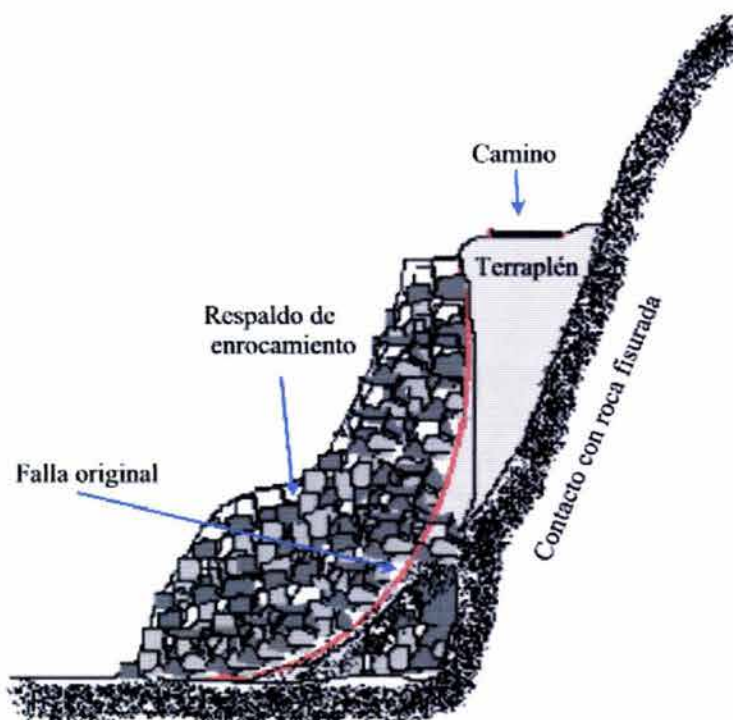


Figura VII.J. 2 Respaldo de enrocamiento, en el que el efecto del contrapeso se combina con los de sustitución y subdrenaje. Caso Tijuana – Ensenada, Ref. 2

VII.K. Concreto lanzado^(Ref. 17)

Este método no está propiamente enfocado a la estabilización de un talud sino a su protección, es decir, se cubre el material que constituye al talud para evitar su rápida degradación impidiendo que éste tenga un contacto directo con aquellos elementos que dan lugar al intemperismo, tales como la lluvia, el aire, etc.

Cuando se hace uso de este método se debe proporcionar también de manera simultánea un buen sistema de drenado, mediante tubos colocados en la cara del talud (véase ilustración 58) con una inclinación mayor a la del echado que permiten el libre flujo de agua, evitando la generación de empujes hidrostáticos.

El concreto puede ser acompañado por mallas de acero ancladas, lo que permite obtener un doble beneficio, protección del talud y en cierto grado un estabilidad en la superficie del mismo (se recomienda ampliamente en roca sumamente fracturada), al evitar con la malla los desprendimientos probables de la superficie del talud.



Ilustración 58 Tubos de plástico usados para proveer de drenaje a un talud cubierto con concreto lanzado.

Ref. 17

El concreto utilizado comúnmente se compone de cemento, arena y agregado fino y es aplicado y mezclado de manera neumática, la compactación se da de forma dinámica como consecuencia de la gran velocidad a la que se impacta el concreto sobre la superficie.

Hoy en día el concreto puede ser también reforzado a la tensión con ayuda del uso de fibras de acero que son adicionadas en la misma mezcla, con esto se minimizan las grietas por tensión y con ello la posible fragmentación de la cubierta de concreto. Existen también otro tipo de aditivos como los reductores de agua y los aditivos puzolánicos, capaces de incrementar la resistencia del concreto a la compresión y al ataque de sustancias químicas al aumentar su impermeabilidad.

Con respecto al uso de concreto lanzado Hoek hace una serie de recomendaciones (con aplicación en la minería) para obtener los mejores resultados tras hacer uso del mismo. La tabla siguiente muestra un resumen (para ampliar esta información se puede consultar la Referencia (17) de dichas recomendaciones:

Descripción de la Roca	Comportamiento	Soporte requerido	Aplicación de Concreto
Roca masiva ígnea o metamórfica. Condición de bajos esfuerzos.	Sin desprendimientos, foliación o fallas.	Ninguno	Ninguno
Roca masiva sedimentaria. Condición de bajos esfuerzos.	Superficies limosas, lodosas o arcillosas pueden generarse por el cambio en el contenido de humedad.	Sellado de las grietas para prevenir el aflojamiento.	Aplicar una capa de 25mm de concreto permanente lo más pronto posible después de la excavación. Reparar el concreto dañado debido al uso de explosivos.
Roca masiva con fallas individuales o grandes espacios entre las zonas de corte.	El relleno de las fallas puede ser débil y erosionable y puede causar problemas de estabilidad en la roca adyacente a las juntas.	Colocar un soporte provisional y sellar las grietas en las zonas de debilidad y la vecindad de las zonas fracturadas.	Remover el material débil hasta una profundidad igual al ancho de la falla o hasta encontrar roca firme. La malla de acero puede ser usada si se requiere para proveer un soporte temporal para los desprendimientos. Rellenar los vacíos con concreto. Extender el refuerzo de concreto lateralmente por lo menos del mismo ancho de la zona rellena.
Roca masiva ígnea o metamórfica. Condiciones de altos esfuerzos.	Superficies foliadas, inestables y posibles desprendimientos.	Retención de la roca dañada y controlar la dilatación de la masa rocosa.	Aplicar una capa de 50mm de concreto sobre malla anclada, o aplicar 50mm de concreto reforzado con fibra de acero en la roca e instalar anclas con placarondana; después aplicar una segunda capa de 25mm. Extender la aplicación del concreto hacia los lados donde sea requerido.
Roca masiva sedimentaria. Altas condiciones de esfuerzos.	Superficies foliadas, inestables y posible aplastamiento en lutitas y rocas suaves.	Retención de la roca dañada y control del aplastamiento.	Aplicar una capa de 75mm de concreto reforzado con fibra directamente sobre la roca. Las anclas y dovelas son también necesarias para un soporte adicional.
Roca metamórfica o ígnea con poco espacio entre las juntas. Bajas condiciones de esfuerzos.	Potencial para cuñas o bloques para caer o deslizarse debido a las cargas gravitacionales.	Soporte provisional, además de la disponibilidad de anclas o cables.	Aplicar 50mm de concreto reforzado con fibra de acero en la superficie de la roca en que los trazos de las discontinuidades quedan expuestos.
Roca sedimentaria con poco espacio entre los estratos y las juntas. Condiciones de bajos esfuerzos.	Potencial para cuñas o bloques para caer o deslizarse debido a las cargas gravitacionales. Los estratos expuestos pueden deteriorarse con el tiempo.	Soporte provisional además de la disponibilidad de anclas y cables. Sellado de los estratos débiles expuestos.	Aplicar 50mm de concreto reforzado con fibra de acero en la superficie de la roca en que los trazos de las discontinuidades quedan expuestos, con particular atención a los estratos planos.
Roca ígnea o metamórfica fisurada. Condición de altos esfuerzos.	Combinar la estructura de refuerzo y el control de esfuerzo en las fallas alrededor de los límites de la excavación.	Retención de la roca dañada y control de la dilatación en la roca.	Aplicar una capa de 75mm de concreto sobre malla de acero anclada o aplicar 75mm de concreto reforzado con fibra, instalar anclas con placarondana y luego aplicar una segunda capa de concreto de 25mm. Rellenar con concreto las juntas puede ser necesario bajo altos niveles de esfuerzo.
Roca sedimentaria con estratos y juntas débiles. Condición de altos esfuerzos.	Foliación, inestabilidad y posible aplastamiento.	Control de las fallas en la roca y el aplastamiento.	Aplicar 75mm de concreto reforzado con fibra de acero sobre la superficie de la roca tan pronto como sea posible, instalar anclas con placarondana, después colocar una segunda capa de concreto de 75mm.
Roca ígnea o metamórfica muy fisurada. Condición de bajos esfuerzos.	Caidos de pequeñas cuñas y bloques definidos por la intersección de las juntas.	Prevención de los caídos progresivos.	Aplicar 50mm de concreto reforzado con fibra sobre la roca del techo de la excavación. Anclas o dovelas pueden ser necesarios como soporte adicional para grandes bloques.

Roca sedimentaria estratificada y muy fisurada. Condición de bajos esfuerzos.	Estratos separados en un amplio span y caídos de las caras inclinadas.	Control de la separación de los estratos y desprendimientos.	Anclajes o dovelas se requieren para controlar la separación de los estratos. Aplicar 75mm de concreto reforzado con fibra de acero sobre los trazos de los estratos antes de las anclas.
Roca ígnea o metamórfica fuertemente alterada, conglomerados o roca con relleno cementado. Condición de altos esfuerzos.	Aplastamiento y flujo plástico alrededor de la excavación.	Control de la dilatación y de las fallas.	Aplicar 100mm de concreto reforzado con fibra tan pronto como sea posible e instalar anclas con placas rondana, después aplicar concreto. Aplicar una capa adicional de 50mm de concreto si es requerido. Extender el soporte hacia los lados si es necesario.
Roca sedimentaria fuertemente alterada con superficies cubiertas de arcilla. Condición de altos esfuerzos.	Aplastamiento y flujo plástico de roca alrededor de la excavación. Las rocas ricas en arcilla pueden ser expandibles.	Control de las fallas y la dilatación.	Aplicar 50mm de concreto reforzado con fibra de acero tan pronto como sea posible, instalar rejilla circular o marcos de acero con sección circular donde sea necesario, después colocar concreto para cubrir el acero colocado. Pueden quedar huecos en la aplicación del concreto para permitir el movimiento del material por su expansión. Los huecos deben ser sellados una vez que la excavación es estable.
Roca masiva en condición de leves desprendimientos sujeta a altas condiciones de altos esfuerzos.	Expansión, foliación y ligeros caídos.	Retención de la roca fallada y control de la propagación de las fallas.	Aplicar una capa de concreto de 50 a 100mm sobre malla de acero o cables que deben estar firmemente anclados a la roca por medio de anclas o cables de anclaje.

Tabla VII. 1 Tabla resumen de las recomendaciones para el uso de concreto lanzado reforzado con malla de acero. Ref. 17.

Cabe aclarar que ésta tabla fue hecha para excavaciones subterráneas, sin embargo su aplicación se ha extendido a prácticamente cualquier tipo de obra, según la propia experiencia de su autor, y se han obtenido así muy buenos resultados.

VII.L. Anclajes^(Ref. 16 y 17)

Como hemos visto, el uso de anclajes resulta muy práctico y funcional dentro de muchos tipos de tratamiento correctivo que se hace en los taludes y laderas para prevención y corrección de las fallas que pudiesen suscitarse en ellos. No obstante, el anclaje es uno de los métodos más efectivos para estabilizar bloques o lajas de roca con tendencia a deslizarse a lo largo de superficies inclinadas de discontinuidad. Considérese la Figura VII. L.1, en la que se puede ver que la condición de equilibrio límite está definida por:

$$W \sin \Psi + V - T \cos \beta = cA + (W \cos \Psi - U + T \sin \beta) \tan \phi \quad (7.1)$$

de manera que, T incrementa la fuerza normal y reduce la componente del peso en dirección del deslizamiento.

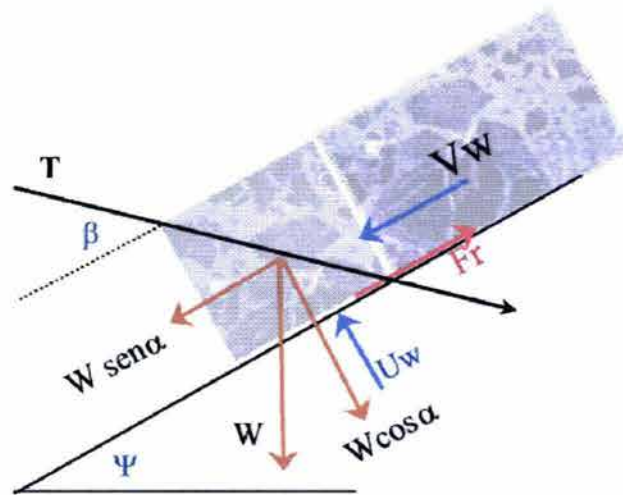


Figura VII.L. 1 Función de las anclas en un deslizamiento.

La posición óptima de T se da cuando $\beta = \phi$ y el factor de seguridad F_s , está dado por:

$$F_s = \frac{cA + (W \cos \Psi - U + T \sin \beta) \tan \phi}{W \sin \Psi + V - T \cos \beta} \quad (7.2)$$

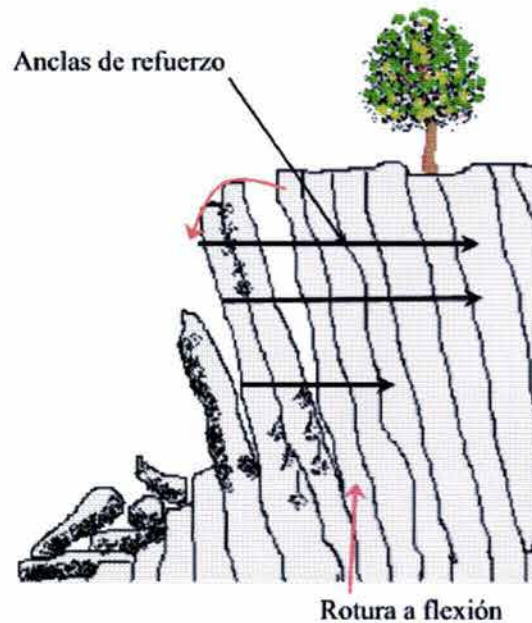


Figura VII.L. 2 Anclaje horizontal.

Algo similar sucede cuando se refuerzan con T los taludes muy escarpados, como el mostrado en la Figura VII. L.2, en el que se instalan anclas horizontales que además de evitar la flexión de las columnas de roca, hacen que éstas trabajen como elementos cortos por lo que disminuye también así, la falla por pandeo.

Los anclajes pueden ser del tipo temporal y permanentes, para los primeros normalmente se usan varillas corrugadas clavadas ya sea en suelo o roca, y para los

permanentes se toman determinadas medidas para impedir que las varillas queden sujetas a la corrosión, rellenando alrededor de las mismas con cemento o resina, a manera de ademe.

Existen diferentes tipos de anclas, entre ellas las de acero y las de resina que tienen una acción rápida después de su colocación, en tanto que los pernos de anclaje dependen del movimiento de las rocas para activar su acción reforzante, dichos pernos pueden ser flexibles (a base de cables de acero) o bien, rígidos. En la ilustración siguiente, se muestra como se coloca cable de acero, como estabilizante.



Ilustración 59 Perforación para la instalación de cables de refuerzo en un talud de granito. Ref. 17

Otra forma de clasificar los anclajes es en función de su colocación y la forma en como accionan, así pues, existen los de tensión, fricción y expansión, éstos últimos por estar formados a base de tubos con una sección que es expandida a una de mayor tamaño con presión de agua al ser colocados.

En las rocas, la función principal de las anclas y cables de tensión radica en el hecho de que hacen trabajar a los bloques aislados como un conjunto, evitando los movimientos relativos entre ellos.

VII.M. Uso de explosivos

La superficie de falla sobre la cual ocurre un deslizamiento es muchas veces lisa y pulida; el caso típico de este fenómeno es el de masas de suelo cohesivo que deslizan sobre mantos de roca o suelos mucho más duros. Éste tipo de contactos constituyen también una superficie potencial de deslizamiento.

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

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

Según Rico y del Castillo (Ref. 2), es cuestionable cualquier ventaja de drenaje que se pueda obtener mediante el uso de explosivos: los fragmentos resultantes no forman un filtro, de manera que con seguridad los pequeños espacios entre ellos se sellarán con material muy fino arrastrado por el flujo de agua. Los deslizamientos muy profundos quedan fuera del alcance del método por la violencia de las explosiones necesarias para ponerlo en práctica.

Los explosivos se pueden usar también en derrumbes y caídos, pero no como método de corrección sino de remoción.

Con respecto al último punto señalado, cabe hacer algunos otros comentarios. Los procesos de excavación con explosivos deben de diseñarse con especial cuidado, puesto que las explosiones inciden en la estabilidad de los taludes a través de los esfuerzos dinámicos inducidos y la expansión violenta de los gases, pues en ambos casos se puede provocar un proceso de fragmentación por la degradación de la interrelación de los bloques individuales separados por discontinuidades, donde, asumiendo que su resistencia a la tensión es cero, un pequeño incremento en estos esfuerzos afecta fuertemente al material.



Ilustración 60 Comparación de resultados con dos técnicas de corte con explosivos, en Gneiss. Ref.17

El daño es muy fuerte en las superficies que quedan expuestas después de la detonación, y los daños decrecen con la profundidad. En la Ilustración 60 se puede observar el resultado obtenido en la remoción de material en un talud con dos procedimientos diferentes con explosivos, aquél en el que se obtienen los mejores resultados (parte izquierda de la imagen) llamado de precorte o pre-split y un segundo procedimiento que es el más habitual (parte derecha de la imagen). Como se puede ver, con las técnicas más modernas para el uso de explosivos los resultados obtenidos son por mucho de mejor calidad y hoy en día poco se divulgan en las universidades de México, no hay quizás quien lo haga.

VII.N. Empleo de geosintéticos (GMA de México)

Desde los años sesenta y después en los setenta con mayor auge e investigación, los geosintéticos se establecieron firmemente como materiales prácticos y económicos para la construcción y edificación subterránea, y hoy en día el empleo de dichos materiales se hace cada vez más frecuente.

Los geosintéticos están hechos a base de materiales poliméricos de larga duración, hechos por el hombre. Los polímeros se hacen uniendo químicamente moléculas muy grandes que forman cadenas largas. Los polímeros principales que se usan como materiales geosintéticos son la olefina (polipropileno y polietileno de alta densidad), poliéster (material resistente a la fluencia por largo tiempo) y otros polímeros como el nylon y el poliestireno.

La Tabla VII. N.1 muestra un resumen de las aplicaciones de los geosintéticos que hoy en día son más conocidos:

APLICACIÓN	FUNCIÓN PRINCIPAL	PRODUCTOS
Estabilización de la subrasante	Separación/refuerzo/filtración	Geotextil/geomalla
Estabilización de la vía del ferrocarril	Drenaje/separación/filtración	Geotextil
Control de sedimentación con cortinas de retención	Retención de sedimentos/filtración/separación	Geotextil
Carpeta asfáltica	Impermeabilización/capa disipadora de esfuerzos	Geotextil
Refuerzo de suelo en: Terraplenes Taludes Muros verticales	Refuerzo Refuerzo Refuerzo	Geotextil/geomalla Geomalla/geotextil Geomalla/geotextil
Filtro para control de erosión	Filtración/separación	Geotextil
Filtro para el drenaje subterráneo	Filtración	Geotextil
Protección de geomembrana	Protección/amortiguación	Geotextil
Drenaje subterráneo	Filtración/transmisión de fluidos	Compuestos de drenaje prefabricados
Control de erosión superficial	Refuerzo del césped	Mantas para en control de erosión

Tabla VII.N. 1 Tabla resumen de aplicaciones de los geosintéticos. GMA, México.

Como se puede apreciar en la anterior tabla, la aplicación de los geosintéticos es muy variada, son materiales muy versátiles y es por ello que vale la pena hacer algunos comentarios en torno a algunos de sus usos, particularmente los relacionados con los terraplenes.

Terraplenes reforzados sobre suelos blandos: en este tipo de aplicación, los suelos de cimentación son muy blandos para permitir la construcción de un terraplén con la altura requerida y/o permiten un factor de seguridad adecuado contra fallas sin refuerzos a la tensión.

Mediante técnicas convencionales de mecánica de suelos se pueden evaluar las condiciones del suelo y la geometría del terraplén. Con esto se genera un diseño que ofrezca la resistencia de refuerzo requerida del geosintético y finalmente se puede seleccionar el geosintético que mejor cumpla las exigencias.

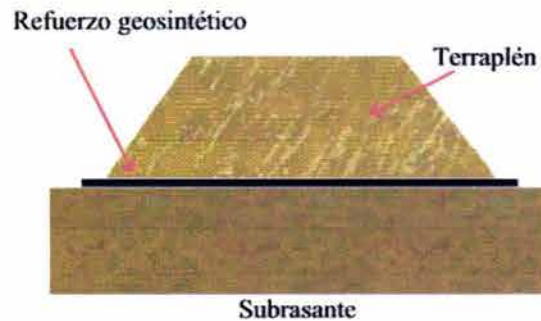


Figura VII.N. 1 Terraplenes reforzados sobre suelos blandos.

Refuerzo de taludes inclinados: en este caso, los geotextiles y las geomallas hacen posible la construcción de taludes con mayor grado de inclinación que el permitido por el ángulo de reposo natural del suelo, lo que ayuda en gran medida, al uso más eficiente del terreno.

La separación vertical y la longitud de empotramiento del refuerzo son condiciones críticas para obtener una masa de suelo reforzado estable. En la Ref. 30 puede consultarse a detalle este método de estabilización.

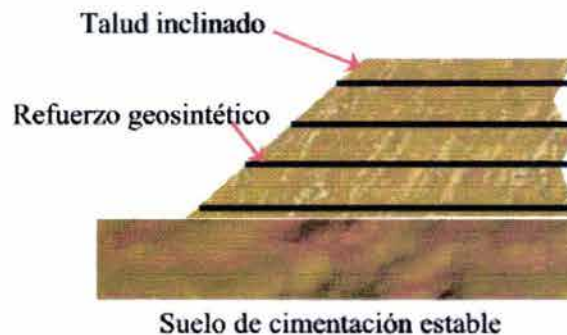


Figura VII.N. 2 Refuerzo de taludes inclinados.

Refuerzo interno en muros de contención: los geosintéticos permiten el refuerzo del suelo, creando un área de relleno estable detrás de la superficie del muro. Ésta medida reduce el peligro de desplazamiento lateral del muro como consecuencia de las cargas verticales, las cuales son transformadas en presiones horizontales que actúan en la parte trasera del muro.

Esta aplicación es una alternativa para los muros de retención de gravedad o voladizos que se usan en muchas estructuras de ingeniería civil.

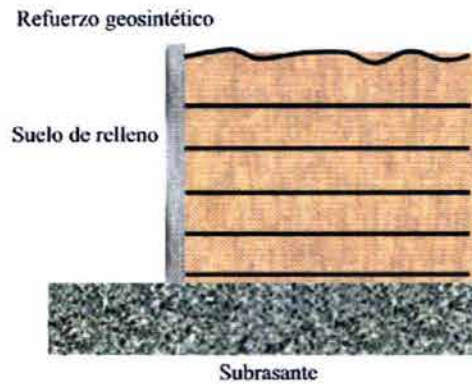


Figura VII.N. 3 Refuerzo interno en muros de contención.

Otra de las grandes ventajas que implican el empleo de los geosintéticos radica en el hecho de que los sistemas reforzados con esta clase de materiales son más resistentes a los suelos corrosivos y ácidos, lo que hace posible en muchas ocasiones emplear material de relleno proveniente de la misma obra, con un menor costo.

VII.O. Empleo de vegetación

Éste es un método correctivo y preventivo de fallas por erosión. Los movimientos de tierra que acompañan a la construcción de cortes y terraplenes producen inevitablemente una destrucción de la cobertura vegetal, dejando a los suelos expuestos al ataque de agua superficial y viento. La vegetación cumple dos funciones importantes; en primer lugar, disminuye el contenido de agua en la parte superficial, y en segundo, da consistencia a esa parte por el entramado mecánico de sus raíces.

Existen varios criterios para seleccionar el tipo de especies más convenientes en cada caso, siendo el mejor de ellos el uso de plantas propias de la región al minimizarse así los fracasos posibles en la adaptación al ambiente de especies importadas. Evidentemente hay especies vegetales que toman demasiada agua y otras mucho menos, produciendo grados muy diferentes de abatimiento en los contenidos de agua superficiales. En suelos arcillosos seguramente pueden convenir más las primeras, al garantizar una corteza de suelo más resistente, pero en suelos arenosos un secado intenso en la superficie hace a los materiales más erosionables y ello no es conveniente.

La experiencia de muchos ingenieros en este tema ha probado que es más efectivo para defender a los taludes la plantación de pastos y plantas herbáceas, en vez de la plantación de matas o áreas aisladas.

Es muy importante el efecto del pasto para evitar la formación de grietas de contracción en los suelos que estarían expuestos de no existir tal cobertura.

Ahora bien, el riego de las plantaciones que se efectúe, cuando es abundante y prolongado, debe de verse como indeseable desde el punto de vista de la economía y

conservación. Para evitar esto, se recurre a la colocación de costras de arcilla y tierra vegetal sobre taludes construidos con suelos que no ofrecen un soporte natural adecuado para la vegetación; éstas costras conservan la humedad en mayor grado, lo que favorece la vegetación.

Un estudio detallado de las especies vegetales que deben ser utilizadas en cada lugar, según el tipo de suelo y las condiciones atmosféricas de la región quedan fuera del alcance de este trabajo, no obstante, en las Ref. 11, 13, 14 y 22 se explican algunos conceptos generales en torno a los suelos y sus nutrientes, además de tratar con más detalle los principios básicos de la erosión y una aplicación práctica como lo es el diseño de surcos en contorno.

Resta por mencionar algunas nuevas tecnologías para el control de la erosión, como lo son algunos geosintéticos (véase Tabla VII. N.1) y la hidrosiembra.

Entre las primeras se encuentran los sistemas de revestimiento rígido; éstos incluyen a los “preformados de geotextiles” (geobolsas, geosacos, colchacretos, bolsacretos, etc.), confinamiento geocelular, gaviones, bloques articulados de concreto, adocretos y por supuesto enrocamientos. (Ref. 28)

Cuando se coloca un sistema de revestimiento rígido el agua puede entrar y salir, pero la fuerza del agua la resiste el revestimiento, minimizando así el acarreo gradual de partículas de suelo hacia fuera del revestimiento y con ellos la tubificación, misma que puede culminar en asentamientos, desplazamientos u otro tipo de inestabilidad en el sistema de revestimiento rígido.

En un sistema de revestimiento rígido bien construido, se coloca una capa filtrante entre el suelo del terraplén y el revestimiento, para prevenir un deslave. Las capas filtrantes tradicionales han sido de arena y agregados, que son muy costosos. El espesor de dichas capas debe ser controlado y dicho control se dificulta en algunos casos. Por estas dos razones en ocasiones se prefiere prescindir de estas capas, lo que implica un error (Ref. 28).

Otros son los sistemas de revestimiento flexible, cuyo objeto principal es el de ayudar a los vegetales, sobretodo en pendientes muy abruptas, para que logren enraizar y sujetarse del talud. Para este fin se utilizan las geomatrices, que son mallas generalmente tridimensionales que, por una parte retienen los sólidos y las partículas pétreas *in situ*, evitando que sean arrastrados por el agua y al mismo tiempo retienen el suelo orgánico recién colocado para vegetar o revegetar el lugar donde se le ha colocado.

A estos sistemas se suman las geomatrices temporales (biodegradables o fotodegradables), se usan para prevenir pérdidas de suelo de la capa sembrada y aumentar la firmeza de la vegetación, donde la vegetación misma proporcionará suficiente protección una vez establecida. Normalmente se hacen de fibras naturales tales como la paja, yute, cáscara de coco o virutas de madera o bien, de polímeros.

Las geomatrices no degradables o de largo plazo, son usadas para aplicaciones hidráulicas permanentes, donde las cargas de diseño generan esfuerzos cortantes que exceden los límites de la vegetación madura natural. Éstos productos están hechos de materiales estabilizados contra la acción de rayos ultravioleta, no degradables, de fibras poliméricas y en forma de malla y/o filamentos.



Ilustración 61 Muro estabilizado y revegetado a base de geotextiles y geoceldas. Sta Fe, DF.

El último tipo de estos sistemas es la llamada **hidrosiembra**, que son capas protectoras conformadas de fibras de celulosa aplicadas por aspersión hidráulica junto con la semilla. Las fibras se dispersan en una solución que, cuando se riega sobre el suelo raso, hace que las fibras se peguen entre sí y también al suelo. Éstos sistemas de capas protectoras son más resistentes a la erosión que los sistemas aplicados en seco, pero también son más costosas.

Ésta información sobre los geosintéticos puede ampliarse con mayor lujo de detalle, en el Manual de Geosintéticos, editado por GMA de México.

VII.P. Corrección de fallas de otros tipos

Éstas medidas casi siempre están relacionadas con las condiciones de compactación del material del talud o del terreno de cimentación.

Es importante señalar los métodos que se emplean para prevenir y corregir los agrietamientos longitudinales. Puesto que las grietas aparecen en las zonas del terraplén más susceptibles a los cambios de humedad, que son sus hombros, la primera solución en que puede pensarse es la de construir el terraplén de un ancho mayor que el necesario por razones geométricas con lo cual se lograría que sean mínimos los cambios de humedad en la zona de pavimento y que las grietas ocurran fuera de esa zona; el mismo criterio llevará a ampliar los terraplenes ya construidos en que aparezcan grietas. La solución resulta muy buena, con estupendos resultados, pero que no ataca en sí al problema e incrementa los costos de la obra.

Rico y del Castillo, mencionan que la experiencia ha demostrado que las grietas se alejan suficientemente de la zona pavimentada aún cuando se haga la ampliación de los taludes –en el caso de corrección de terraplenes construidos– y en forma descuidada, sin compactar como es debido el material recargado. A este respecto mencionan que ha dado mejor resultado la utilización de suelos finos arcillosos en taludes ampliados, lo cual además propicia su forestación, que es

deseable. Ésta misma técnica les ha dado buenos resultados en los casos de falla por hombros caídos.

VII.Q. Otros métodos correctivos

Todos los anteriores métodos mencionados se refieren a soluciones probadas en mayor o menor grado en muchos y muy diversos lugares, sin embargo, la labor del ingeniero no tiene que estar limitada al empleo de técnicas o procedimientos ya conocidos, sino que debe de hacer uso de ese monto de información que posee y recomendar una solución adecuada, llegando a la solución idónea de cada caso, en ocasiones quizá una original y en otras, una combinación de varios métodos ya comprobados.

El ingenio pues, es la materia prima del buen ingeniero, de manera que nunca debe de reducirse su labor a la mera aplicación de formularios o recetas de determinados procedimientos, pues las características de los materiales y las zonas en que se encuentran son siempre diferentes, lo que implica que no hay que obstinarse en solucionar un problema con un método que ha funcionado en otro lugar, solo por querer facilitar y acelerar un proyecto.

Aún hablando de deslizamientos de tierras, no todas las soluciones comentadas anteriormente, pueden considerarse las apropiadas para los diferentes tipos de falla. No obstante, siempre será mejor, mejorar y perfeccionar un proceso que inicia a uno sobre el cual se divaga, pues el tiempo no espera y las catástrofes aún menos.

VIII. EXPOSICIÓN DE CASOS REALES

En este último capítulo se presenta la descripción general de algunos casos históricos, acerca de deslizamientos o fallas en laderas y/o taludes, constituidos por suelos residuales ó rocas metamórficas.

Básicamente se presenta una breve síntesis de informes elaborados por especialistas que han realizado trabajos relacionados con este campo de la geotecnia. Éstos casos se han presentado en México o algún otro país, a sabiendas de que en México existen pocos informes relacionados con los deslizamientos ocurridos, no obstante, el CENAPRED en conjunto con las direcciones principales de protección civil de los diversos estados, han iniciado un trabajo que tiene por meta la regionalización de todo el territorio, con el objeto de contar con un mapa que permita visualizar de manera eficaz las zonas de riesgo y con ello, tratar de evitar, en la medida de lo posible grandes tragedias y/o desastres.

Cabe aclarar que la información expuesta en los siguientes casos, se presenta de la manera más íntegra posible con respecto a los informes originales, con la idea de no restar crédito alguno a la investigación y trabajo hecho por las personas responsables de éstos.

Análisis geomecánico de la inestabilidad del escarpe La Paloma, en la Ciudad de Morelia, Michoacán, México REF.9

LOCALIZACIÓN

La capital del Estado de Michoacán es la Ciudad de Morelia y su municipio, que se encuentra localizado al Norte-Oeste del Estado, tiene una extensión de 1,308 km². Morelia se ubica en el antiguo valle de Guayangareo, tiene una extensión de 25 km de oriente a poniente y de 15 km del norte al sur. Rodeando a la ciudad se encuentran los volcanes de Atécuaro y Punhuato de edad Mioceno-Plioceno y los volcanes Quinceo - Las Tetillas y El Águila de edad Cuaternaria. Estos últimos forman parte del Cinturón Volcánico Mexicano (CVM). La ciudad está ubicada en los 19°42' latitud Norte y los 101°11' de longitud Oeste, con una altura de 1,941 msnm.

GEOLOGÍA

Marco Geológico – Estructural

En el escarpe de La Paloma se pueden observar diferentes tipos de materiales involucrados en la inestabilidad: en la base se presenta un depósito de talud con espesor variable de 20 a 50 m; intercalado con este material se tienen depósitos arcillosos con espesores de 1 a 5 m. Sobreyaciendo se encuentran de 20 a 50 m de depósitos de flujos piroclásticos retrabajados (epiclastitas) asociados a un deslizamiento. Sobreyaciendo se observa un nivel de paleosuelo (con restos de cerámica), depósitos de talud y coluviones. Sobreyaciendo al paleosuelo se observaron aproximadamente 10 a 30 m de brechas

de talud estratificadas. Coronando a todas las unidades anteriores se observan depósitos de talud, suelos y antiguos materiales de deslizamiento (Figura VIII.1).

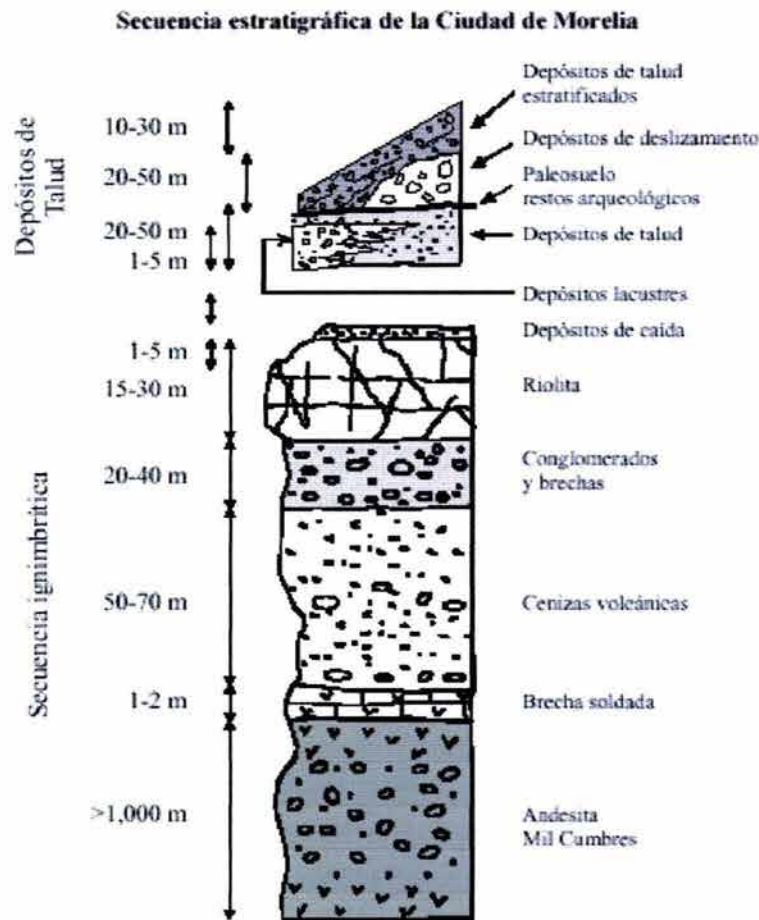


Figura VIII. 1 Secuencia estratigráfica de la Ciudad de Morelia, Michoacán.

PELIGRO GEOMORFOLÓGICO

La peligrosidad de un deslizamiento debe necesariamente hacer referencia a su geometría, a los mecanismos, a la cinemática, a la frecuencia de sucesos en relación con la persistencia de las causas de activación, etc.

La determinación del riesgo prevé los parámetros y la combinación de una serie de factores de naturaleza socio - económica y geológico - ambiental. Los tres diferentes componentes del riesgo (peligrosidad, vulnerabilidad y el valor de los elementos a riesgo) pueden ser determinados con un grado diferente de detalle según la competencia de los especialistas y la información recabada en el lugar.

En las relaciones de la UNESCO (1973-1979), se dan definiciones precisas relativas a los diferentes componentes que se requieren para la determinación del riesgo de deslizamientos en masa:

Peligrosidad (H). Probabilidad de que un fenómeno potencialmente destructivo de determinada intensidad se verifique en un periodo de tiempo y en un área dada (sinónimo: probabilidad de ocurrencia).

Elementos en riesgo (E). Población, propiedades, actividad económica, servicios públicos y bienes ambientales en un área dada expuesta a riesgo.

Vulnerabilidad (V). Grado de pérdida producida en un cierto elemento o grupo de elementos expuestos a riesgo, resultante de la verificación de un fenómeno natural y de una intensidad dada. Se expresa en una escala de cero (ninguna pérdida) a uno (pérdida total) y es una función de la intensidad del fenómeno y de la tipología del elemento en riesgo.

Riesgo específico (RS). Grado de pérdida esperado como consecuencia de un particular fenómeno natural. Se puede expresar por el producto de *H* y *V*.

Riesgo total (R). Valor esperado de pérdidas humanas, heridos, daños a la propiedad y de las perturbaciones a la actividad económica debidos a un particular fenómeno natural. Se expresa en términos de costo anual o bien de número o cantidad de unidades perdidas en un año. El riesgo total se puede expresar por el producto:

$$R = HVE = R_s E$$

La descripción de las causas de los deslizamientos en masa consiste en hacer un examen de los múltiples factores que influyen en la inestabilidad en sus parámetros, ampliamente discutidos en los anteriores capítulos.

Fenómenos de deslizamiento en masa

Los fenómenos de deslizamiento de masa son movimientos de material (roca, detrito y tierra) a lo largo de un talud. Estos fenómenos están catalogados en la categoría general de movimientos de masa o de los procesos morfogenéticos sobre la superficie de la tierra que ocurren a consecuencia de la acción de la gravedad, la cual se distingue por un carácter no selectivo al afectar indistintamente materiales de cualquier forma y dimensión. Los movimientos en masa que no constituyen fenómenos de deslizamiento están representados por las avalanchas o por los fenómenos de subsidencia.

La gravedad no es el único elemento que entra en juego en los movimientos en masa y en los fenómenos de deslizamiento en particular, ya que también el agua, ya sea superficial o subterránea, tiene un papel muy importante en este tipo de fenómenos. En cuanto a otros tipos de inestabilidad de taludes en los cuales el agua es relevante, mejor conocidos como transporte de masa, los fenómenos de deslizamiento se caracterizan por una fase de transporte relativamente reducido, haciendo que el área de erosión en la corona de desprendimiento y el área de acumulación estén relativamente a corta distancia entre sí. Los procesos fluviales que constituyen ejemplos típicos de transporte de masa prevén el transporte de material en suspensión o arrastre del fondo, inclusive por distancias de varios kilómetros.

EL ESCARPE DE LA PALOMA

El escarpe de la falla La Paloma (Figura VIII.2) constituye uno de los elementos geomorfológicos principales de la ciudad de Morelia, está situado en la parte sur de ésta y se extiende con una dirección E-W. Su altura máxima es de aproximadamente 200 m. La parte occidental está constituida principalmente por materiales piroclásticos (cantera de Morelia), mientras la parte oriental está formada por material andesítico (andesita Mil Cumbres). Desde un punto de vista estructural, el talud representa el flanco de un semigraben y se asienta en una falla normal con evidencias de actividad sísmica histórica.

La tipología de los movimientos presentes es variada y está ligada a las características litológicas de los materiales; también las dimensiones de los fenómenos resultan extremadamente variables. Fenómenos de deslizamiento rototraslacional han sido reconocidos en diferentes puntos del escarpe, tanto en las andesitas como al interior de la secuencia piroclástica. Caída de bloques y volcamiento afectaron a los materiales piroclásticos consolidados que se observan a lo largo de todo el escarpe. Los volcamientos están asociados a la presencia de varios bloques con volúmenes comprendidos entre 1 y 15 m³, que se han detenido a la mitad del talud y que son susceptibles de nuevos movimientos. Considerando la ausencia de obstáculos morfológicos en su trayectoria descendente, tales bloques pueden llegar al centro habitado localizado en la parte inferior de dicho escarpe.

Los deslizamientos en rocas piroclásticas

Existen fenómenos de deslizamientos rototraslacionales que sólo afectan a las secuencias piroclásticas de la cantera de Morelia, éstos son visibles a lo largo de la parte occidental del escarpe. En una fotografía aérea se puede apreciar que la morfología de La Paloma presenta dos rasgos importantes: hacia el oriente los desniveles son mayores a los 200 m y hacia el poniente el desnivel se hace más suave. Estos dos cambios están controlados por dos estructuras de dirección casi meridiana (N-S) en donde se encuentra ubicado el Río Chiquito.

Los fenómenos principales que se han estudiado son dos grandes movimientos: el deslizamiento SEDUE y el deslizamiento Campestre. Existen además otros deslizamientos de dimensiones más pequeñas que representan un interés menor, pero que en el caso de tener movimiento ocasionarían daños a las zonas habitadas (Figura VIII.2). La presencia de un sistema de discontinuidades mayores paralelas a la falla principal pudo haber constituido una línea de debilitamiento preferencial a lo largo de la cual se habrán asentado los deslizamientos.

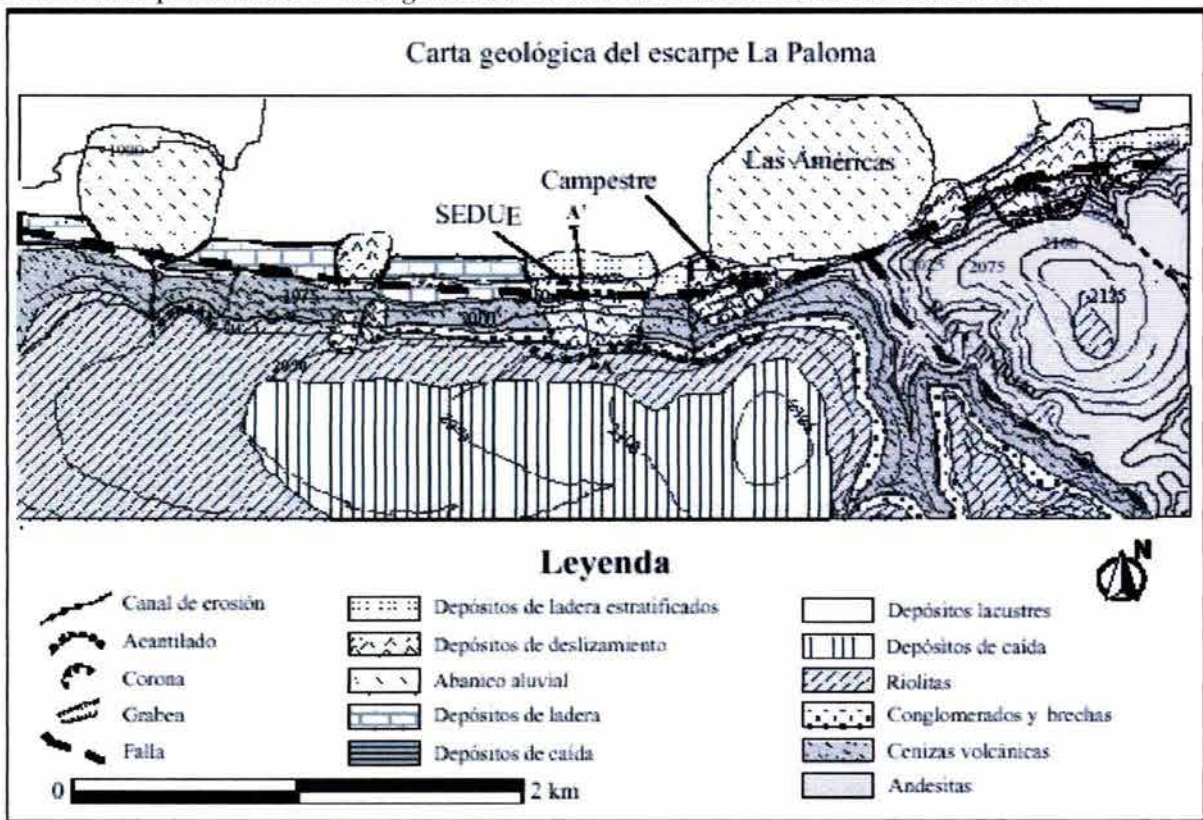


Figura VIII. 2 Carta geológica del escarpe La Paloma en Morelia, Michoacán.

El deslizamiento de SEDUE, que toma el nombre de las vecinas Oficinas de la Secretaría de Desarrollo Urbano y Ecología, constituye el movimiento de mayor dimensión. Tiene aproximadamente 600 m de largo, 400 m de ancho y 40 m de espesor. Sin embargo, no se puede excluir que el fenómeno esté en realidad compuesto por dos grandes deslizamientos contiguos que con el tiempo se unieron en un único gran movimiento.

En la Figura VIII.3 se presenta una sección de la zona donde ocurrió el deslizamiento y se propone una posible reconstrucción a profundidad del desplazamiento. En la corona se encuentran grandes fracturas y trincheras con orientación paralela al escarpe que evidencian una continua actividad del fenómeno, en vista de la falta de detrito y suelo al interior de las fracturas. Al pie del deslizamiento se encontró un paleosuelo que separa el material de derrumbe del substrato inferior

(cantera de Morelia). Brechas estratificadas del talud con espesores de dos metros se observan aflorando en la base del escarpe. Estas brechas están relacionadas con diferentes periodos de actividad del talud y de la falla y se encuentran sobrepuestas a suelos que contienen restos arqueológicos atribuibles a una civilización precolombina llamada *Pirindas*, la cual se desarrolló durante el periodo Clásico.



Figura VIII. 3 Sección del deslizamiento SEDUE

El deslizamiento del Campestre es un movimiento rototraslativo con dimensiones más reducidas que el anterior (400 m ancho, 250 m largo y 30 m de profundidad). Este cuerpo inestable se distingue por la presencia de una amplia área plana (escalón) inmediatamente abajo de la corona que ha quedado en la parte alta del escarpe de la falla La Paloma. Por su morfología, esta área fue objeto de construcciones por parte de la civilización *Pirindas*, como lo atestiguan los restos de cerámica y algunos posibles montículos (muros) ahora colapsados.

Análisis de la estabilidad del escarpe La Paloma

Con el objeto de evaluar los posibles mecanismos cinemáticos reconocidos en el escarpe La Paloma se efectuó un análisis expeditivo asumiendo que un ángulo de fricción de 40° sobre las discontinuidades existentes sería representativo de las discontinuidades de tal morfología en una litología de este tipo.

Los movimientos principales que se pudieron observar en el escarpe son los siguientes: deslizamiento planar, deslizamiento de cuña, volcamiento de bloques y volcamiento directo (Figura VIII.4). Los resultados del análisis cinemático realizado para los cuatro levantamientos del escarpe se resumen en la Tabla VIII.1, donde están indicados los posibles movimientos cinemáticos que se podrían presentar en cada lugar donde se realizaron los levantamientos del fracturamiento. Por ejemplo en Aurrerá se presentarían deslizamientos de cuña, volcamiento de bloques y volcamiento directo. En SEDUE, los movimientos que se presentarían son los mismos que para Aurrerá. En cambio, en El Campestre se presentarían deslizamientos planares, deslizamientos de cuña y volcamiento de bloques. En Ocolusen se presentarían movimientos del tipo de deslizamiento planar, deslizamiento de cuña y volcamiento directo (Tabla VIII.1 y Figura VIII.4).

Caracterización geométrica del escarpe La Paloma

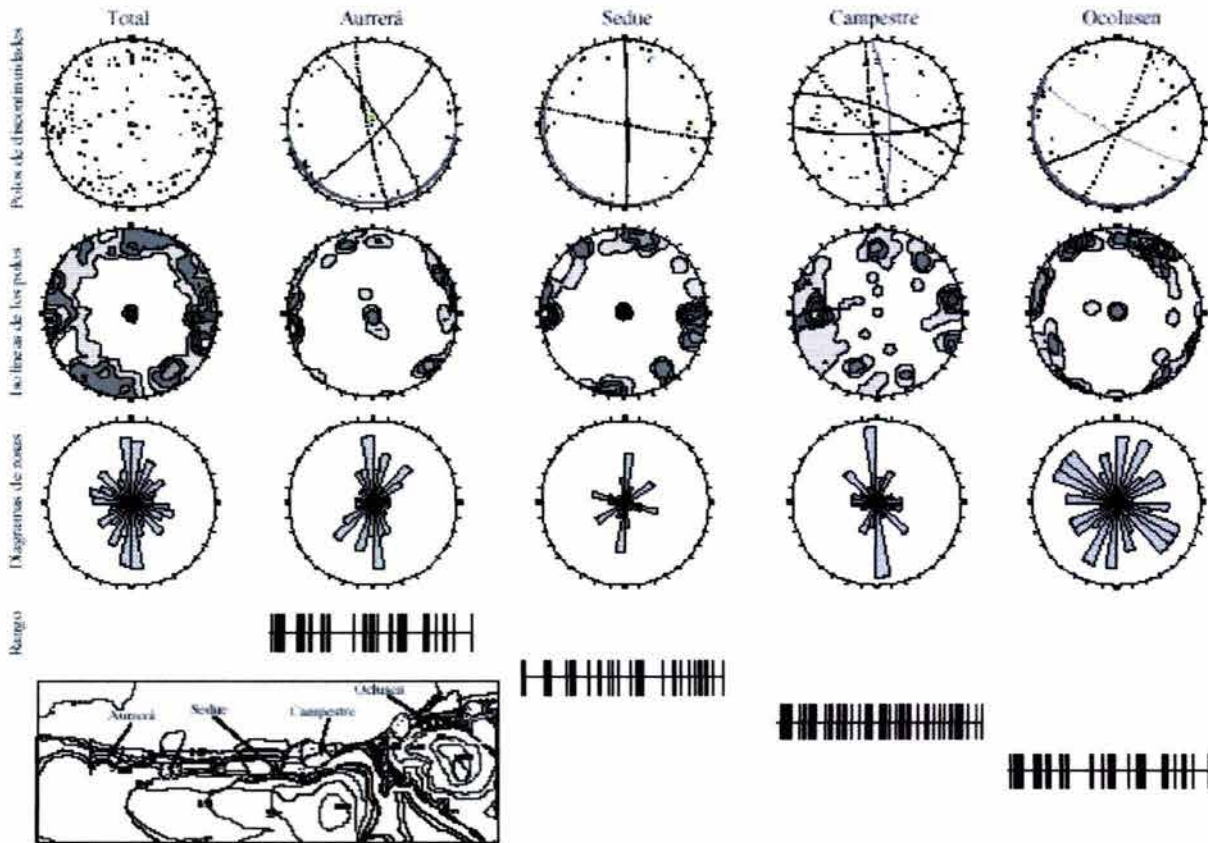


Figura VIII. 4 Análisis cinemático de la estabilidad del talud de La Paloma para cada una de las estaciones. Las isoclinas nos indican el número de familias que están interfiriendo en el macizo rocoso. El diagrama de rosas indica la orientación que tienen las fracturas y la línea de los levantamientos indica la frecuencia con que se observan dichas fracturas, a mayor separación mayor es el tamaño del bloque.

Por lo que respecta al talud en el área de Aurrerá y SEDUE, el material está constituido de un banco de ignimbrita soldada. En estos dos sectores las condiciones geométricas de las fracturas presentes llevan a la formación de bloques de más de 2 m 3 reconocibles a simple vista, inclusive en los depósitos de la base de las paredes.

	DP	DC	VB	VD	VR
Aurrerá					
SEDUE					
Campestre					
Ocolusen					

Tabla VIII. 1 Posibles mecanismos cinemáticas. Deslizamiento planar (DP); deslizamiento de cuña (DC); volcamiento de bloques (VB); volcamiento directo (VD) y volcamiento directo con deslizamiento (VR).

A la altura del Campestre, el escarpe afecta materiales definidos como flujos piroclásticos, donde la fracturación se presenta más espaciada y lleva a aislar bloques de dimensiones más pequeñas, aunque la actividad de este sector es mayor, como se puede observar en la línea de rango de la Figura VIII.4. Aquí se indica que entre más juntas estén las líneas, menores serán los bloques y a mayor separación se tendrá mayor tamaño de bloques.

El escarpe en la parte de Ocolusen afecta al material andesítico, observándose que las condiciones de discontinuidad presentes en el macizo rocoso son intermedias respecto a los casos

anteriores, y consecuentemente se tienen dimensiones intermedias de los bloques, con bloques aislados de dimensiones métricas (Figura VIII.5).



Figura VIII. 5 Fotografía de un banco abandonado en el que se pueden observar las dimensiones de los bloques, así como las discontinuidades presentes en este macizo rocoso.

Previsión de la distancia de propagación

Después de haber establecido los mecanismos de desprendimiento de los bloques, el análisis de caída de éstos permite prever las trayectorias y las distancias de recorrido. Con la finalidad de obtener información sobre la faceta expuesta a la caída de bloques, se efectuó un análisis de las trayectorias de los bloques en cuatro puntos representativos del escarpe (Aurrerá, SEDUE, Campestre y Ocolusen).

La simulación de la caída libre de bloques se efectuó mediante un software de cálculo (Rock Fall, versión 2) que simula la caída del bloque a lo largo de un perfil representativo del talud. Para el análisis, el software requiere el perfil de trayecto, el cual tiene que ser lo más apegado a la realidad y el tipo de escenario del suelo por el cual va a rodar el bloque, el cual incluye el tipo de vegetación (en caso de que exista), p. ej. arbolada, con pasto, etc., el tipo de material, etc. Además se deben dar las dimensiones del bloque y su litología, el inicio de la trayectoria, el peso específico, la densidad, etc.

En la Figura VIII.6 se muestran los histogramas obtenidos con 1,000 simulaciones relativas a la velocidad máxima que alcanzaron los bloques a lo largo del talud, asumiendo un peso de 50 kg para cada bloque. Como se puede observar en los cuatro casos, los centros habitados en las inmediaciones del escarpe pueden ser directamente afectados por los fenómenos de la caída de los bloques. En cuanto a las velocidades que podrían alcanzar los bloques en estas zonas tenemos que en Aurrerá y SEDUE alcanzarían los 10 m/s, en el Campestre tendrían *velocidades* de 12 m/s y en Ocolusen alcanzarían velocidades de más de 16 m/s. También se puede observar que las distancias de recorrido de los bloques varían de acuerdo al talud, teniendo la distancia más pequeña en Aurrerá y la mayor en Ocolusen, donde supera los 500m.

El desarrollo urbano de la Ciudad de Morelia ha provocado que muchos edificios sean construidos directamente en la base de los diferentes taludes presentes en el área. En algunos casos, parte del material densamente fracturado está siendo afectado por las excavaciones que se realizan para las cimentaciones de los mismos edificios, ocasionando ya una inestabilidad potencial. Las condiciones de riesgo en estas áreas pueden ser de dos tipos: los edificios pueden ser afectados directamente por algún movimiento, ya sea que se encuentre encima de éste, que se encuentre en su trayectoria de movimiento, o bien, pueden ser afectados por la remoción de bloques presentes a lo largo de la parte alta del escarpe entre las cotas de 2,010 m y 2,040 m.

DISCUSIÓN

Los peligros de deslizamiento en zonas urbanas están adquiriendo mayor relevancia, no por que sea un fenómeno nuevo, sino por el hecho de que los centros habitados están creciendo hacia zonas altamente vulnerables, debido esto principalmente a que no se llevan a cabo estudios de Ciencias de la Tierra y Planificación del Territorio, que permitan planificar los crecimientos urbanos hacia áreas menos vulnerables.

En zonas donde están combinadas la urbanización y pendientes altas, siempre el factor de vulnerabilidad y peligrosidad será alto. Para calcular la vulnerabilidad se tiene que tomar en consideración la infraestructura del área, el número de habitantes así como sus edades. Por vulnerabilidad se entiende el monto del daño que la actividad del deslizamiento puede provocar en un determinado sitio.

Los posibles daños se refieren a las personas, a las estructuras e infraestructuras, a interrupciones de servicios y modificaciones morfológicas. Los daños a las personas son los más graves, pero no es posible estimar el costo de la pérdida de las vidas humanas o de la invalidez permanente sino en términos meramente económicos.

Este tipo de daños se verifica sólo para algunas tipologías de deslizamientos en masa, es decir, aquellos que prevén movimientos de masa con una velocidad alta, y son proporcionales a la densidad de población que se localiza en el sitio.

Según la definición antes mencionada, la vulnerabilidad expresa el grado de pérdida producido sobre un elemento en riesgo y, por lo tanto, depende tanto del tipo de elemento en riesgo como de la intensidad del fenómeno de deslizamiento en masa. En la práctica, la vulnerabilidad expresa la relación existente entre la intensidad del fenómeno y sus posibles consecuencias. Formalmente la vulnerabilidad puede expresarse en términos de probabilidad condicionada:

$$V = P(\text{daño} / \text{evento})$$

o bien por la probabilidad que el elemento en riesgo sufra un cierto daño al verificarse un evento de deslizamiento en masa de cierta intensidad. Al mismo tiempo, la vulnerabilidad también debe incluir una medida de la severidad del daño. Según Canuti y Casagli (1994), la evaluación completa de la vulnerabilidad se expresa con el producto de los siguientes tres parámetros (todos se expresan en una escala de 0 a 1):

$$V = VS * VT * VL$$

Donde:

VS: Probabilidad de impacto espacial, o bien, probabilidad de que un elemento en riesgo sea afectado por el deslizamiento, siempre que se verifique este último (por ejemplo, la probabilidad de que una colada de detrito rápida involucre un edificio).

VT: Probabilidad de impacto temporal, que expresa la variabilidad de los atributos del elemento en riesgo en el tiempo (Por ejemplo, la probabilidad de que el edificio esté ocupado al momento del deslizamiento en masa).

VL: probabilidad de la pérdida de la vida de cada ocupante del elemento, o bien, proporción del valor del elemento afectado que se pierde. Además de la intensidad del fenómeno y de la tipología del elemento en riesgo, en la definición de vulnerabilidad entran en juego factores de difícil parametrización, ligados a la organización social de la región en examen.

En el caso de la ciudad de Morelia, el valor de la vulnerabilidad del escarpe de La Paloma es más alto debido a que las obras civiles son más costosas. Por ello es de vital importancia elaborar en aquellas ciudades que están presentando crecimientos urbanos rápidos y donde la morfología es potencialmente inestable, mapas de peligros geológicos, para que el crecimiento urbano no sea azaroso. Es de relevante importancia la inestabilidad en Morelia, ya que existe una relación directa entre tres aspectos fundamentales, eventos sísmicos, efectos gravitacionales y eventos climáticos.

En México son muchas las ciudades expuestas al riesgo de inestabilidad de taludes, sobre todo aquellas donde han tenido lugar crecimientos urbanos en zonas con topografías no aptas para obras civiles seguras, por lo cual deberían realizarse estudios para caracterizar estos problemas antes de permitir el crecimiento de la ciudad. También debemos considerar que estos fenómenos de inestabilidad se hacen más frecuentes en zonas sísmicas y en aquellas expuestas a fenómenos meteorológicos excepcionales.

CONCLUSIONES

El estudio de la inestabilidad de taludes presentes en el escarpe de la falla La Paloma indican que sobre este talud existen movimientos rototraslativos y de caída de bloques. Los movimientos rototraslativos, por sus dimensiones y por las rocas que afectan, se consideran que fueron generados por eventos sísmicos importantes. La caída de bloques está ligada al fracturamiento de ignimbritas soldadas y al efecto de la gravedad. No obstante, bloques de más de 10 m³ y casi sin vértices están presentes en el escarpe de la falla, los cuales podrían desprenderse y dañar las zonas habitadas si se conjugan con un evento sísmico. El fracturamiento observado también está generando en el talud una serie de grietas paralelas a la falla La Paloma, las cuales tienen aberturas de más de 2m de ancho y se extienden por más de 50m de longitud.

Este hecho nos indica que nuevos bloques podrían desprenderse de su posición actual. Las zonas urbanas con morfologías como las de la falla La Paloma o topografías irregulares deben ser objeto de estudios detallados de inestabilidad de taludes. Sin duda alguna estos trabajos ayudarán a realizar una mejor y segura planificación del territorio. Un estudio a fondo se vuelve oportuno, sobre todo desde la doble óptica de pasar de una filosofía de emergencia a una de prevención y de mitigar las áreas para las cuales las condiciones de riesgo son ya una realidad.

ESTABILIDAD DE TALUDES EN SUELOS LATERÍTICOS DEL YACIMIENTO DE PUNTA GORDA, APLICANDO CRITERIOS DE ROTURA REF. 26

El proceso de fisuración de las rocas y particularmente en los suelos eluviales de corteza laterítica del yacimiento Punta Gorda y sus incidencias en la formación de flujos y presiones de agua es un tema poco comprendido en la actualidad. Se trata de un tema complejo para el cual se debe contemplar tanto los aspectos geomecánicos de localización de las deformaciones como los flujos acoplados en los medios saturados (complejo serpentinita dura – semidura – suelo laterítico) y la interacción de ambos.

Se plantea una actualización en los siguientes frentes:

- Teórico práctico: realizar una caracterización del macizo serpentinitico que sirve de base y medio para la acumulación y transmisión del agua en el yacimiento.
- El desarrollar los modelos del comportamiento del material frente a los deslizamientos.

Se ha podido realizar un amplio estudio bibliográfico sobre el tema y se hicieron múltiples trabajos de campo donde se analizaron las condiciones geomecánicas del yacimiento.

Como resultados el trabajo brinda el estudio del agrietamiento del macizo rocoso, evaluación geomecánica, análisis de las paleotensiones sobre los taludes, la influencia de estos aspectos sobre los tipos de movimientos y en análisis de estabilidad según el método de deslizamiento por cuña.

Las discontinuidades geológicas identificadas en la explotación del yacimiento fueron las siguientes:

1. Deslizamiento planar.
2. Rotura por cuña ocasionada por dos planos de discontinuidades dispuestos oblicuamente el plano del talud, donde el movimiento está gobernado por la inclinación y dirección de la recta de intersección de los dos planos.
3. Rotura en forma rotacional, donde interviene claramente el suelo laterítico con una componente de material arcilloso muy neto.

SITUACIÓN GEOLÓGICA DE LA REGION

La litología principal del yacimiento Punta Gorda se encuentra enmarcada dentro del contexto ofiolítico de la región Moa - Baracoa, el que ha sido subdividido según De Dios (2000), en:

Complejo ultramáfico.

Está representado por las siguientes tipos de rocas intrusivas :

- Serpentinitas apoharzburgíticas (alrededor de 80%).
- Harzburgitas serpentinizadas.

Ambos tipos de rocas cubren casi la totalidad del área del yacimiento. Se asocian a lo largo y ancho de todo el territorio y a ellas se asocia la masa fundamental de la mineralización.

Complejo cumulativo.

Pertenece a la zona de transición y son rocas poco abundantes. Aparece en la parte más oriental del yacimiento, en las proximidades del río Yagrumaje. Está representado por gabros olivínicos y plagiogranitos, en menor abundancia aparecen: plagioclasitas, anfibolitas y gabros olivínicos. La figura VIII.7 muestra un esquema del perfil típico de los taludes.

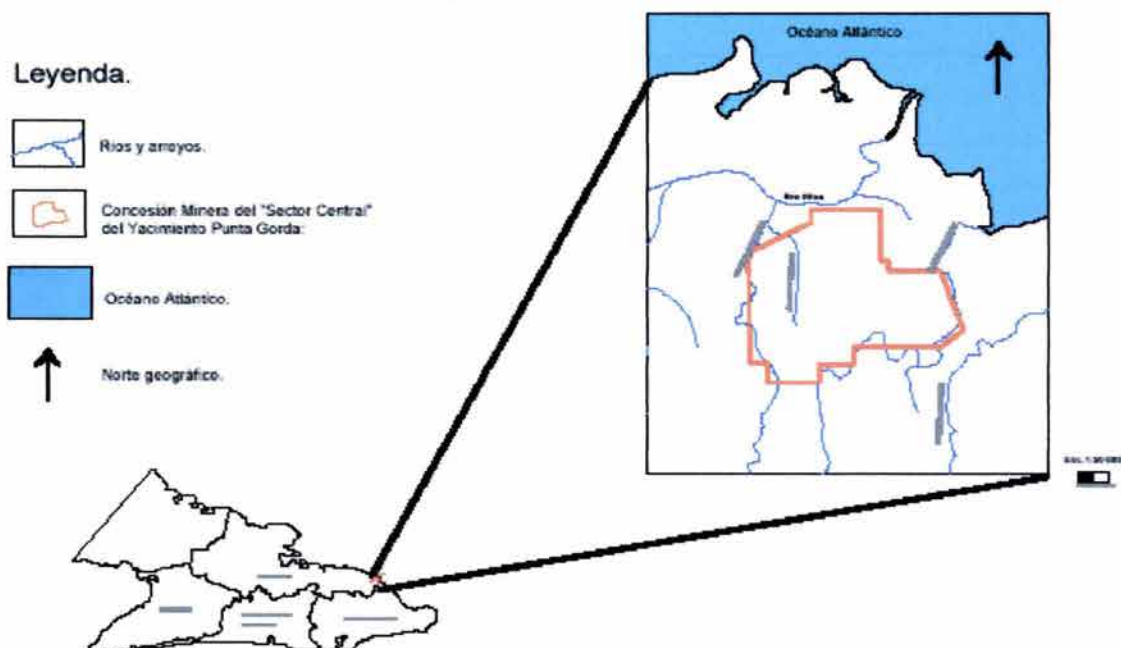


Figura VIII. 6 Ubicación geográfica del Yacimiento de Punta Gorda.

METODOLOGÍA DE ESTUDIO

La metodología empleada se realizó sobre la base del monitoreo de los deslizamientos que estaban en progreso, y de los taludes con probabilidades de ocurrencia de estos; así se evaluaron las dos épocas climáticas existente en la zona, una de seca: marzo –septiembre y la época lluviosa: octubre – febrero, con el objetivo de determinar la influencia de las precipitaciones sobre los taludes, se determinaron los niveles de agua en las grietas de tracción formadas en los taludes, el progreso de los movimientos y la dirección de los mismos. Se determinaron las características geométricas, acopiando la información de forma sintetizada en fichas realizadas por los autores para este caso.

En el trabajo se realiza un estudio integral del agrietamiento, incluyendo los elementos de yacencia y las características de su superficie, relleno, humedad, espaciamento, continuidad, etc.,

conjuntamente con el muestreo en roca y suelo para la determinación de las propiedades físico mecánicas.

A partir del monitoreo y las características de los taludes se determinaron los factores naturales y antrópicos que provocan los movimientos o condicionan la inestabilidad y los posibles mecanismos de fallo modelando la relación de la posición de los taludes con respecto a los sistemas de grietas, resultando los diagramas de agrietamiento en cada zona medida.

Todo lo anterior permitió seleccionar el método de cálculo mas adecuado en dependencia del tipo de movimiento y usando las características de las discontinuidades y las propiedades físico – mecánicas, fueron aplicadas las clasificaciones geomecánicas del macizo rocoso para conocer la calidad del mismo. Estos resultados fusionados con el análisis de causales brindó como producto final la evaluación del factor de seguridad de los taludes existentes dentro del yacimiento Punta Gorda. La secuencia de la metodología empleada se presenta en la figura VIII.8.

El siguiente diagnostico fue aplicado a cada talud:

1. Reconocimiento visual del mismo, croquis de su estado, situación geológica, características, daños observados, sistemas de protección, laboreos mineros.
2. Mediciones de la orientación e inclinación del talud.
3. Toma de muestras, estudio de las propiedades físicas, acuíferas y mecánicas de los suelos y rocas.
4. Estudio del agrietamiento según las características y magnitud del sistema roca – suelo laterítico (véase Anexo 2 y 3), midiendo dirección, buzamiento, rugosidad, apertura, grado de meteorización, continuidad, separación y otros indicadores del medio geológico.
5. Determinación de la calidad del sistema roca – suelo laterítico con el empleo del método Bieniawski.
6. Croquis del medio –fotos.
7. Factores de ajuste por orientación de grietas: utilización del método propuesto por Romana (1985).
8. Cálculo de la estabilidad de taludes aplicando los criterios de rotura.

IV- Suelo laterítico color rojo vino oscuro con abundantes concreciones de hierro. Constituido por arcilla arenosa, húmedo, medio plástico, de consistencia muy blanda.

índice de poros: 2.56 Índice de plasticidad: 17 %

Cohesión: 95 KPa Ángulo de fricción: 30 grados

III- Suelo laterítico carmelita rojizo. Constituido por arcilla plástica con intercalaciones de arcilla arenosa, poco compacto, húmedo.

Índice de poros: 2.95 Índice de plasticidad: 21 %

Cohesión: 70 KPa Angulo de fricción: 17 grados

II- Suelo laterítico carmelita rojizo con vetas negras. Constituido por arcilla muy plástica, semisaturado, poco compacto, alte resitencia en estado seco.

Índice de poros: 2.25 Índice de plasticidad: 32 %

Cohesión: 105 KPa Angulo de fricción: 28 grados

I- Suelo serpentinitico de color verde amarillento. Constituido por arcilla plástica, húmeda, poco compacto. Presenta fragmentos de roca muy meteorizada. Constituye el horizonte acuífero.

Índice de poros: 2.70 Índice plástico: 26 %

Cohesión: 102 KPa Angulo de fricción: 15 grados

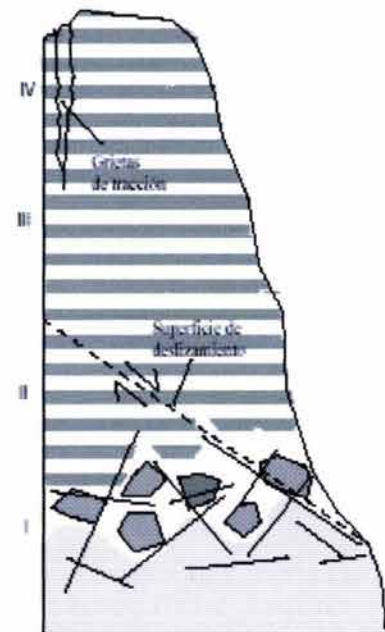


Figura VIII. 7 Columna estratigráfica del yacimiento.

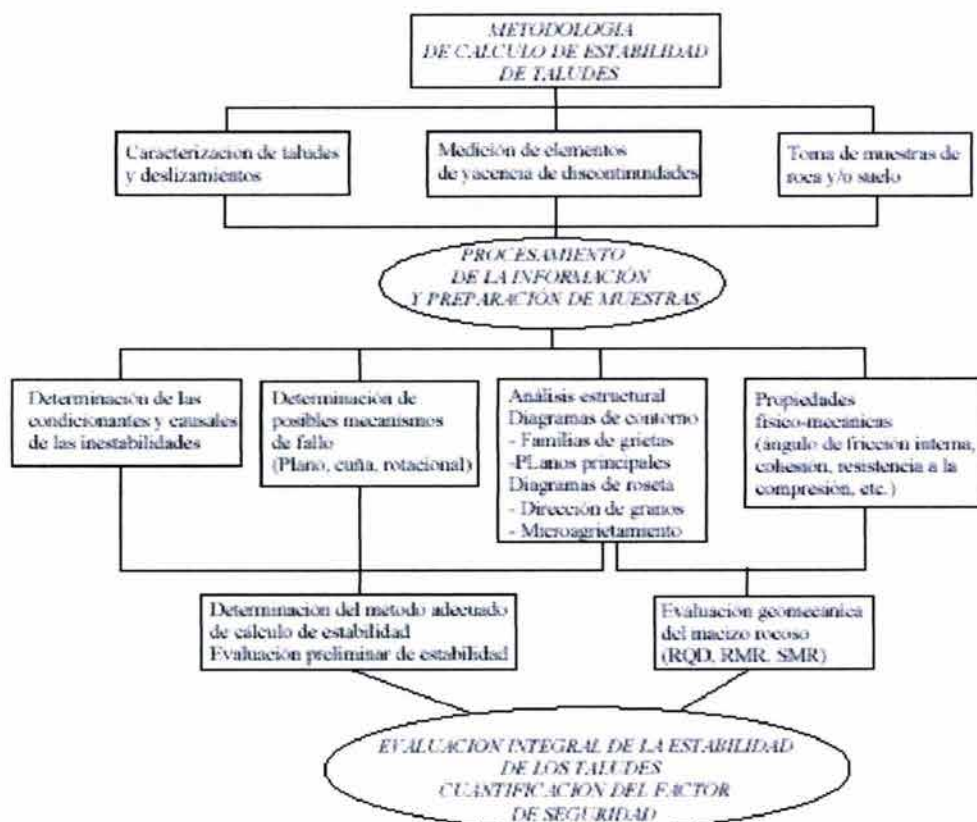


Figura VIII. 8 Organigrama de la metodología empleada en el yacimiento de Punta Gorda.

SECUENCIA DE ANÁLISIS DE LA ESTABILIDAD DE LOS TALUDES DEL SISTEMA ROCA – SUELO LATERÍTICO

Estudio del agrietamiento

Para comprender las condiciones del sistema roca – suelo laterítico y los posibles mecanismos de fallo de los taludes que ellos conforman en el yacimiento Punta Gorda, se procedió al estudio del agrietamiento en el sistema (Tabla VIII.2). Las mediciones realizadas en los causes de los ríos Yagrumaje, Los Lirios, arroyo La Vaca y en fondo rocoso de los bloques explotados, permitieron la cartografía geotécnica y geomecánica del medio, figura VIII.9.

Clasificación geomecánica del macizo rocoso

Las clasificaciones geomecánicas del sistema roca – suelo laterítico se basan en la cuantificación de parámetros que influyen en la estabilidad de los taludes. Esto permite la utilización de formulas empíricas que estiman las características resistentes de los macizos rocosos. Los mismos pueden ser clasificados de forma cualitativa, dando una estimación de su comportamiento (Hoek *et al.* 1998).

Los resultados obtenidos se muestran en la Tabla V. III.3.

En la tabla VIII.3 se observa que la calidad del macizo se comporta de mala a muy mala según los índices RMR y SMR, debido a dos factores fundamentales, el primero, el intenso agrietamiento del macizo que provocan una estructura en bloque de pequeños tamaños ; el segundo factor está dado por la posición relativa de los taludes con respecto a los sistemas principales de grietas, provocando que los taludes se presenten totalmente inestables, pudiendo ocurrir grandes roturas por planos continuos o por la masa o en grandes cuñas (figura VIII.10).

Área de mediciones	Familia	Buzamiento	Acimut de buzamiento	Apertura (cm)	Espaciamiento (cm)	Persistencia (m)	Superficie
Arroyo Los Lirios	1	81.23	94.46	1.015	20.31	0.9046	70% - ondulada lisa 30% - plana rugosa
	2	62	46	0.844	28.56	1.44	100% - ondulada lisa
	3	58	150	1.2	22.25	1.012	100% - ondulada lisa
Arroyo La Vaca	1	60	191.3	0.38	10.71	0.4567	68% - ond. - rugosa 32% - plana rugosa
	2	68	350	0.8091	12.91	0.3545	100% - ondul. - rugosa
	3	42	26	0.6125	12.75	0.9038	100% - plana rugosa
Río Yagrumaje	1	50.88	86.17	-	-	-	-
	2	50.68	45.61	-	-	-	-
Bloque N-50	1	55.69	185.5	0.7643	16.5	0.5714	43% - pulida 43% - suave 14% - ond.
	2	39.25	210.5	0.5125	13.12	1.625	62% - plana 12% - ondul. 26% - pulida
	3	61.33	109.7	0.9333	14	0.333	68% - suave 18% - ondul. 14% rugosa

Tabla VIII. 2 Características del agrietamiento en las zonas estudiadas.

SECUENCIA DEL ANÁLISIS DEL FACTOR DE SEGURIDAD DE LOS TALUDES EN LA MINA ERNESTO CHE GUEVARA GUEVARA

Para el análisis de la estabilidad del talud se tomaron las secuencias siguientes:

1. Rotura del tipo de bloque: análisis de estabilidad del conjunto de roturas planas “deslizamientos tipo bloque a favor del sistema dominante paralelo al talud”;
2. Rotura tipo cuña: donde el mecanismo de rotura es un deslizamiento a favor de los sistemas “tipo cuña” (figura VIII. 11);
3. Rotura rotacional: convergencia de varios sistemas de grietas que permiten el movimiento complejo rotacional en el talud.

Caracterización ingeniero geológica de los taludes

1. Talud 1 (0/50) (Bloque: N – 50). Está representado por corteza laterítica de color amarilliso donde existe escombro en su superficie y serpentinita en su borde inferior, la masa desplazada presenta una potencia máxima de 20 m, y mínima de 15m; sus dimensiones, en sentido del movimiento son de 30m y perpendicular al movimiento 80 m. No existe vegetación y en las paredes es nula la existencia de flujos de agua, pero su base es el límite de un embalse lo que provoca remojamiento del pie.

El movimiento es de bloque rotacional, donde la causa fundamental de la pérdida de resistencia al corte son las intensas lluvias. Cabe destacar que el avance del movimiento de la masa

tiene una dirección preferencial de Este a Oeste. La ubicación de los taludes estudiados esta mostrada en la figura VIII.12.

Talud	Familia	RMR	SMR	Clase	Descripción	Estabilidad	Roturas	Tratamiento
1	1	44	46	III	Normal	Parcialmente estable	Algunas juntas o muchas cuñas	Sistemático
	2	47	48	III	Normal	Parcialmente estable	Algunas juntas o muchas cuñas	Sistemático
	3	53	54	III	Normal	Parcialmente estable	Algunas juntas o muchas cuñas	Sistemático
2	1	44	< 10	V	Muy mala	Totalmente inestable	Grandes roturas por planos continuos o por la masa	Reexcavación
	2	44	< 10	V	Muy mala	Totalmente inestable	Grandes roturas por planos continuos o por la masa	Reexcavación
	3	34	< 10	V	Muy mala	Totalmente inestable	Grandes roturas por planos continuos o por la masa	Reexcavación
3	1	34	25	IV	Mala	Inestable	Juntas o grandes cuñas	Corrección
	2	34	25	IV	Mala	Inestable	Juntas o grandes cuñas	Corrección
	3	24	< 10	V	Muy mala	Totalmente inestable	Grandes roturas por planos continuos o por la masa	Reexcavación
4	1	34	25	IV	Mala	Inestable	Juntas o grandes cuñas	Corrección
	2	21	12	V	Muy mala	Totalmente inestable	Grandes roturas por planos continuos o por la masa	Reexcavación
	3	34	25	IV	Mala	Inestable	Juntas o grandes cuñas	Corrección
6	1	34	26	IV	Mala	Inestable	Juntas o grandes cuñas	Corrección
	2	34	< 10	V	Muy mala	Totalmente inestable	Grandes roturas por planos continuos o por la masa	Reexcavación
	3	34	< 10	V	Muy mala	Totalmente inestable	Grandes roturas por planos continuos o por la masa	Reexcavación
8	1	44	35	IV	Mala	Inestable	Juntas o grandes cuñas	Corrección
	2	24	15	V	Muy mala	Totalmente inestable	Grandes roturas por planos continuos o por la masa	Reexcavación
	3	34	26	IV	Mala	Inestable	Juntas o grandes cuñas	Corrección
10	1	31	22	IV	Mala	Inestable	Juntas o grandes cuñas	Corrección
	2	34	25	IV	Mala	Inestable	Juntas o grandes cuñas	Corrección
	3	34	< 10	V	Muy mala	Totalmente inestable	Grandes roturas por planos continuos o por la masa	Reexcavación

Tabla VIII. 3 Resultados de acuerdo a los agrietamientos obtenidos en campo.

2. Talud 2 (350/50) (Bloque: N – 50). Se desarrolla sobre los ocrees inestructurales con concreciones ferruginosas redepositados sobre corteza in situ, donde la masa desplazada presenta una potencia máxima desplazada de 15 m, sus dimensiones, en sentido del movimiento es de 5 m y perpendicular al movimiento es de 15 m, la causa fundamental de la perdida de la resistencia al corte son las intensas lluvias, no existe presencia de agua, pero hay evidencias que el agua escurre por las cárcavas presentes en su parte superior, desarrolladas sobre grietas relicticas del suelo; la vegetación es nula en toda el área y el movimiento se encuentra progresando hacia el oeste, siendo este un movimiento de bloque rotacional.

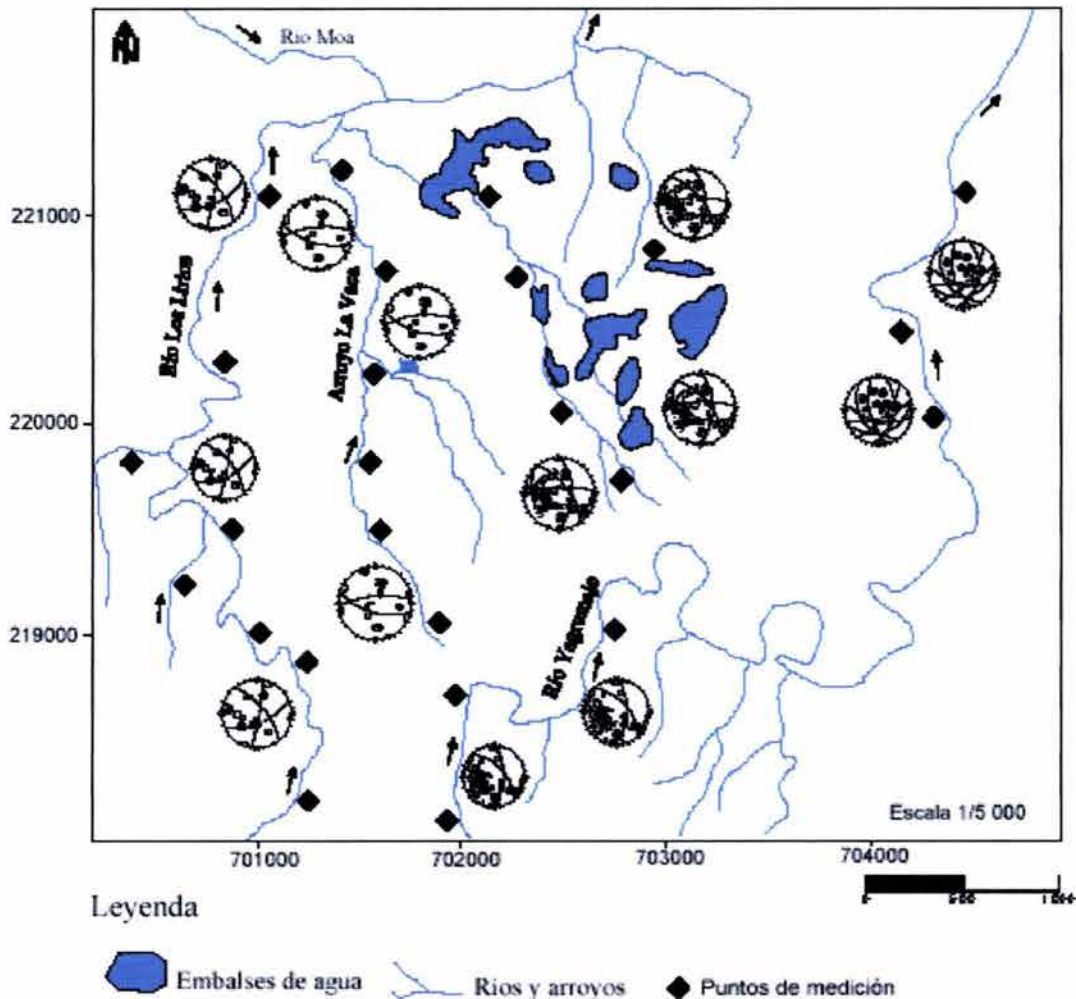


Figura VIII. 9 Mapa del yacimiento con los diagramas de contorno del agrietamiento en cada zona de estudio.

3. Talud 3 (20/60) (Bloque: N - 49). Desarrollado en áreas minadas y representado por corteza laterítica in situ de color rojo-pardo-amarillento donde la potencia de la masa desplazada es de 12 m como máxima, su longitud, en sentido del movimiento es de 60 m y perpendicular al movimiento de 20 m, siendo desplazado el material por las intensas lluvias; no se conservan los escalones del deslizamiento y se ha erosionado gran cantidad de material, la vegetación es nula y no existen flujos de agua. Cerca del pie se encuentra un pequeño embalse. El movimiento es combinado bloque rotacional-cuña.

4. Talud 4 (0/51) (Bloque: Q - 50). Desplazamiento ocurrido en corteza laterítica in situ con algunos elementos redepositados, donde la lluvia ha sido el factor principal para su ocurrencia. La masa desplazada tiene potencia máxima de 20 m, su longitud, en sentido del movimiento 40 m y perpendicular de 35 m; no existe vegetación alguna en toda el área que este ocupa y en la base del mismo se observan pequeñas corrientes superficiales que remojan toda el área. Esta masa se desplazó hace algún tiempo aunque se conservan algunos escalones. Es un movimiento de bloque rotacional.

5. Talud 6 (65/40) (Bloque: R - 52). Movimiento que se ha producido en los ocres inestructurales con concreciones ferruginosas redepositadas sobre corteza laterítica no acta para la explotación, siendo las lluvias la posible causal como factor desencadenante, donde la masa desplazada presenta una potencia de 15 m y las dimensiones tanto en el sentido como perpendicular al movimiento son de 15 m. En la superficie del mismo se observa vegetación reforestada, sus lados están

bastantes apantados por la lluvias y hay pequeñas corrientes de agua superficiales en el pie, que lo remojan en su totalidad. El movimiento es de bloque rotacional.

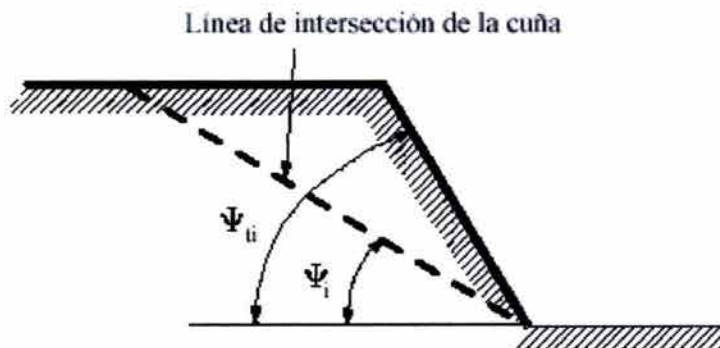


Figura VIII. 10 Sección vertical del talud por la línea de intersección.

6. Talud 8 (0/70) (Bloque: Q – 49). Este movimiento se desarrolló sobre la corza laterítica in situ, de color rojo amarillento con intercalaciones de arcilla, es reciente; la lluvia fue la causal. Presenta potencia máxima de 8 m, su longitud, en sentido del movimiento es de 15 m y perpendicular al movimiento de 25 m. No existe vegetación que proteja al suelo de la incidencia directa del agua, además de presentar abundantes flujos de agua en la base del mismo, existen manantiales que permanentemente están brotando. Se cataloga como un movimiento combinado de bloque rotacional-cuña.

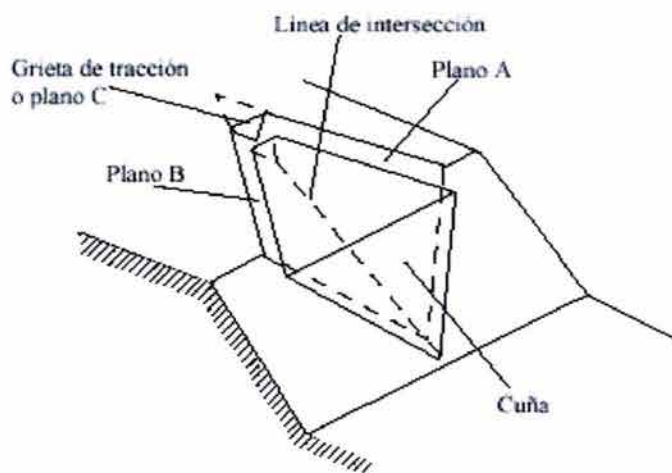


Figura VIII. 11 Definición geométrica de la cuña.

7. Talud 10 (28/45) (Bloque: Q – 54). Movimiento desarrollado en corteza laterítica in situ, con gran espesor de los ocres estructurales con concreciones ferruginosas, su color varía y existen varias intercalaciones de arcillas, la masa desplazada que presenta una potencia máxima de 40 m y mínima de 5 m, su longitud, en sentido del movimiento es de 60 m y perpendicular de 50 m. La masa se dislocó en varios escalones y aún quedan bloques en estado progresivo. Existe vegetación autóctona, donde una gran parte fue destruida por el deslizamiento, así como pequeños flujos de agua en la base y unos metros mas arriba existen pequeños manantiales. Es un movimiento combinado bloque rotacional-cuña.

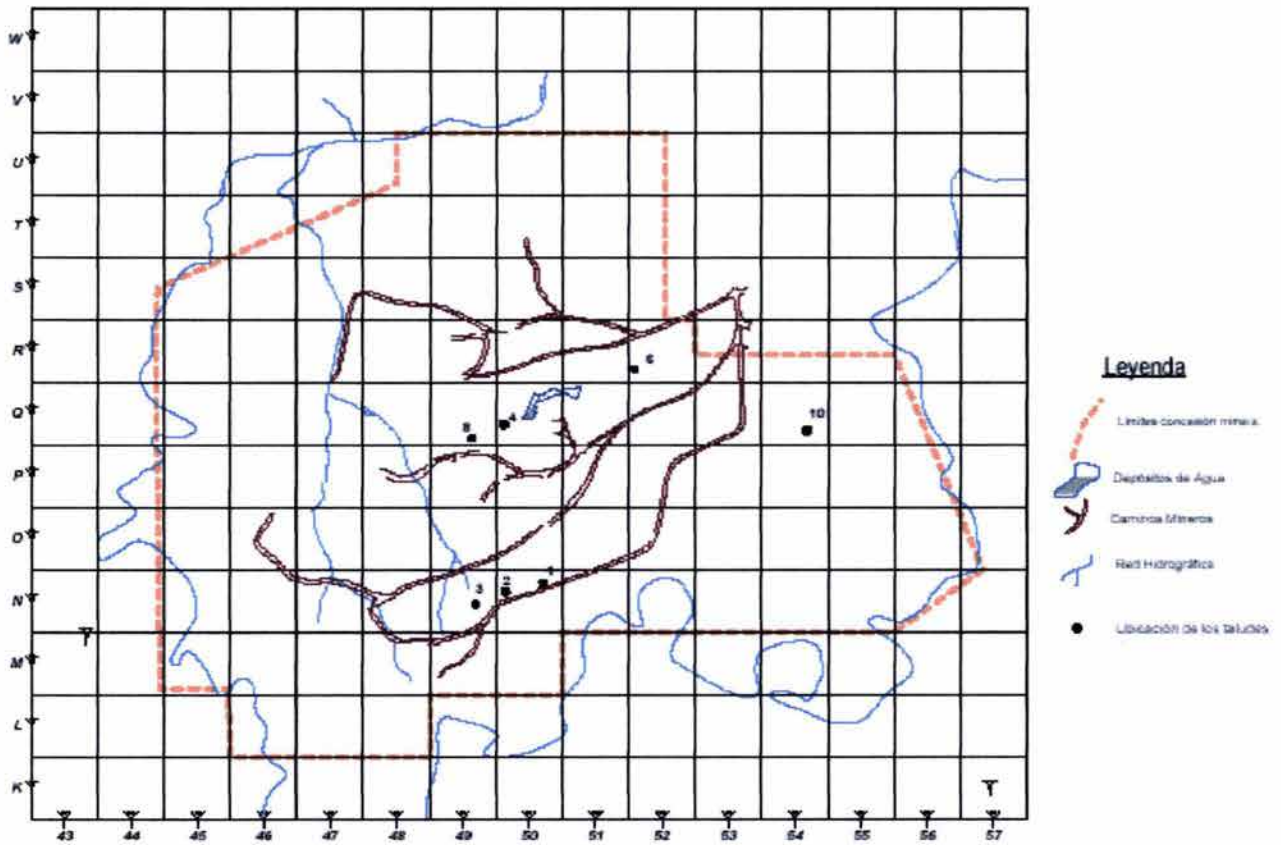


Figura VIII. 12 Ubicación de los deslizamientos estudiados.

Aplicando el método de cálculo propuesto por Hoek y Bray (1991) para los taludes deslizados con las características antes descritas, proporcionó los siguientes resultados presentes en las tablas VIII.4 y VIII.5:

Talud	Planos de la cuña	Inclinación	Dirección	Ángulo de fricción	A	B	
1, 2, 3, 4.	A	60	50	25.5	0.7	0.3	0.47
	B	86	108				
	Dif	26	58				
6, 8, 10.	A	38	356	25.5	1.2	0.65	0.882
	B	50	89				
	Dif	12	267				

Tabla VIII. 4 Resultados del cálculo del factor de seguridad de los taludes deslizados.

Como se puede observar en la tabla VIII.4, los resultados del factor de seguridad tienen valores menores que uno (1), significando esto que son inestables bajo las condiciones encontradas, correspondiéndose con lo hallado en el campo. Este mismo procedimiento fue aplicado para los taludes en los cuales están emplazadas las excavadoras (ver tabla VIII.5).

Talud DA	Planos de la cuña	Inclinación	Dirección	Ángulo de fricción	A	B	
1, 2, 6	A	60	50	25.5	0.7	0.3	0.47
	B	86	108				
	Dif	26	58				
3	A	57	196	25.5	3.4	3	3.05
	B	65	356				
	Dif	8	160				
4	A	54	160	25.5	0.9	0.3	0.57
	B	57	196				
	Dif	3	36				

Tabla VIII. 5 Resultados de los factores de seguridad para los taludes de las excavadoras.

De acuerdo a los resultados obtenidos del factor de seguridad (FS) se observa que los taludes DA-1, DA- 2, DA-4 y DA-6 son inestables, de este modo se procedió a tomar las medidas de protección y seguridad ante el riesgo por deslizamiento, se prestándole especial atención a la posición de la excavadora y a los criterios de extracción del mineral en el proceso de minado, ya que el agrietamiento evidencia su influencia en la estabilidad. Como caso estable tenemos el talud DA3, con factor de seguridad mayor de 3.

DISCUSIÓN

La geometría de la superficie de rotura de los taludes estudiados proporcionó la idea básica para el cálculo de su estabilidad y su posterior estabilización. De los trabajos de levantamiento y exploración ingeniero geológico realizados en el yacimiento Punta Gorda se pudo determinar las causales a que respondía la rotura y deslizamiento de los taludes:

- a) Aumento de las pendientes mayores de 45 grados.
- b) Debilitamiento de la resistencia del sistema roca-suelo laterítico como parte de su cambio y su estado físico.
- c) Acción del agua en los taludes (hidrostática e hidrodinámica).
- d) Variación del estado tensional del macizo.

Un componente disparador de los procesos del deslizamiento es la acción del agua que constituye el agente natural de mayor presencia como factor condicionante y desencadenante en la aparición de inestabilidades de los taludes. En varios taludes existen flujos de agua en el pie de los mismos, los cuales influyen en la movilidad del terreno, ablandamiento y en el descalce del talud. Las lluvias constituyen un factor desencadenante de inestabilidades, contribuyendo a aumentar la acción de diversos factores condicionantes como la meteorización, erosión y otros procesos geológicos.

En cuanto a la actividad humana, las excavaciones constituyen un factor desencadenante muy extendido, debido a la necesidad de construir taludes para el emplazamiento de excavadoras, construcción de escombreras y caminos mineros. Por su parte la sobrecarga es el resultado del incremento de peso por las excavadoras, jivas de mineral, camiones mineros sobre el terreno natural. También se produce por el peso del agua infiltrada en el terreno, como consecuencia de embalses de agua, canales, depósitos y otros.

La naturaleza del material dentro del yacimiento tiene una estrecha relación con el tipo de inestabilidad que puede producirse, desarrollándose movimientos en tres medios: macizo rocoso, suelos y material de relleno.

Medio rocoso.

La naturaleza de las rocas serpentínicas que forma el macizo rocoso dentro del yacimiento, implica una problemática determinada en su comportamiento ante la estabilidad de taludes. El macizo rocoso constituye un medio discontinuo que esencialmente se compone de bloques sólidos separados por discontinuidades. A partir de esta definición, se puede deducir que las propiedades tensor-

deformacionales del macizo son de naturaleza anisotrópica, generalmente por las características de las discontinuidades (estratificación, diaclasas, fallas, esquistosidad, líneas de debilidad, etc.) que presenta, así como de la litología de la roca matriz y su historia evolutiva.

Es por eso que de las discontinuidades se consideró el tipo y origen, distribución espacial, tamaño y continuidad, espacio rugosidad, naturaleza del relleno, presencia de agua, etc., y de la roca matriz su naturaleza, características resistentes, meteorización, alterabilidad, etc.

Los tipos de rotura encontradas en el medio responden a superficies preexistentes, aunque por estar fuertemente fracturado se desarrollan además superficies de corte, similares a las producidas en suelos, es por eso que la forma final de los deslizamientos son circulares. El conocimiento del conjunto de características mencionadas constituyó el paso previo en el análisis de estabilidad de taludes en el medio roca – suelo.

Del análisis integral del agrietamiento se determinó la existencia de cuatro familias fundamentales de grietas con rumbos N-S, N-W, N-E y E-W, todas presentan aperturas considerables las que pueden servir como conductos de los flujos de agua. Según las características de las superficies, estas presentan valores bajos del ángulo de fricción, elemento negativo para la estabilidad de los taludes. Según los valores del espaciamiento y persistencia dividen el macizo en bloques de pequeños tamaños influyendo en el comportamiento de la roca como un suelo durante los movimientos.

De acuerdo a la evaluación geomecánica aplicada (RMR) el macizo serpentinitico tiene una calidad que varía de media a mala (30 a 47), debido a los intensos procesos de fracturamiento y meteorización, siendo esta una condicionante de las inestabilidades del medio.

A partir del análisis de la posición relativa del agrietamiento con respecto a los taludes se pudo determinar que el posible mecanismo de fallos que actúa sobre los mismos es en forma de cuña, corroborado por los estudios de campo de los deslizamientos dentro del yacimiento, pues se encontraron que los movimientos avanzan en sentido de la cuña formada en cada caso.

Los resultados del cálculo de estabilidad nos dan valores de 0.47 y 0.882 para los taludes y para los DA 0.47 para las DA1, DA2 y DA6; 3.05 para la DA3 y 0.57 para la DA4.

CONCLUSIONES

1. El conjunto de observaciones geotécnicas e ingeniero geológicas proporcionan una imagen coherente del fenómeno, que es capaz de reconciliar los estudios hechos en el campo, y los ensayos y análisis de laboratorio. Los datos de resistencia se obtuvieron en muestras de suelos lateríticos con una notable estructura granular fina donde su fricción dado por valores 5 – 8 grados explica por si solo el movimiento. La superficie de rotura aparece asociada al agrietamiento que indica el sistema de rotura geomecánico estructural del complejo roca serpentinitica – suelo laterítico.

2. Los detalles geológicos en particular el estructural, determinado en un contexto litológico, juegan un papel fundamental en los problemas de deslizamiento. La precisa descripción ingeniero geológica de los cortes, su documentación, toma de muestra y mediciones permitió delimitar la problemática del terreno.

3. El análisis mediante elementos finitos, utilizando el diaclasamiento y fallamiento del terreno, su representación y la determinación de las superficies de rotura, es un potente procedimiento para comprender los mecanismos de resistencia dentro de estos taludes y esclarecer la estabilidad de los mismos. Se ha destacado el sentido físico del factor de seguridad calculado en el análisis de estabilidad de los taludes analizados.

DESLIZAMIENTOS DE LADERAS EN TEZIUTLÁN, PUE., PROVOCADOS POR LAS LLUVIAS INTENSAS DE OCTUBRE DE 1999^{REF. 24}

En este apartado se describen los deslizamientos térreos y rocosos ocurridos en la ciudad de Teziutlán, Puebla, dentro del marco de las lluvias intensas que azotaron, entre otras, a la región serrana del norte del estado de Puebla a principios de octubre de 1999; se trata en particular el deslizamiento y flujo de suelos ocurrido en la Col. La Aurora de Teziutlán, Pue., el 5 de octubre de 1999. la precipitación acumulada en esta ciudad en un lapso de diez días alcanzó poco más de un metro de columna de agua, lo que representa la lluvia de un año en esta región. Como resultado de lo anterior se generó el deslizamiento mencionado, calificado en su momento como el desastre del decenio, pues provocó la lamentable pérdida de 110 vidas humanas. Asociadas al mismo temporal se suscitaron inestabilidades de laderas en otras regiones mismo estado, además de Hidalgo, Veracruz, Tabasco Chiapas, Estado de México y la propia Ciudad de México.

En el caso de la Col. La Aurora se realizó un análisis inverso de estabilidad del talud, haciendo uso del método propuesto por Bambú o método de las dovelas, esto para llegar a las geometrías tanto de la superficie de falla, como de la superficie más probable del terreno antes del deslizamiento.

MECANISMO DE FALLA

Primeramente se definieron los factores externos e internos que dieron lugar a la falla, entre los primeros se consideran las posibles cargas externas aplicadas, la modificación de la pendiente de la ladera, e incluso, el cambio de los pesos volumétricos de los materiales del talud. Lluvias intensas por ejemplo, generan corrientes extraordinarias por el pie, que propician deslaves y cambios en la geometría de la ladera. Bajo una acción sísmica, se añadirían incrementos de esfuerzo debidos al producto de la masa potencial de falla por la aceleración en la dirección del deslizamiento. En suma, los eventos perturbadores externos aumentan en general los esfuerzos aplicados, o de equilibrio, τ .

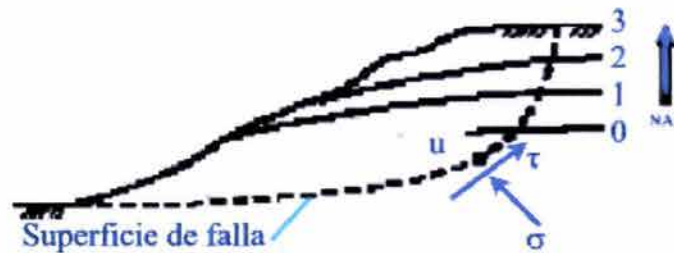


Figura VIII. 13 Aumento de la subpresión.

Por otra parte, podemos englobar en los factores internos a los mecanismos que provocan una reducción en la resistencia cortante. Fenómenos naturales como el intemperismo y la erosión que generan disgregación y descomposición de materiales, tienen efectos detrimentales sobre la resistencia. Sin embargo, el mecanismo más simple y rápido para modificar la resistencia es con la generación de presión de poro, al acumularse el agua en el material térreo de la ladera cuando se tienen lluvias muy intensas.

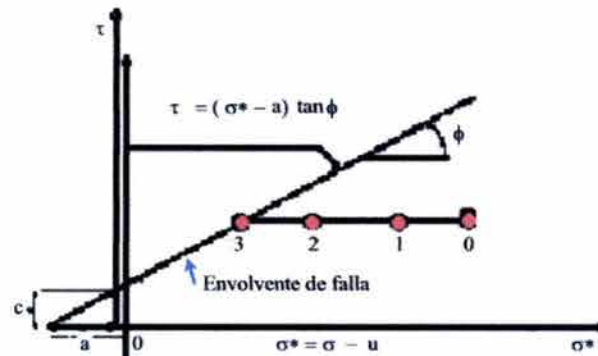


Figura VIII. 14 Relación de los esfuerzos efectivos y la presión de poro.

En la Fig. VIII.13 se esquematiza el aumento del tirante de agua dentro del suelo de la ladera, que es lo que sucedería ante lluvias intensas y prolongadas. Tal aumento de presión de poro va en detrimento de su resistencia, atendiendo al principio de los esfuerzos efectivos. En la Fig. VIII. 14 aparece la trayectoria de esfuerzos efectivos al aumentar la presión de poro, hasta tocar la envolvente de resistencia. La situación anterior puede visualizarse también como la disminución del FS conforme aumenta el nivel del agua, tal como se muestra en la Figura VIII.15.

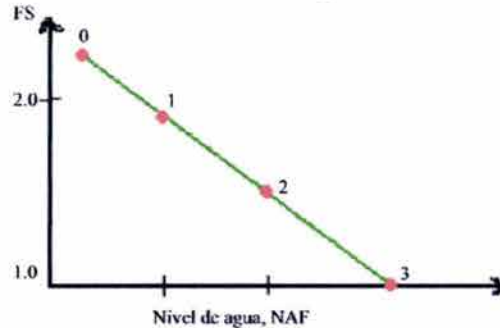


Figura VIII. 15 Relación del FS y el NAF.

DESCRIPCIÓN GEOMORFOLÓGICA DE LA ZONA

De manera simplificada puede decirse que la ciudad de Teziutlán Pue., está asentada en su parte céntrica en una meseta, dentro de un entorno de lomeríos con pendientes variables. Laderas naturales con pendientes moderadas, en algunos casos, y en acantilados francos con pendientes muy escarpadas, en otros..

En la zona se distinguen principalmente materiales volcánicos, principalmente tobas y brechas y derrames basálticos al sur de la ciudad. De manera diferencial estas rocas suaves dan origen a suelos residuales, como resultado de la descomposición de esos productos rocosos jóvenes, debido al clima templado húmedo con lluvias prácticamente todo el año, que prevalece en la región.

Hacia el oeste existen rocas blandas de grano fino a medio (arenas limosas, al disgregarlas), aunque también se encuentran estratos con proporción importante de fragmentos rocosos y gravas, empacadas en esa misma matriz granular fina. Otras capas son de granos pumíticos, vidrio volcánico y fragmentos de obsidiana.

Hacia el noreste, los materiales ahí encontrados son también de origen volcánico, pero se encuentran diferencialmente más alterados, al parecer por sus constituyentes mineralógicos, pues parecen ser más susceptibles a la descomposición químicas que las tobas ácidas encontradas hacia el sur. Como resultados del intemperismo se han producido suelos residuales con características de andosoles (véase Anexo 2 y 3), con propiedades particulares, que explican en parte los deslizamientos que ahí se produjeron.

ANÁLISIS DEL DESLIZAMIENTO EN LA COL. LA AURORA

En la ladera que se tiene en la parte posterior del cementerio municipal, ubicado en la colonia La Aurora, ocurrió un deslizamiento que abarcó incluso unos 15m del panteón, cerca del hombro del deslizamiento. El talud tenía una pendiente moderada de aproximadamente 23°. La masa fallada dejó al descubierto totalmente la superficie de deslizamiento, ya que al disgregarse y mezclarse con la gran cantidad de agua que acumulaba, dio como resultado un fluido franco que se vació pendiente abajo. En la ladera existían y el dado que el clima obligó a la gente a resguardarse en sus casas, se produjeron pérdidas humanas.

Durante el reconocimiento del sitio a los pocos días, se hizo un muestreo inicial precisamente en la superficie de falla, en su porción superior relativamente más escarpada, véase Fig. VIII.16. Meses después se hizo un detallado estudio topográfico de la superficie fallada y del terreno natural no

fallado de las inmediaciones. El interés de conocer la topografía a ambos lados de la superficie fallada, fue la de inferir con ésta información la superficie más probable del terreno antes del deslizamiento. Se establecieron secciones transversales que pasan por los puntos A a M, con lo que se determinó con claridad la superficie fallada, y se pudo reconstruir con razonable certidumbre la superficie original del terreno.

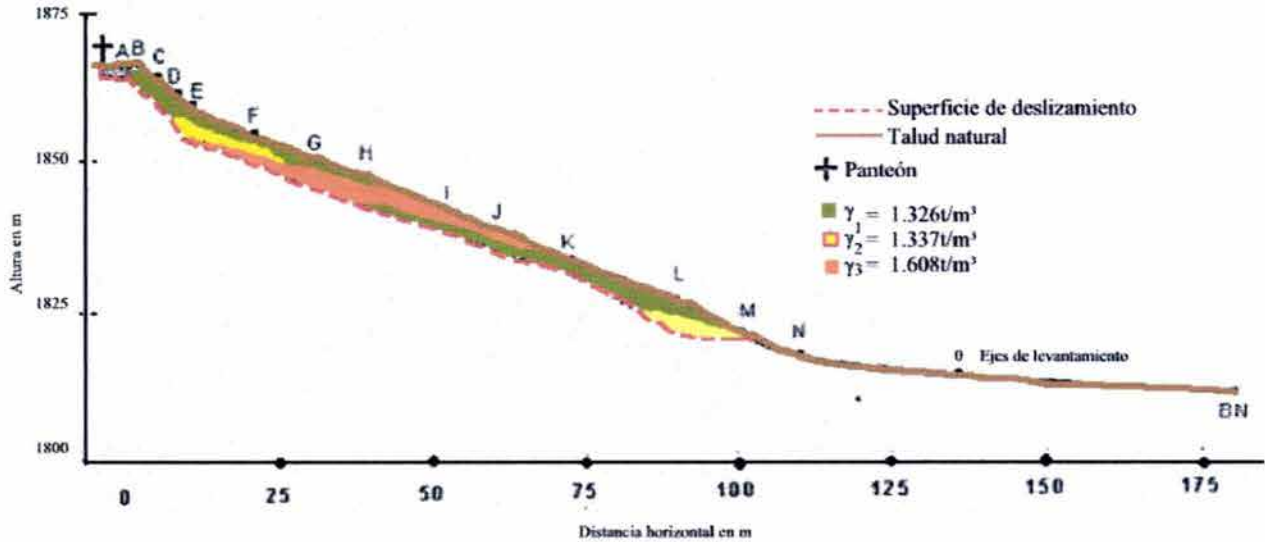


Figura VIII. 16 Perfil del deslizamiento “La Aurora” por su eje longitudinal. Ref.

La masa fallada tuvo un movimiento con cierta componente de rotación en su porción cercana a la corona, pero pendiente abajo predomina el de traslación. Se ha cuantificado que entre las estaciones B y m, la profundidad media desde la superficie original del terreno era de 4.4m, alcanzando una profundidad máxima de 5.9m. la superficie de deslizamiento tiene una forma que corresponde a la de una mitad de embudo, la que es característica de las fallas en las que se “fluidifica” el suelo, reduciéndose en general pendiente abajo el área transversal. El volumen cuantificado de la masa removida fue de 7,350m³, que si bien no fue un volumen tan grande, sí de gran impacto. La superficie de falla en su extremo superior corta al terreno del panteón con un ángulo de unos 65°; alcanza un ancho máximo de 38m, mismo que se reduce hacia el pie, como se aprecia en la Fig. VIII. 17.

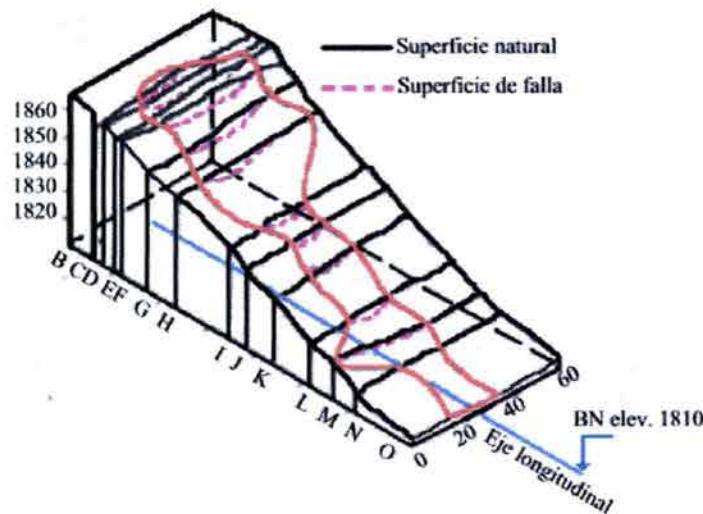


Figura VIII. 17 Isométrico del deslizamiento de la Colonia “La Aurora”, Teziutlán, Pue.

Propiedades de los suelos fallados.

El muestreo mencionado anteriormente se realizó a 20cm de la superficie de falla y se pudo realizar una determinación preliminar de pruebas índice. Los datos se incluyen en la Tabla VIII.6.

Propiedades índice	A partir de su w_n	Con secado previo al horno
Límite líquido w_L	97.0%	61.1%
Límite plástico, w_p	59.1%	49.3%
Índice plástico, PI	37.9%	11.8%
Índice de liquidéz, I_L^*	1.02%	-

$$*I_L = (w - w_p)/PI$$

Tabla VIII. 6 Consistencia de los suelos, a 6 días de su falla.

El contenido natural de agua alcanzó un valor medio de $w = 97.8\%$. pudo constatar que el suelo del talud tenía un contenido natural de agua ligeramente superior al límite líquido, lo que indica que, en una condición remoldeada este suelo se encontraría con una consistencia propia del estado semilíquido, con una resistencia al corte muy baja. Sin embargo, en su condición natural inalterada guardaba cierta consistencia, dada la estructura adquirida durante su vida geológica. Tal estructura al parecer es muy sensible al remoldeo, lo que provocó el flujo.

Una muestra de este suelo se sometió a tamizado, deduciéndose que el material de la porción alta de la ladera es un suelo fino que se clasifica según el S.U.C.S., como un limo de alta compresibilidad (MH). La densidad de sólidos en la muestra es $G_s = 2.71$, y su peso volumétrico total natural, $\gamma_t = 1.326\text{g/cm}^3$.

Es claro que la falla de la ladera no se explica sólo por la baja resistencia al esfuerzo cortante de su suelo, pero, en efecto, el disparador de la inestabilidad fue el agua. El agua ingresó al cuerpo de la ladera, generando alta presión de poro en la futura superficie de falla, lo que sucedió con cierta facilidad, toda vez que ésta se definió a relativamente poca profundidad precisamente en el suelo más alterado.

En marzo de 2000 se muestrearon los materiales en las estaciones indicadas a lo largo de la superficie de falla, y a 15cm de profundidad. Los datos de ubicación, área transversal y límites de plasticidad se ven en la Tabla VIII.7.

Est.	X (m)	A (m^2)	W (%)	w_L (%)	PI (%)	I_L
A	0	10.5				
B	1.89	45.0				
C	4.84	105.0	31.1	63.9	18.5	-0.77
D	8.17	129.5	69.6	84.0	33.0	0.56
E	10.34	126.8	74.9	89.3	40.1	0.64
F	20.71	118.7	40.9	NP	NP	-
G	31.53	88.2				
H	39.15	76.3	39.9	61.0	23.4	0.10
I	52.28	45.0				
J	60.82	41.5	33.0	54.0	19.6	-0.07
K	72.57	27.0				
L	89.58	48.8	20.3	52.8	15.1	-1.15
M	100.52	28.7	23.5	35.0	10.9	-0.06

Tabla VIII. 7 Consistencia de los suelos fallados, muestreados en la temporada de sequía relativa, y datos de las secciones transversales.

Análisis inverso de la inestabilidad

Para el caso se recurrió al método propuesto por Bambú, visto en el capítulo II. Se supuso una sobrecarga $q = 1t/m^2$ en la superficie de la ladera. Dada la geometría de la masa fallada, caracterizada por su longitud considerable y poco espesor, se decidió establecer que el ancho de las dovelas fuese menor que la altura de las mismas (siendo un total de 30 dovelas). Por las pruebas índice de los materiales muestreados, fue posible definir tres tipos de suelo, a cada uno de los cuales se les determinó su peso volumétrico.

Se hizo uso de varios parámetros para encontrar combinaciones de c' , ϕ' y $FS = 1$ además de un parámetro denominado $r_u = u/\gamma_{sat}z$ y su condición extrema correspondió a la condición en que el material sobre la superficie de falla y hasta la superficie de la ladera hubiese estado totalmente saturada. Sin embargo esta no es la única posibilidad y resulta indispensable la determinación de los parámetros efectivos, y tener entonces como única incógnitas a la presión de poro al momento de la falla.

CONCLUSIONES

Cualquier masa de suelo o roca que forma una ladera tiene tendencia a moverse pendiente abajo, por la acción de la gravedad. Si dicha tendencia se contrarresta por la resistencia al esfuerzo cortante del suelo o la roca, el talud es estable; si esto no ocurre, sobreviene el deslizamiento de esa masa, generándose una superficie de falla en la interfaz entre la masa que se mantiene estable y la deslizante. los deslizamientos en laderas naturales son causados la mayoría de las veces por lluvias intensas y prolongadas. El mecanismo que se dispara por el exceso de agua por la lluvia, se inicia con la infiltración del agua en los geomateriales de la ladera, formando hacia abajo un frente húmedo; para una determinada ladera, dependiendo la intensidad y duración de las lluvias, se alcanzan diversas profundidades hasta donde se satura el suelo. Esto trae como consecuencia que muy probablemente se reduzca la cohesión del material, lo que por sí mismo tal vez no provocaría la inestabilidad. Sin embargo, de lo que existe evidencia es acerca de la pérdida de la succión mátrica que el agua del suelo tiene en su condición parcialmente saturada, así como de la generación posterior de presión positiva. La generación de presión en el agua reduce los esfuerzos normales efectivos del terreno, y tal reducción determina proporcionalmente la reducción al esfuerzo cortante de los geomateriales.

Los deslizamientos ocurridos en Teziutlán, Pue., en octubre de 1999, fueron generados por las precipitaciones extraordinarias que se iniciaron a fines de septiembre. Se estima que el mecanismo que provocó esas inestabilidades fue justamente en descrito en el párrafo anterior, destacando la gran dependencia de la estabilidad de una ladera a la presión del agua de los geomateriales, determinada a su vez por factores externos como es el régimen de lluvias de la región.

Deslizamiento y flujo de tierras en una ladera debidos a un sismo: el caso de “Las Colinas”, Santa Tecla, El Salvador C. A., del 13 de enero de 2001^{REF.43}

RESUMEN. El 13 de enero de 2001 ocurrió un sismo intenso frente a las costas de El Salvador, C.A., a unos 100 km de Santa Tecla. Con el sismo sucedió un deslizamiento y un flujo masivo de lodo arenolimoso, que soterró a una urbanización asentada al pie de la ladera sur de esa población. Se expone en este artículo una explicación posible del mecanismo de falla, el que además de las altas aceleraciones, se relaciona con la deforestación y el impedimento del libre drenaje en su pie; ello provocó la ocurrencia de licuación en esa porción, con lo que se inició la inestabilidad retrógrada de la ladera. El fenómeno de licuación se reprodujo en el laboratorio con material muestreado en el sitio, mediante pruebas triaxiales dinámicas, con lo que se puso en evidencia la alta susceptibilidad a este fenómeno de estos suelos de origen volcánico.

1. INTRODUCCIÓN

Uno de los efectos indirectos más temidos debido a los sismos, es la ocurrencia de deslizamientos de tierra en laderas cercanas a centros de población, o a obras de infraestructura. Un sismo de magnitud $M_w=7.6$ (USGS, 2001) sacudió a la República de El Salvador el sábado 13 de enero de 2001, a las 11:33:29 horas locales. Su epicentro se localizó en el Océano Pacífico a unos 100 km frente a la costa media de ese país (Latitud Norte 12.83° y Longitud Oeste 88.79°); se estimó que la ruptura ocurrió a 39 km de profundidad. Este sismo fue sentido en toda Centroamérica, e incluso en Colombia y México. No obstante la reducida distancia epicentral de este evento de gran magnitud, la intensidad en San Salvador, la capital, fue moderada. Sin embargo, este sismo se distinguió por haber generado cientos de deslizamientos y flujos de suelos y rocas de diversas dimensiones en laderas naturales de diferentes regiones del país, además de daños significativos en vivienda y en infraestructura carretera. La inestabilidad que ocurrió en la ladera al sur de la población de Santa Tecla, en la Nueva San Salvador (muy cerca de San Salvador, la capital del país), conocida como “Las Colinas”, provocó la muy lamentable pérdida de alrededor de 500 vidas humanas.

2. RECONOCIMIENTO DEL DESLIZAMIENTO

Testigos reseñan que el deslizamiento y flujo de tierras en la ladera “Las Colinas” ocurrió súbitamente, durante el transcurso mismo del evento sísmico. Ello provocó que la urbanización al pie y cercana a la ladera quedara destruida y soterrada, Fig. VIII.18.



Figura VIII. 18 Vista aérea del deslizamiento y flujo de tierras hacia la urbanización al pie de la ladera “Las Colinas”, El Salvador (tomada de El Diario de Hoy)



Figura VIII. 19 Muro de contención que delimitaba originalmente la urbanización . Nótese las construcciones hacia la ladera



Figura VIII. 20 Vista de la ladera “Las Colinas” desde la corona de la zona fallada

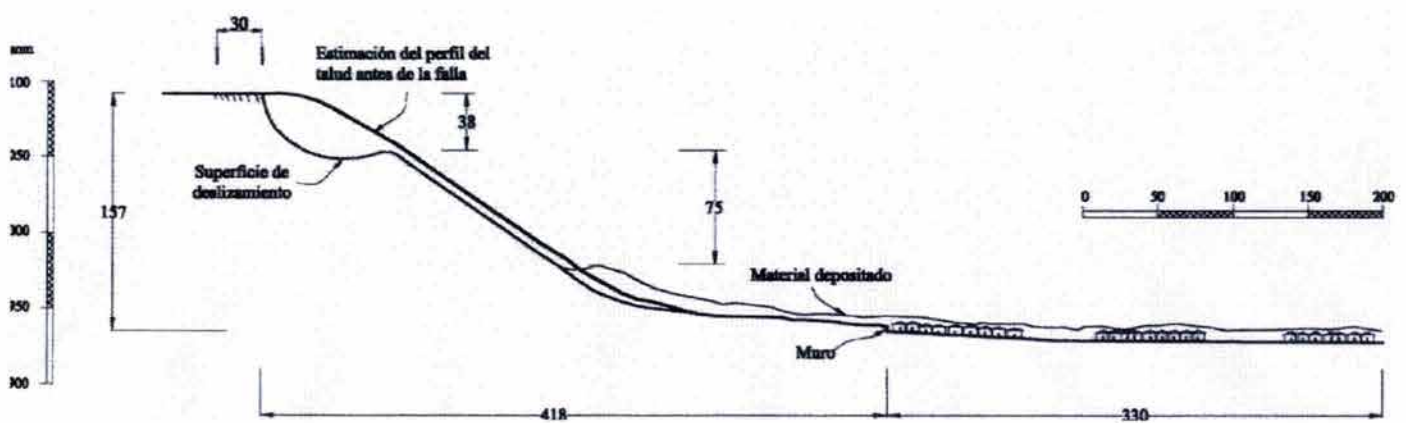


Figura VIII. 21, Esquema de la planta del deslizamiento en la ladera “Las Colinas”

Al remover el lodo, demolieron todas las viviendas comprendidas en una anchura de casi 120 m, y una longitud máxima de 330 m a partir del muro de contención, el cual delimitaba la urbanización en un principio, Fig. VIII.19. El nivel del lodo rebasó incluso la azotea de varias casas de dos pisos. La Fig. VIII.20 muestra una vista del deslizamiento desde su corona.

Durante la inspección geotécnica realizada se llevaron a cabo mediciones topográficas aproximadas utilizando equipos portátiles electrónicos tales como: distanciómetro, clinómetro, altímetro, brújula y sistema global de posicionamiento (GPS). Resultado de esas mediciones, la Fig. VIII.21 da cuenta de una planta aproximada de la porción fallada, y en la Fig. VIII.22 se presenta el perfil de la superficie de deslizamiento, junto con el perfil de la ladera que se considera tuvo antes del sismo. Se estimó que la ladera guardaba un ángulo de 32° con respecto a la horizontal, antes del sismo del 130101. Es claro que planta y perfil, deben considerarse sólo esquemáticos: no se contó con planos topográficos ni con fotografías aéreas del sitio, a poco del sismo. Por otra parte, se tuvo oportunidad de ingresar a la superficie fallada, identificar los suelos, reconocer el estado tan suelto que guardaban – predominaban los granulares –, apreciar su estratigrafía, y tomar muestras representativas; esto permitió clasificar los suelos y efectuar algunos ensayos índices y dinámicos, en el laboratorio.

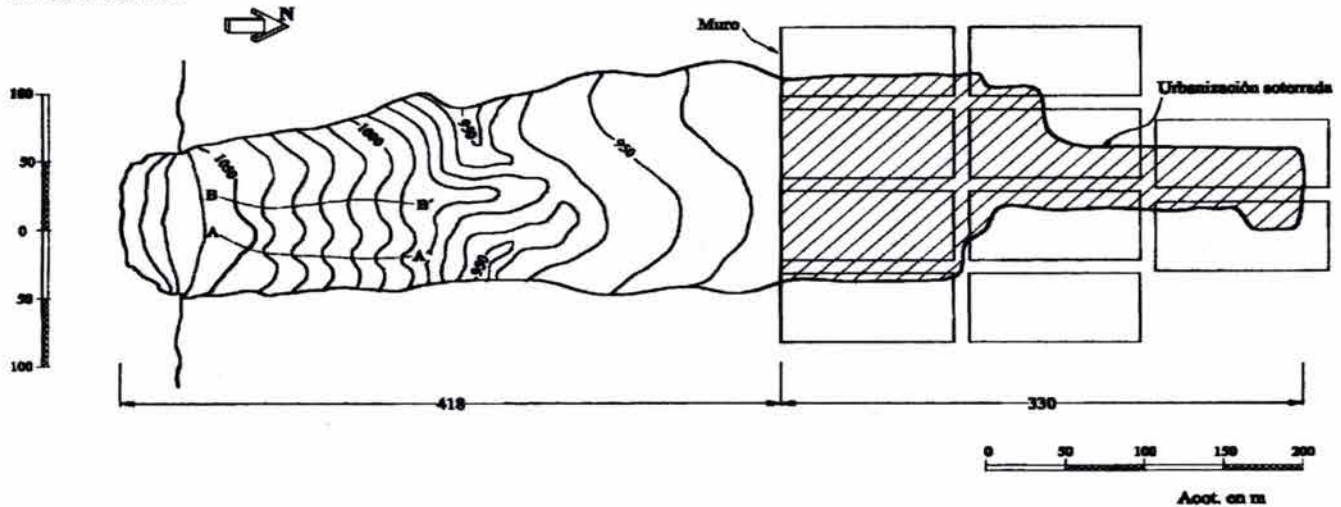


Figura VIII. 22 Esquema del perfil por los ejes A o B del deslizamiento en la ladera "Las Colinas"



Figura VIII. 23 Deslizamiento en la ladera "Las Colinas". Apréciase la acumulación al pie de arenas limosas muy sueltas

En las Figs. VIII.22 y 23 se distinguen los ejes A y B que corresponden en su sección talud abajo a dos masas faltantes (deslizamientos 1 y 2) que se desplazaron con un movimiento translacional, y que tuvieron un espesor de entre 5 y 8 m. Se estima que fueron estas dos masas, claramente divididas por una masa remanente central en forma de nariz, las que primero fallaron durante el sismo; ello ocurrió al generarse en la parte baja de la ladera una condición de licuación

espontánea. Los deslizamientos ocurridos en los flancos extremos, más allá de los parte-aguas o “lomos” que delimitan los deslizamientos 1 y 2, son muy superficiales. Las características geomorfológicas y estratigráficas que quedaron de manifiesto en la zona fallada, obedecen a las configuraciones que tenía la ladera en sus etapas previas, las que se fueron modificando por la depositación sucesiva de productos volcánicos. Un tercer deslizamiento francamente rotacional, fue el que inmediatamente después se desarrolló talud arriba al perderse su pie. El material deslizado se “vacío” totalmente talud abajo, dejando un gran anfiteatro con superficie de falla en forma de concha, Fig. VIII.20. Parte de los suelos granulares fallados se encontraron depositados en una condición totalmente suelta al pie de los “canales” dejados por los deslizamientos 1 y 2. Al pie de estas zonas falladas se depositó y formó un promontorio, Figs. VIII.19 y 23, con suelos arenosos extremadamente sueltos, tanto que era difícil caminar sobre ellos. Se cuantificó que el volumen fallado del deslizamiento rotacional fue de 30,000 a 35,000 m³, aproximadamente. Se estimó a su vez, que los dos primeros deslizamientos translacionales, más bien someros, alcanzaron un volumen de 50,000 a 60,000 m³.

La escarpa principal formó un gran arco casi circular en el hombro de la ladera, como se distingue en la Fig. VIII.20; así mismo, generó un profuso agrietamiento en la cima paralelo a la escarpa principal, incluso a unos 30 m de ésta, Fig. VIII.24. En una pequeña hondonada transversal al hombro fallado, pudieron apreciarse agrietamientos verticales de más de 3 m de profundidad, a unos 10 m de la escarpa.

Es importante notar en la Fig. VIII.24 que precisamente en la cima de la zona fallada de la ladera, no había árboles; sin duda, la deforestación jugó un papel determinante en la ocurrencia del deslizamiento. Fotografías aéreas tomadas a poco del sismo, muestran con claridad que la única porción deforestada en las cercanías de esta serranía, coincide precisamente con la zona fallada.

3. DESCRIPCIÓN GEOLÓGICA DEL SITIO

Los geomateriales que se encuentran en la ladera fallada son los que típicamente constituyen la Formación San Salvador, la que cubre parte de la Cordillera del Bálsamo. Se trata de una secuencia estratificada de rocas piroclásticas y epiclásticas volcánicas jóvenes, que pertenecen al Holoceno del Cuaternario, atendiendo a la información del Mapa Geológico de la República de El Salvador. La Cordillera del Bálsamo se extiende aproximadamente paralela a la costa en dirección poniente-oriente, y está constituida por aquella formación y por la Formación Bálsamo de rocas volcánicas piroclásticas o efusivas del Terciario.



Figura VIII. 24 Vista del agrietamiento ocurrido en la cima de la zona fallada. Nótese su deforestación.

En los estratos más superficiales de la ladera se distinguen cenizas volcánicas, “tierra blanca” como se le conoce localmente, tobas de lapilli prácticamente sin cementación y arenas pumíticas. En gran proporción estos materiales son resultado de las erupciones de los volcanes Ilopango y San Salvador ocurridas en tiempos geológicos relativamente recientes. Se trata de rocas muy blandas, particularmente frágiles, deleznales y disgregables, que dan como resultado suelos granulares que se depositan muy sueltos.

De particular interés geotécnico es la presencia de capas de arena media muy suelta con espesores de unos 20 cm, las que se distinguen a diferentes elevaciones en la superficie de falla. Estos estratos tienen un echado proclive al talud, lo que propicia su fácil deslizamiento; tal buzamiento atiende a la geomorfología del cuerpo de la ladera en sus etapas tempranas, antes de la depositación de los piroclastos más recientes.

4. VOLCANISMO Y SISMICIDAD

En el territorio de El Salvador se tienen dos sistemas principales de fallas geológicas. La familia de fallas NW-SE son manifestaciones tectónicas que determinan frecuentemente la ubicación de los volcanes, que es el rasgo distintivo del paisaje del país; en efecto, se han detectado en éste más de 700 centros de erupción. Debe reconocerse que la evolución volcánica y tectónica de El Salvador continúa; se tienen evidencias recientes del volcanismo, e incluso sus manifestaciones son cotidianas. Adicionalmente, su territorio se ubica en una región con un alto índice de actividad sísmica. De acuerdo con el Centro de Investigaciones Geotécnicas de El Salvador, las fuentes principales que generan sismos ahí son:

- 1) La cadena volcánica, que forma parte del Cinturón de Fuego del Pacífico.
- 2) El sistema de fallas geológicas con una dirección predominante NW-SE.
- 3) El proceso de subducción entre las placas tectónicas de Cocos y del Caribe, cuyo movimiento relativo origina sismos cercanos a las costas salvadoreñas.
- 4) Un sistema de fallas geológicas en Guatemala que definen la frontera entre la placa de Norteamérica y la placa del Caribe.
- 5) Un sistema de fallas geológicas con dirección N-S, en la depresión de Honduras.

Los sismos generados por las fuentes 1 y 2, que generalmente ocurren a menos de 30 km de profundidad, los denominan locales; son los que han causado los mayores daños en El Salvador. De hecho se sabe que entre 1576 y 1965, la capital del país ha sido afectada o francamente destruida por terremotos en por lo menos once veces.

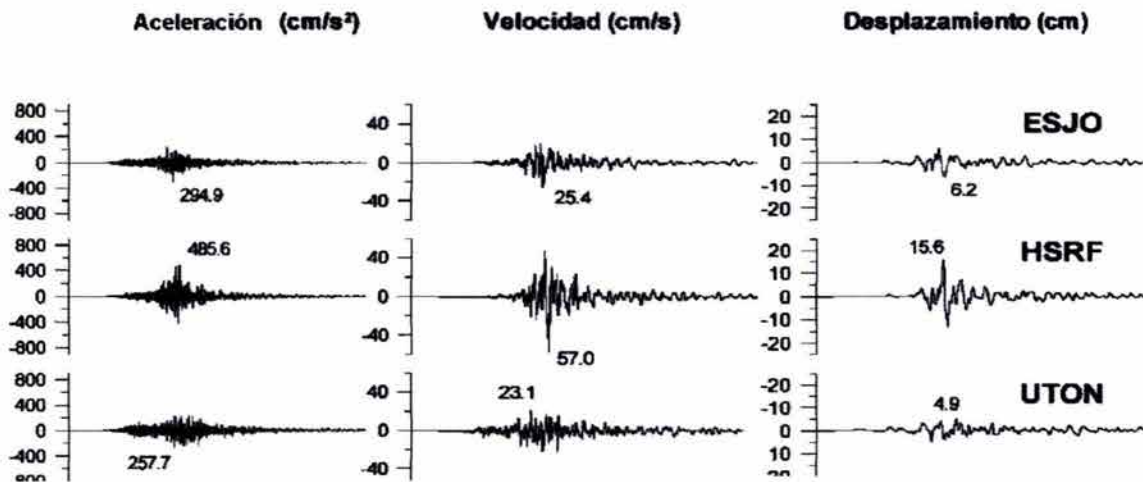


Figura VIII. 25 Aceleraciones, velocidades y desplazamientos durante el sismo del 13 de enero de 2001 (López Casado, et al; 2001). Estación HSRF en Santa Tecla. Se indican valores máximos

A los sismos generados por las fuentes 3 a 5 los denominan regionales. El sismo del 13 de enero de 2001 fue provocado por el proceso de subducción, localizándose el epicentro frente a las costas del Departamento La Paz. El Salvador descansa sobre la porción oeste de la placa del Caribe, donde se está imponiendo a la placa de Cocos. En esta compleja zona de subducción se producen numerosos sismos de fuentes múltiples. Los sismos intraplacas someros se generan dentro de la costra de la placa del Caribe. Los sismos interplacas más profundos ocurren dentro de la placa que subduce; esto es, la de Cocos. El conjunto de sismos que se gestó alrededor del comentado, parece estar asociado a fallas interplacas entre la de Cocos y la del Caribe. En efecto, el sismo del 130101 se originó en la placa de Cocos, en tanto que la réplica fuerte del 130201 fue un sismo intraplaca somero generado en la placa del Caribe.

La red acelerográfica de la Universidad Centroamericana "José Simeón Cañas", registró en el Hospital San Rafael (HSRF) de la población afectada de Santa Tecla, las aceleraciones horizontales máximas siguientes: 0.485g (N-S) y 0.468g (E-W), en tanto que la vertical máxima fue de 0.245g. En la Fig. 8 se reúnen algunos de los acelerogramas registrados de este evento en las estaciones sísmicas más cercanas. De la integración de estas señales se incluyen las velocidades y desplazamientos de este evento, que alcanzó del orden de los 45 s. Destacan las aceleraciones inusitadamente altas en comparación con las adquiridas en otros sismos regionales de subducción. Los autores antes citados señalan que estas aceleraciones ya se han registrado en otros eventos de este tipo, con distancias epicentrales similares, como en los sismos de Perú de 1966 y 1970.

5. MECANISMO DEL DESLIZAMIENTO Y FLUJO

Los deslizamientos disparados por sismos, junto con los provocados por lluvias muy intensas, son los perturbadores más importantes que ocasionaron los 25 deslizamientos más catastróficos en todo el mundo durante el Siglo XX. En una estadística reciente se da cuenta de que en el lapso de 1980 a 1997 ocurrieron 36 deslizamientos importantes inducidos por sismos, en el ámbito mundial. En el caso que nos ocupa, dado que la inestabilidad de la ladera sucedió en el momento mismo del sismo, es claro que se debió a las fuertes aceleraciones impuestas, aunadas a la baja resistencia al esfuerzo cortante de los geomateriales que constituyen la masa más cercana al talud. Por observaciones a lo largo de la Cordillera del Bálsamo, pudieron distinguirse muchos deslizamientos en la cúspide de los cerros, seguramente por la amplificación de aceleraciones que ahí ocurrió; esto es, por lo reconocido como un efecto topográfico.

Sin embargo, también fue posible distinguir acciones antropogénicas, ya que la falla ocurrió en la ladera justo en la zona que había sido modificada por el hombre, dentro de un entorno de equilibrio que la naturaleza se había dado a través de posiblemente milenios. La primera acción perturbadora del medio ambiente natural que se distinguió fue la deforestación que sufrió la cima y al menos parte de la ladera en la zona fallada; se perdió así el reforzamiento natural del terreno por parte de las raíces de los árboles. Adicionalmente, debe reconocerse la presencia de cañadas en los flancos izquierdo y derecho de los deslizamientos 1 y 2, respectivamente, después de los "lomos" que los delimitan; y además, la presencia del muro de contención ya citado. Al cerrar vertientes naturales de la montaña, se propició la acumulación de agua en el pie de la ladera. Evidencias fotográficas muestran la ocurrencia de vías de agua que aparecieron por el flanco poniente después del deslizamiento, las que se abrieron cauce por los depósitos arenosos hacia la urbanización.

Pudo comprobarse en varios niveles diferentes de la superficie de deslizamiento, principalmente hacia el pie, que se encuentran capas arenosas pumíticas muy sueltas y cuasi saturadas, y con buzamiento hacia el talud. Así pues, sólo faltaba una acción dinámica perturbadora; ésta fue la que generó el sismo de gran magnitud del 13 de enero de 2001. En efecto, los estratos arenosos descritos son particularmente susceptibles a la acción dinámica, lo que determinó el colapso de su estructura granular, por lo que se puede hablar de la generación de licuación espontánea, tal como la reconoce Terzaghi y que ha ocurrido en otras laderas ante eventos sísmicos. Este fenómeno está condicionado por la generación de incrementos de presión de poro, lo que determina la reducción de los esfuerzos efectivos y con ello la disminución y pérdida temporal de su resistencia al esfuerzo cortante. El incremento de presión de poro en estos estratos arenosos altamente contractivos, se

propicia por el hecho de que con frecuencia están confinados por estratos mucho menos permeables y más resistentes; tal es el caso de la toba más compacta que se encuentra directamente sobreyaciendo a la capa arenosa de donde se tomó la muestra M1 tras del muro de contención (935 msnm). Es claro que las aceleraciones impuestas por el sismo fueron muy altas, destacando que el componente vertical resultó ligeramente superior a la mitad de las aceleraciones horizontales. Las fuerzas inerciales debidas al sismo con dirección pendiente abajo actuando sobre las masas cercanas a la ladera, aunadas a la disminución y pérdida mencionadas de resistencia cortante de los geomateriales, determinaron los deslizamientos y flujos de tierra que ocurrieron en "Las Colinas". A la falla del pie por licuación le sucedieron las fallas retrógradas hacia arriba, finalizando con el deslizamiento rotacional cerca de la corona. La energía potencial de esa masa licuada determinó que fluyera como un lodo muy fluido de arena limosa y agua, varias centenas de metros pendiente abajo; a ello contribuyó que la zona de la urbanización aún tenía una ligera pendiente. Se distinguió cierta direccionalidad del flujo, canalizándose por las bardas paralelas al eje del deslizamiento; sin embargo, pudo constatarse por fotografías y por el testimonio de quienes estuvieron ahí poco después del evento, que la fluidez de la mezcla fue tal que en muchas casas pudo penetrar por cualquier dirección y a través de cualquier abertura.

Debe señalarse que el mecanismo de falla que aquí se ha expuesto, no es el único que se ha expresado; no existe consenso en la forma de explicar lo que sucedió en este caso historia. En efecto, la primera masa fallada es precisamente la de tipo rotacional cercana al hombro de la ladera; y ningún proceso de falla lo relaciona con el fenómeno de licuación. Más aún, describe los resultados de resistencia cortante de un suelo con comportamiento dilatante, en el que prácticamente no podría ocurrir licuación. Aquí cabe acotar que mientras los suelos ensayados por este autor fueron muestreados en un lugar distante alrededor de kilómetro y medio del sitio del deslizamiento, los resultados que se reportan en el inciso siguiente, fueron obtenidos con especímenes muestreados precisamente en la superficie de falla del deslizamiento.

6. PROPIEDADES INGENIERILES DE LOS MATERIALES DEL SITIO

El análisis de la inestabilidad de la ladera requiere conocer las propiedades ingenieriles de los geomateriales involucrados; como se señaló, se realizó muestreo representativo de seis sitios de la zona fallada, para su estudio experimental en México. La capa de arena suelta y gris de donde se tomó la muestra M1 (935 msnm) guarda relación con la capa observada en la superficie franca de falla (987 msnm), de donde se obtuvo la muestra M3. Sobre la capa de la que se obtuvo la muestra M1 del muro de contención, se recuperó la muestra M2. Las muestras M4, M5 y M6 son las arenas limosas de color café claro que predominan en los suelos deslizados; se tomaron de la cima cercana al hombro de la inestabilidad. Los materiales que predominan en la ladera son suelos arenosos, con porcentajes reducidos de gravas y finos no plásticos. En la Fig. VIII.26 se muestran las granulometrías de estos suelos, y los intervalos de las distribuciones granulométricas de suelos susceptibles al fenómeno de licuación propuestos por Iwazaki (1985). Se aprecia que las distribuciones de tamaños de los suelos del sitio en estudio caen en el intervalo de granulometrías susceptibles a la licuación.

6.1 Ensayes a distorsiones pequeñas

Se realizaron ensayos dinámicos en una cámara triaxial de columna resonante con acción torsionante, misma que induce distorsiones pequeñas (Mendoza et al., 1996a); esto es, en el intervalo de 0.0001% a 0.3%. Fueron ensayados especímenes cilíndricos macizos de 70 mm de diámetro y 100 mm de altura, con los que se buscó reproducir el estado muy suelto que guardaban los suelos en el campo; posiblemente con compacidades alrededor del 20%. Los suelos fueron cuidadosamente formados en seco y saturados después; luego se les aplicó contrapresión y después se les consolidó isotrópicamente con el o los esfuerzos efectivos que se indican. Finalmente, las determinaciones dinámicas se practicaron en condiciones no-drenadas y con medición de presión de poro.

Las condiciones extremas de compacidad de la muestra ensayada M3 fueron: $e_{m\acute{a}x}=1.44$ y $e_{m\acute{i}n}=1.11$, eliminándole un porcentaje muy reducido retenido en la malla de 3/8". La Fig. VIII.27a presenta la reducción que sufre este suelo en su módulo de rigidez dinámica, G , con la amplitud de la distorsión. A la misma muestra se le aplicaron tres valores de esfuerzo confinante, cuidando de sólo

inducir distorsiones muy pequeñas en los primeros esfuerzos; en otra probeta pudieron comprobarse los resultados para un esfuerzo de 0.15 kg/cm^2 , llevándola incluso prácticamente a la falla dinámica. Conforme aumentó la distorsión se fue generando presión de poro lentamente, Fig. VIII.27b, pero a una amplitud de distorsión del orden de 0.01% , acusó una fuerte tasa de crecimiento; al continuar la distorsión se alcanzó de hecho la licuación, al generarse un aumento de presión de poro casi igual al esfuerzo efectivo de confinamiento. El cociente $\Delta u/\sigma_{3,ini}$ no logró igualarse a la unidad, posiblemente porque sólo se registró un coeficiente B de Skempton igual a 0.92 , aun cuando se aplicó una contrapresión de 2 kg/cm^2 .

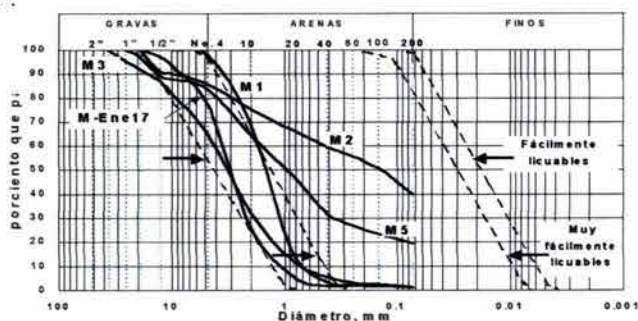


Figura VIII. 26 Curvas granulométricas de los suelos estudiados y los intervalos de suelos licuables según Iwasaki, 1985

Por otra parte, para la muestra M1 de un estrato arenoso tras del muro de contención, se obtuvieron valores de $e_{m\acute{a}x}=1.12$ y $e_{m\acute{i}n}=0.86$; los ensayos dinámicos se practicaron con compacidades muy bajas ($D_R = 5\%$). Se distingue en la Fig. VIII.28a la reducción de la rigidez dinámica conforme aumentaron las amplitudes de distorsión; llama la atención que con las distorsiones relativamente bajas que le aplicó el equipo de ensaye, se haya prácticamente alcanzado la falla dinámica. Nuevamente se aprecia, Fig. VIII.28b, que el desarrollo de presión de poro juega un papel relevante en el comportamiento. Sin embargo, cabe advertir que la degradación de la rigidez se inicia con una distorsión un orden de magnitud menor que la del umbral de distorsión de 0.01% , que es donde empieza el rápido aumento de presión de poro y que parece reflejar un reacomodo contractivo sustancial en la estructura del suelo. La Fig. VIII.28c muestra los valores alcanzados en el cociente de amortiguamiento; en la etapa de prefalla, estos suelos exhiben valores muy reducidos de amortiguamiento, lo que indica su baja capacidad para disipar energía; estos valores aumentan rápidamente al rebasarse el umbral crítico de distorsión.

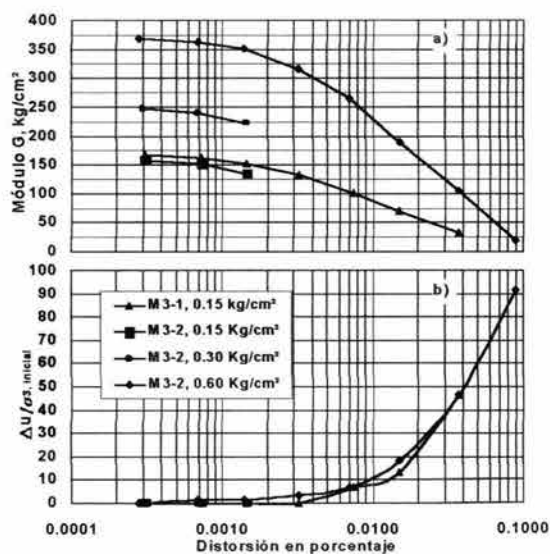


Figura VIII. 27 Degradación de la rigidez dinámica y generación de presión de poro en ensaye triaxial de columna resonante con la muestra M3

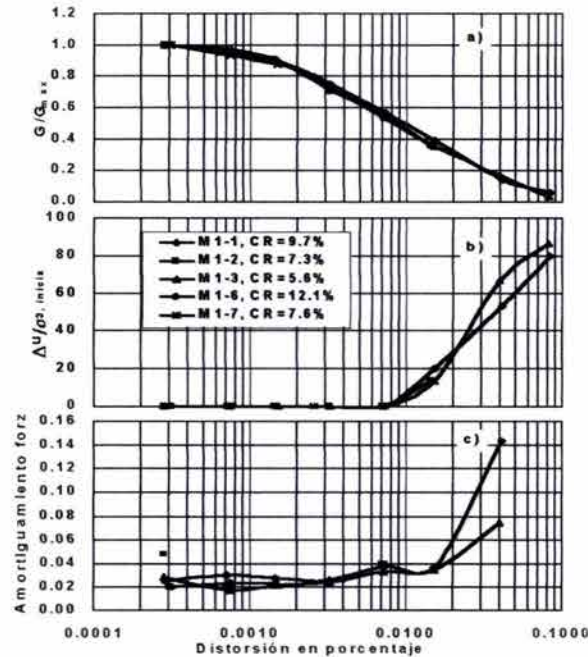


Figura VIII. 28 Degradación de la rigidez dinámica y generación de presión de poro y amortiguamiento en ensaye triaxial de columna resonante con la muestra M1

6.2 Ensayes a distorsiones medianas

Se tuvo oportunidad de ensayar dinámicamente algunas muestras de estos suelos en una cámara triaxial cíclica torsionante, misma que induce distorsiones de medianas a grandes. Su objetivo fue registrar las curvas histeréticas, así como la evolución de la presión de poro y las distorsiones, a fin de visualizar el proceso cíclico deformatorio que conduce a la falla. Fue ensayada una porción arenosa de la muestra M1, con una compacidad relativa de 31.6%, bajo un esfuerzo efectivo confinante de 0.6 kg/cm².

Los ensayos cíclicos se realizaron con control por etapas de la amplitud del esfuerzo cortante dinámico; en cada una de estas etapas fue aplicado un valor constante de dicha amplitud, con una frecuencia de 0.5 Hz y hasta 30 ciclos.

Cada etapa, en nuestro caso fueron siete, se le reconoce con un número nominal en aumento conforme creció el esfuerzo cortante desviador. De las últimas etapas de esfuerzo cíclico, se presentan en la Fig. VIII.29 las curvas histeréticas registradas, en donde se aprecia tanto la degradación de la rigidez conforme crece la amplitud de esfuerzo cortante dinámico, como con el número creciente de ciclos para cada esfuerzo. Cuando la amplitud nominal es de 40, Fig. VIII.29a, la reducción del módulo G (pendiente pico a pico) sufre poco cambio al aplicarle hasta 30 ciclos; por el contrario, con la amplitud nominal es de 70, la rigidez de la muestra se va perdiendo rápidamente, hasta fallar dinámicamente, Fig. VIII.29c. En la Fig. VIII.30 se reúnen las historias de la presión de poro que fueron registradas durante cada una de las siete etapas de ciclaje. Nótese que esta presión incluye la contrapresión de 2 kg/cm², por lo que los valores graficados deben ser reducidos por ésta. Puede distinguirse que esta presión acusa la variación cíclica senoidal de la excitación con el tiempo, pero que ésta va siempre en aumento, y con una pendiente mayor, conforme se acerca a la condición de falla dinámica.

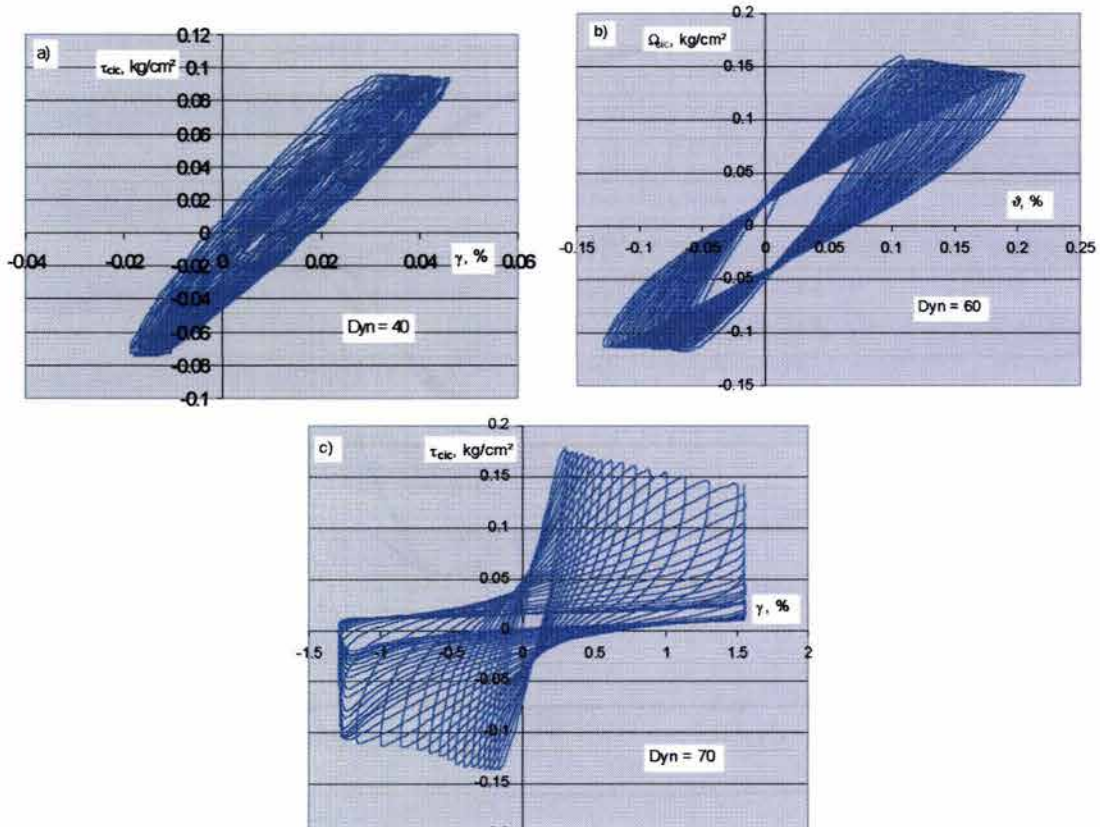


Figura VIII. 29 Curvas histeréticas de los suelos de la ladera “Las Colinas” (Muestra M1) en ensaye triaxial cíclico torsionante con $\sigma'_3 = 0.6 \text{ kg/cm}^2$

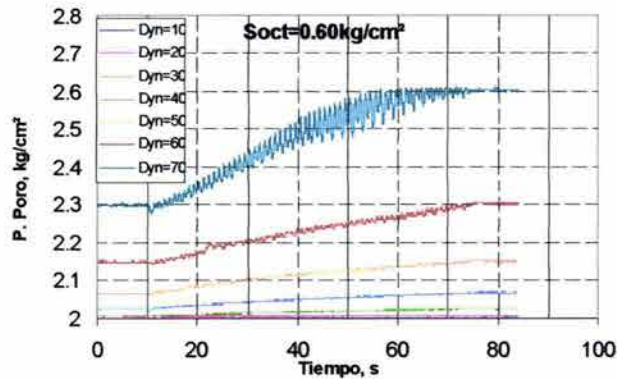


Figura VIII. 30 Evolución de la presión de poro en cada una de las etapas cíclicas del ensaye triaxial cíclico torsionante con $\sigma'_3 = 0.6 \text{ kg/cm}^2$

7. CONCLUSIONES

El deslizamiento y flujo de tierras que ocurrió en “Las Colinas” fue provocado, por una parte, por las fuerzas inerciales debidas al sismo, dadas las altas aceleraciones; y por la otra, a la disminución de la resistencia cortante de los suelos que constituían esa ladera. Esta reducción fue determinada por la naturaleza granular de los suelos volcánicos muy sueltos que generaron alta

presión de poro dinámica. El deslizamiento se desencadenó por la falla del pie de la ladera debido a licuación; al perderse el pie se sucedieron las fallas retrógradas hacia arriba, finalizando con el deslizamiento rotacional cerca de la corona. Sin embargo, debe reconocerse que se había propiciado una condición marginalmente estable de la ladera, debido a la obstrucción al libre drenaje en su parte baja, lo que condujo a la saturación de los geomateriales; otra acción detrimental impuesta a esta porción de la ladera fue sin duda la deforestación de su cima.

Pudo verificarse la alta susceptibilidad a la licuación de los suelos de la superficie de falla, al definir su granulometría y al ensayarlos en cámaras triaxiales cíclicas dinámicas. La degradación de la rigidez dinámica de estos materiales arenosos se inicia aproximadamente con amplitudes de distorsión tan bajas como 0.001%. Ya en una condición de franco deterioro de dicha rigidez, y cuando se inducen distorsiones del orden de 0.01%, se generan altos incrementos de presión de poro, al parecer por un significativo reajuste contractivo de su estructura; con ello se produce una reducción sustancial de los esfuerzos efectivos, degradación gradual de su rigidez y de su resistencia, y finalmente su falla dinámica.

El sismo debió provocar distorsiones apreciablemente mayores que 0.01 %; la alta presión de poro así inducida y la fuerte pérdida de la rigidez de los suelos, explican en gran medida el flujo de la mezcla agua-suelo que soterró la urbanización al pie de la ladera "Las Colinas".

IX. CONCLUSIONES

Es evidente que la caracterización de los tipos de fallas juega un papel esencial dentro del campo de los taludes y laderas, hacer una mala apreciación del tipo de falla a ocurrir u ocurrido en un talud o en una ladera, lleva consigo a una mala elección de los estudios a realizar, luego entonces, a resultados fallidos que se traducen en proyectos mal contruidos (en el caso de los taludes) y eventos (como los deslizamientos de laderas) con consecuencias irremediables.

En cuanto a los suelos residuales y rocas metamórficas, la relación que guardan con los problemas de inestabilidad o fallas en taludes o laderas reside en sus características inherentes a su naturaleza. Así en los suelos residuales su estructura abierta, los débiles nexos de unión entre sus partículas, su alta porosidad y permeabilidad, hacen que sean de los materiales más susceptibles a fallar. En las rocas metamórficas, rasgos tales como la foliación, esquistosidad, discontinuidades y la falta de una estructura que tienda a ser homogénea y obviamente las fuertes modificaciones ambientales, mismas que les dan origen, las hacen ser el tipo de rocas más desfavorables y por ende deleznable. Obviamente que estos materiales (suelos residuales y rocas metamórficas) no fallan solo porque si, o porque de manera natural sean materia inestable, sino que requieren que determinados factores hagan potencialmente posible la falla en un talud o en una ladera, y de todos los que pudiesen nombrarse los más importantes son el régimen de aguas y las modificaciones que hace el hombre sobre las condiciones naturales de equilibrio en que se encuentran los materiales. El agua por ejemplo crea una subpresión y con ello disminuye los esfuerzos efectivos actuantes y en consecuencia la resistencia al esfuerzo cortante de los materiales, dado que guardan una relación de dependencia mutua, y justamente de estos parámetros depende en gran medida la estabilidad de un talud o una ladera. Por otro lado cuando el hombre modifica la naturaleza, modifica al mismo tiempo su condición de equilibrio, por lo que el material ya sea roca o suelo se vuelve más sensible, llegando incluso a perder por completo aquellas cualidades que en su momento les dieron determinada estabilidad a los cuerpos que conformaban. Por esto resulta evidente que en la medida en que el hombre haga el

menor número de modificaciones a la naturaleza estará ganando terreno en cuestión de seguridad y economía. No obstante, los fenómenos naturales tales como las lluvias sobre los que el hombre no tiene un “control directo benéfico”, lo único que puede hacerse es la generación de alternativas de prevención y no solo de corrección, como normalmente sucede en aquellos países en los que las políticas de prevención sólo son un proyecto incipiente, justificado siempre por su falta de poder económico.

Por otra parte, este trabajo representa – al menos desde el punto de vista de su autor– una plataforma de arranque para iniciarse en el estudio de estabilidad de taludes y laderas, puesto que permite generarse una visión global de lo que pudiese encerrar el estudio de este fenómeno que en los últimos años viene cobrando importancia a nivel mundial debido a las consecuencias tan drásticas que se han generado como resultado de los intensos períodos de lluvias o estiaje que azotan gran parte del territorio, y que aunado a la falta de personal capaz de entender a fondo este tipo de fenómenos (deslizamientos, caídos y derrumbes) lo que se genera es por una parte, el desconcierto en cuanto a dónde, cuándo y porqué han de ocurrir y por otra, que no se pueda tener un registro adecuado y bien sustentado de estos fenómenos, dado que es lo mínimo que se puede hacer de ellos para poder prever su posible ocurrencia y no sólo jerarquizar el nivel del desastre que se produzca.

Además, el haber logrado adquirir y exponer algunos casos documentados que ocurrieron recientemente (sólo dos de ellos en México) me permitió ver el ínfimo nivel de importancia que ha tenido desde hace mucho el estudio de los taludes y laderas, que en el mejor de los casos se ha elaborado en base a recomendaciones que desgraciadamente tienen la probabilidad de no surtir los resultados deseados, pero al parecer estos fenómenos ya están captando la atención de algunas instituciones, en las que se están generando estudios enfocados a la prevención y corrección de fallas en taludes y laderas, aunque dicha información sólo esté al alcance de unos cuantos y no de todos aquellos interesados en su estudio.

También a través de la investigación bibliográfica que constituye este trabajo pude observar la gran diversidad de conceptos existentes, en cuanto a taludes y laderas se refiere, y la dificultad que ello implica, de allí el origen de dos de los

anexos que tiene este trabajo y que exponen aunque sea de manera somera los sistemas de clasificación de suelos que hoy en día se usan y de los que hacen uso también los ingenieros civiles.

Cabe también señalar que algunos de los alcances de este trabajo quedaron mermados por muy diversas razones. Por un lado, éste no pudo ser documentado con un mayor número de casos reales y en particular ocurridos en México, debido a que la poca información existente es proporcional al número de gente que puede conocerla y estudiarla; por otra parte, hablando en particular de rocas metamórficas, la información no pudo ser mayor en primera instancia porque el porcentaje de estos materiales en la corteza terrestre es el de menor abundancia y en segunda, en México existen pocos registros de los mismos, y aún menos, de su estudio.

Así pues, como se puede interpretar de los anteriores párrafos, los objetivos y perspectivas de este trabajo de tesis se cumplieron parcialmente, pero lo aquí logrado constituye incluso mucho más de lo que se hubiese esperado, dado que la información presentada es actual, es moderna y la gran dificultad para su adquisición era la reunión de la misma, labor que con el presente, queda hecha y a la espera de ser usada con el objeto de abundar en el tema (estabilidad de taludes y laderas) al que en apariencia se estaba relegando su importancia.

BIBLIOGRAFÍA

1. Alberto J. Martínez Vargas. *Geotécnia para Ingenieros*. Ed. Lluvia editores..Perú, 1990. 1ra edición
2. Alfonso Rico Rodríguez y Hermilo del Castillo. *La ingeniería de suelos en las vías terrestres"*, Vol. 1. Ed. Limusa. México, 2002. 1ra edición
3. Alfonso Rico Rodríguez y Hermilo del Castillo. *La ingeniería de suelos en las vías terrestres"*, Vol. 2. Ed. Limusa. México, 2002. 1ra edición
4. Belousov V.. *Geología Estructural*. Ed. MIR. Argentina, 1974. 1ra edición
5. Braja M. Das. *Fundamentals of Geotechnical Engineering*. Ed. Thomson Learning. E.U., 2000. 1ra edición
6. Claudia Florez, Ma. Mercedes Guerrero, Ma Juliana Idrobo y Adriana López. *Mecánica de suelos aplicada: Estabilización de Taludes*. Pontifica Universidad Javeriana. España, 2002.
7. Eerik A. Rennat y Shepherd Miller. *Guía Ambiental para la Estabilidad de Taludes de Depósitos de Deshechos Sólidos de Mina*. Ministerio de energía y Minas, Dirección General de Asuntos Ambientales. Lima, Perú 1997.
8. Efraín Ovando Shelley y José Luis Rangel Núñez. *Informe Técnico del Proyecto: Estudios y Solución Definitiva para la Reparación de Fallas en las Vialidades Marginales del Río Grande de Morelia, en la Cd. de Morelia*. S. O. P. del Ayuntamiento Constutucional de Morelia.. México, 2001.
9. Eleazar Arreygue Rocha, Víctor Hugo Garduño, et al.. *Análisi Geomecánico de la estabilidad del escarpe La Paloma, en la Cd. de Morelia, Michoacán, México*.. *Revista Mexicana de Ciencias Geológicas*, Vol. 19, núm.2, p. 91-106. México, 2002.
10. Evert Hoek and E. T. Brown. *Excavaciones Subterráneas en Roca*. Ed. Mc. Graw Hill. México, 1985. 1ra edición
11. Francisco Barbosa Corona. *Los principales suelos agrícolas de México y su productividad*. Depto. de Biología, Sección de Edafología y Genética. FES Zaragoza, UNAM.. México.
12. Geosynthetic Materials Association. *Geosintéticos, Úselos con confianza*. .Ed. GMA de México. México, 2002.
13. Gerardo Cruz Flores. *Fertilidad del suelo y nutrición vegetal, un enfoque ecológico*.. Lab. de Edafología y Nutrición Vegetal. FES Zaragoza, UNAM. México, 2000.
14. Guillermo Núñez R.. *Doc. Técnico Núm. 12: Tratamiento Biológico - Mecánico de Laderas, Diseño de Surcos en Contorno*. *Revista Chile Forestal*. Conaf. Chile, 1986.
15. Henry D. Foth. *Fundamentos de la Ciencia del Suelo*. Compañía Editorial Continental. México, 1980. 5ta edición
16. Hoek E. and J. W. Bray. *Ingeniería de Taludes en Roca*. Traducido por la Soc. Mexicana de Mecánica de Rocas, A. C., en *Boletín Julio-Diciembre de 2002*. Londres, 1973.
17. Hoek Evert. *Practical Rock Engineering*. www.rocscience.com. United Kingdom, 2000.

18. Irasema Alcántara y Alonso Echavarría. Cartilla de Diagnóstico Preliminar de Inestabilidad de Laderas. CENAPRED. México, 2001. 1ra edición.
19. J. Montero, A. González y G. Ángel. I congreso Sudamericano de Mecánica de Rocas: Caracterización del Material Rocoso. Comité Organizador. Perú 1982.
20. J. Zavala Fraga. Estabilidad de taludes en suelos residuales. Caso de la carretera Pátzcuaro - Uruapan. XX Reunión de Mecánica de Suelos Oaxaca 2000, Ed. Soc. Mexicana de Mec. de Suelos. México, 2000.
21. Josep A. Gili. Assignatura: Mecánica de Rocas, Tema 7: Estabilitat de talussos en Roca. Dpt. Enginyeria del Terreny, Cartogràfica i Geofísica. Universitat Politècnica de Catalunya. Barcelona.
22. L. D. Baver, Walter H. Gardner y Wilford R. Gardner. Física de Suelos. UTEHA (Unión tipográfica Editorial Hispano - Americana). México, 1991. 1ra edición
23. L. Don Leet y Sheldon Judson. Fundamentos de Geología Física. Ed. Limusa. México, 2000. 1ra edición
24. M. J. Mendoza López e I. Noriega Rioja. Deslizamientos de laderas en Teziutlán Pue., provocados por las lluvias intensas de octubre de 1999. XX Reunión de Mecánica de Suelos Oaxaca 2000, Ed. Soc. Mexicana de Mec. de Suelos. México, 2000.
25. Oscar Andrés Cuanalo Campos y Guillermo Melgarejo Palafox. Inestabilidad de laderas, Sierra Norte y Nororiental del Edo. de Puebla. Serie, "El cielo sobre nosotros, 1989-2000". BUAP. México, 2000.
26. R. Guardado Lacaba, Yuri Almaguer Carmenate, et al. Estabilidad de taludes en suelos lateríticos del yacimiento de Punta Gorda aplicando criterios de rotura. Departamento de Geología, Instituto Superior Minero Metalúrgico "Antonio Núñez Jiménez". Brazil, 2000.
27. Rafael Morales y Monroy. Estabilización de una carretera sobre suelos pantanosos con auxilio de geotextiles. XX Reunión de Mecánica de Suelos Oaxaca 2000, Ed. Soc. Mexicana de Mec. de Suelos. México, 2000.
28. Rafael Morales y Monroy. Muros, Taludes y Terraplenes de Suelo Reforzado, Control de Erosión. Encuentro Interdisciplinario para el Diseño de Nuevas Tecnologías en la Estabilización y Protección de Taludes. Ed. Fac. de Arquitectura, UNAM. México, 2003.
29. Rafael Morales y Monroy y Eduardo Colín Millán. Estabilización de rellenos en barrancas del poniente de la Cd. de México. XX Reunión de Mecánica de Suelos Oaxaca 2000, Ed. Soc. Mexicana de Mec. de Suelos. México, 2000.
30. Rafael Morales y Monroy y Humberto García Saavedra. Estabilización de terraplenes para accesos de un paso a desnivel en la Cd. de Matamoros, Tamps., utilizando un material local, producto de desecho fabril. XX Reunión de Mecánica de Suelos Oaxaca 2000, Ed. Soc. Mexicana de Mec. de Suelos. México, 2000.
31. Rafael Morales y Monroy, Santiago Palacios Pérez y Eduardo Colín Millán. Uso de gaviones, como muro de estabilización, sobre estratos aluviales no estabilizados, en el poniente de la Cd., de México. XX Reunión de Mecánica de Suelos Oaxaca 2000, Ed. Soc. Mexicana de Mec. de Suelos. México, 2000.
32. Rafael Morales y Monroy, Santiago Palacios Pérez, Eduardo Colín Millán y Eugenio de la Rosa. Proyecto y construcción de muros de 24m de altura para vialidades y desplantes de un puente, en el poniente de la Cd. de México. XX Reunión de Mecánica de Suelos Oaxaca 2000, Ed. Soc. Mexicana de Mec. de Suelos. México, 2000.

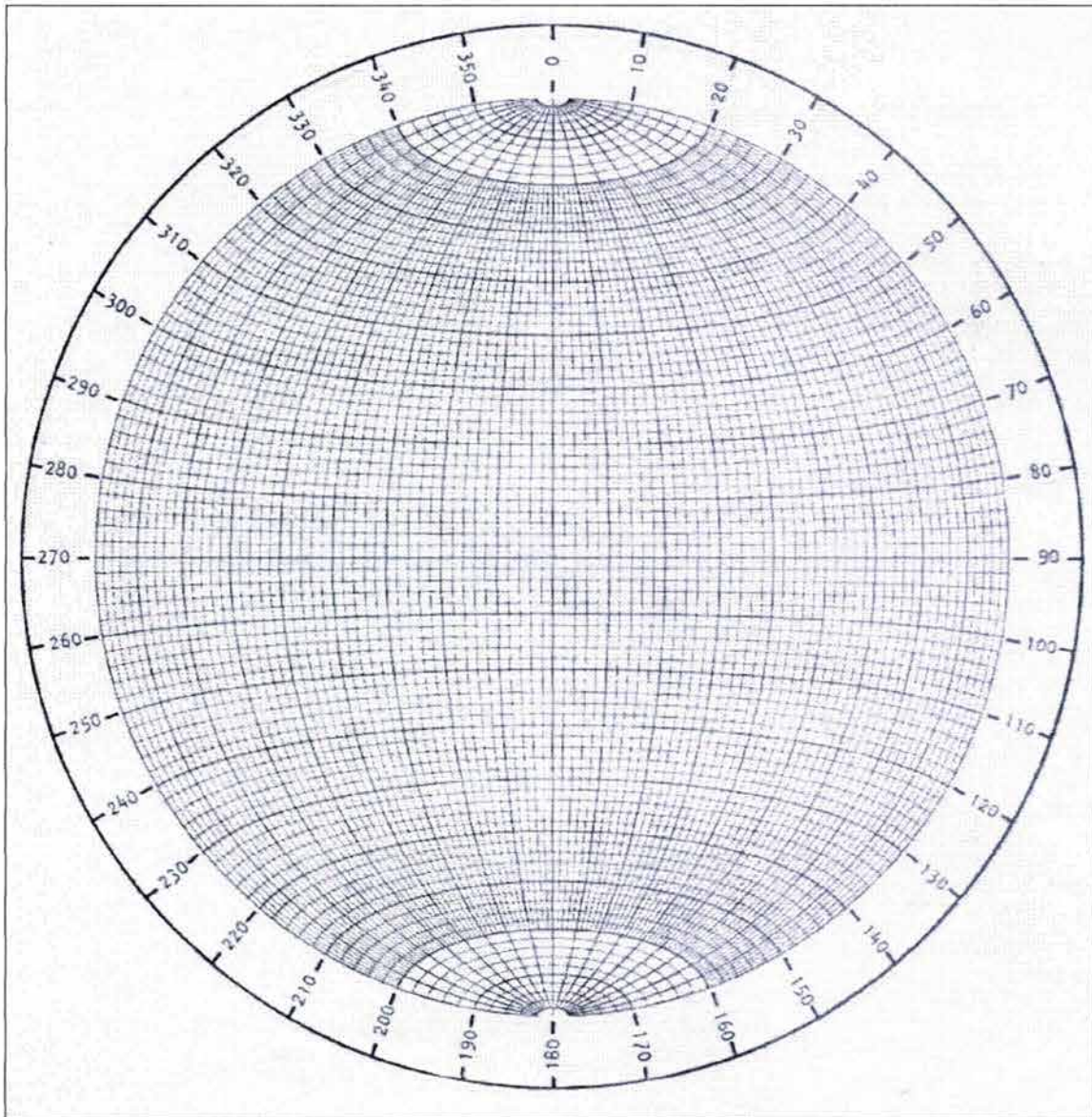
33. Rafael Morales y Monroy, V. A. Sotelo Cornejo y S. Palacios Pérez. Subdrenaje Longitudinal en Caminos. XX Reunión de Mecánica de Suelos Oaxaca 2000, Ed. Soc. Mexicana de Mec. de Suelos..México, 2000.
34. Ramiro Ríos Gómez. Laboratorio Integral de Biología IV: Prácticas del módulo de suelos, 7° semestre. Laboratorio Integral de Biología. FES Zaragoza, UNAM. México.
35. Richard E. Goodman. Engineering Geology Rock in Engineering Construction. Ed. John Wiley & Sons. United States, 1993. 1ra edición
36. Richard E. Goodman. Introduction to Rock Mechanics. Ed. John Wiley & Sons. United States, 1976. 2da edición
37. Richard E. Goodman. Tercera Conferencia Magistral "Profesor Raúl J. Marsal": The behavior of rocks in slopes. Serie: Cuadernos FICA Núm. 29. Fundación ICA. México, 1998.
38. Sec. de Obras Públicas del Ayuntamiento Constitucional de Morelia. Diseño geotécnico y recomendaciones del procedimiento constructivo de las vialidades marginales del Río Grande de Morelia, Tramo A "Salida a Guadalajara - Libramiento". S. O. P. del Ayuntamiento Constitucional de Morelia..México, 2001.
39. Sergio Herrera Castañeda. Regionalización de los Deslizamientos en México. XX Reunión de Mecánica de Suelos Oaxaca 2000, Ed. Soc. Mexicana de Mec. de Suelos..México, 2000.
40. Sergio Uribe Gómez, Ma. del Carmen Gutierrez Castorena, et al.. Characterization and classification of hillside soils with living wall terrace technology en The Tuxtlas, Veracruz.. Revista Agrociencia Vol. 34, Número 4. México, 2000.
41. Taha Abdallah and Hany Helal. Risk Evaluation of Mass Sliding in El - Deir El - Bahary Velley, Luxor, Egypt. . Revista Bulletin of Engineering Geology. Edit. The International Association of Engineering Geology, No 42 October 1990. París, France, 1990.
42. Romana. Aplicación de la clasificación SMR, basada en la de Bieniawski, para preveer los métodos adecuados para la corrección de taludes.. II Simp. sobre taludes y laderas inestables.. Andorra, 1988.
43. J. Mendoza, L. Domínguez y E. Melara. Deslizamiento y flujos de tierras en una ladera debidos a un sismo: el caso de "Las Colinas", Sta Tecla, El Salvador C. A., del 13 de enero de 2001. CENAPRED, ICIA SA de CV. México, 2001.

ANEXOS

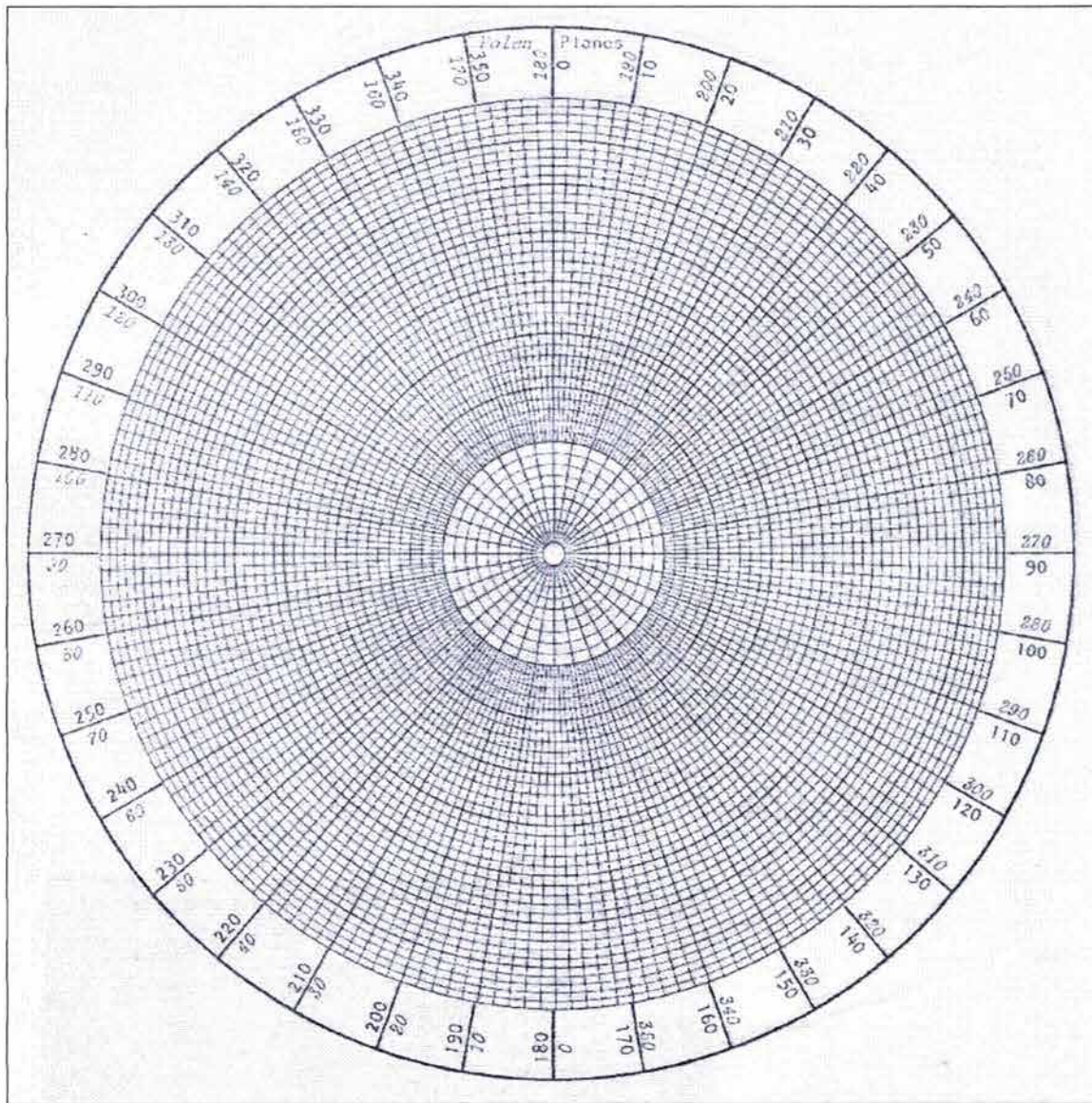


A N E X O 1

ESTEREORED ECUATORIAL



Estereorred polar de áreas iguales marcada a intervalos de 2° . Esta red es sumamente útil para construir los círculos mayores durante el análisis de los datos estructurales.

ESTEREORED POLAR

Estereored polar de áreas iguales marcada a intervalos de 2° . Esta red se usa para trazar los polos de los planos durante el análisis de los datos estructurales

A N E X O 2

CARACTERIZACIÓN BÁSICA DE LOS SUELOS

Perfil del suelo.

El suelo es la capa que envuelve la corteza terrestre. Para el agrónomo, es la capa que está formada por una mezcla de compuestos orgánicos, material mineral, aire y agua, y que además de dar soporte para el crecimiento de las plantas, suministra elementos nutritivos para las mismas. El suelo tiene su origen en el material petrográfico que se transforma. A medida que la roca se altera de esa manera en profundidad, se da una sucesión de capas entre la superficie y la roca madre, denominada perfil del suelo, el que puede tener un espesor del orden de 1.2 metros. Se denomina suelo maduro al que presenta el perfil completo (suelo evolucionado).

El horizonte A. Es la capa más superficial, fácilmente reconocible por su color oscuro debido a que es la más rica en materia orgánica. Su espesor es variable y depende del grado de erosión y del clima predominante.

El horizonte A presenta uno u otro de los caracteres siguientes o ambos al mismo tiempo: a) presencia de materia orgánica y b) empobrecimiento de constituyentes, tales como arcilla, hierro, aluminio, etc. Además, puede mostrar unos subhorizontes que se superponen de arriba abajo cuando están presentes simultáneamente en el perfil, así: A₀₀, un horizonte de superficie formado por residuos vegetales fácilmente identificables; A₀, un horizonte constituido de restos vegetales, parcialmente descompuesto y prácticamente irreconocibles sobre el terreno; A₁, un horizonte que normalmente contiene menos del 30% de materia orgánica bien mezclada con la parte mineral y de color generalmente oscuro; A₂, un horizonte de color más claro que el anterior, empobrecido en hierro, arcilla y aluminio y con una correlativa concentración de minerales, y el horizonte A₃, que es de transición

El horizonte B. Es la capa que se encuentra inmediatamente debajo de la capa A; es de un color más claro y de un espesor variable, dependiendo del grado de desarrollo del perfil. Se puede considerar esta capa como de transición. Normalmente contiene más arcilla y óxidos de hierro que los estratos A y C. El material lixiviado se acumula en este horizonte y genera problemas de actividad en los suelos, lo que lo constituye en un problema como estructura de fundación.

El horizonte B es claramente diferenciable por su estructura, color y componentes, resultando diferente de la roca madre y con los minerales primitivos profundamente alterados o transformados. El horizonte B se subdivide en tres, así, el B₁ que es de transición con A pero más parecido a B que a A, el B₂ que constituye la parte esencial de B y que corresponde ya sea a la acumulación principal o bien al desarrollo máximo de la diferenciación, y el B₃ un horizonte de transición con C, pero más parecido a B que a C.

El horizonte C. Es la capa más profunda del perfil y constituye lo que se conoce como material parental, cuyo color puede ser rojo, amarillo, gris, etc., colores que dependen del grado de alteración y composición de la roca original. Se compone de trozos de roca suelta ligeramente meteorizados.

Este se define como horizonte mineral distinto de la roca inalterada y relativamente poco afectado por los procesos edafogénicos que llevaron a la individualización de los horizontes A y B, subyacentes.

El horizonte R. En la base del conjunto estaría el horizonte R, que es la roca no alterada situada bajo el perfil y que puede perfectamente no ser la roca madre del suelo o serlo sólo parcialmente.

En Colombia son frecuentes las bauxitas y lateritas, que son depósitos residuales formados bajo condiciones muy calientes y húmedas. Las bauxitas contienen óxidos de aluminio hidratados y las lateritas óxidos de hierro hidratados.

Estructura y textura de los suelos.

En el horizonte A del suelo predomina la fábrica textural.

En el horizonte B hay equilibrio entre textura y estructura.

En el horizonte C predomina la fábrica estructural.

Los horizontes A₀₀ y A₀ son suelo residual incompetente para fundaciones, donde no se reconoce la macrofibra de la roca.

Los horizontes A₁, A₂ y A₃ son roca completamente meteorizada donde se conservan los rasgos de la roca. Estos son los horizontes VI y V, yendo de la superficie hacia abajo. En ellos la estabilidad está gobernada por la fábrica textural.

El horizonte B₁, y en ocasiones B₂, muestra roca altamente meteorizada con fragmentos desmenuzables. Este es el horizonte III donde el suelo predomina sobre la roca.

El horizonte B₃, y en ocasiones B₂, muestra roca moderadamente meteorizada con fragmentos no desmenuzables. Este es el horizonte IV, donde la roca predomina sobre el suelo.

El horizonte C muestra en la parte superior roca débilmente meteorizada y en la parte inferior roca fresca competente para fundar. Se requieren explosivos para excavar este horizonte. Estos son los horizontes V y VI respectivamente en los que predomina la fábrica estructural.

La roca como material primario de los suelos tiene un alto grado de variabilidad, la que se manifiesta en las características físicas, químicas y estructurales de los suelos. Así, si un granito da origen a suelos arenosos, el basalto, a suelos arcillosos. En el primer caso predomina el cuarzo y la acidez del suelo, y en el segundo disminuyen, dando paso al hierro, al aluminio y a los minerales básicos. Estructuralmente, los agregados de partículas de suelo, en los que participan arenas, limos y arcillas, se forman merced a la arcilla y la materia orgánica que actúan como cementantes de los "terrones".

De la proporción de partículas finas en el suelo, se crearán condiciones más o menos favorables para el movimiento de agua capilar, existirá o no un buen drenaje del suelo y se tendrá un suelo de relativa plasticidad, nivel de cementación y porosidad.

La fertilidad del suelo, es decir, la presencia de elementos nutrientes para las plantas, depende no sólo de la roca madre, y minerales presentes, sino de los niveles de alteración que alcancen. La fertilidad, se puede traducir en productividad si las condiciones físicas y químicas garantizan elementos nutritivos abundantes al alcance de las plantas. Los suelos arcillosos, de pobre aireación, de capa freática alta y fluctuante, crean dificultades para el buen desarrollo radicular.

La textura del suelo se refiere a la proporción en que se encuentran las partículas finas, pudiendo ser el suelo arenoso y suelto, el que por regla general es liviano; franco-limoso, suelo que por regla general resulta entre liviano y pesado, y suelo arcilloso, el que resulta pesado en razón de su densidad.

Proceso de degradación del suelo.

Las arcillas son minerales secundarios derivados de aluminosilicatos, o también roca clástica y suelta, que además de minerales de arcilla tiene cuarzo sin brillo, con constitución terrosa y que al admitir agua se vuelve plástica. Como mineral puede ser principalmente caolinita, illita o montmorillonita, salvo cuando está en procesos de formación amorfa.

Del proceso de meteorización de los silicatos y la acción del H₂CO₃, se obtienen minerales de arcilla y otros que dependen de la roca madre, del deslave de bases y del clima, principalmente, así: cuarzo y micas de los que posteriormente se deriva sílice en solución; carbonatos de Na, Ca y K, de los que posteriormente se obtiene la calcita, y carbonatos de hierro y magnesio, de los que se deriva la limonita y la hematita.

El color en los suelos.

El color tiene importancia desde el punto de vista agronómico. La buena aireación se puede relacionar con la porosidad. Si es reducida, se dificulta la oxidación presentándose el hierro ferroso Fe^{++} de color gris, el que al oxidarse pasa a hierro férrico Fe^{+++} de color rojo.

El color negro. Es debido al humus, y se debilita a medida que se oxida la materia orgánica. En suelos arenosos aumenta el aire con la labranza dándose la oxidación y desgaste que explica el debilitamiento del negro. Pero no siempre el negro se explica por humus. Existen pizarras, como las de la formación Villeta, o suelos con manganeso presente como los derivados del piso Guaduas.

El color rojo. Se explica por hierro férrico no hidratado, compuesto que pone en evidencia un drenaje y aireación buenos. Contrariamente, el color amarillo se relaciona con el óxido de hierro férrico pero hidratado, anunciando humedad o mal drenaje.

El color gris. Se explica por hierro no oxidado, es decir, óxido de hierro ferroso; puede tener variaciones que llegan hasta el azul. Si la tonalidad es gris, parda o amarilla, dentro de la zona de fluctuación del agua freática, falta drenaje y la aireación es poca o nula. Estos colores grises y moteados son frecuentes en suelos de topografía plana o en hondonadas donde el agua se acumula. De presentarse en laderas, donde el drenaje se facilita, sólo se explicarían por procesos de oxidación del material que da origen a esa tonalidad.

La materia orgánica. Es el conjunto de los productos de origen biológico del suelo que en unos cuantos años y bajo climas medios, evoluciona químicamente a humus. Acto seguido el humus se mineraliza lentamente descomponiéndose el 1% de su masa cada año en compuestos químicos simples como el CO_2 y el NH_4 . Así, el humus es una fuente de nitrógeno por lo que resulta de utilidad conocer la cantidad total de humus de un suelo y la relación carbono/nitrógeno del humus. El humus y la arcilla del suelo, son coloides electronegativos.

Factores de evolución y formación de los suelos.

El material Parental. La porosidad, la permeabilidad, la constitución, etc., de la roca madre. La roca subyacente determina buen número de las características de los suelos y sobre todo de los suelos jóvenes, mientras los horizontes superficiales se forman a partir de materiales de aporte, ajenos a la roca subyacente. Las propiedades químicas del material tienen una gran influencia sobre la evolución del suelo. Los suelos formados sobre rocas ricas en bases a menudo presentan arcillas tipo illita o montmorillonita, son ricos en humus y más fértiles, mientras las rocas ácidas pueden dar origen a suelos con arcilla tipo caolinita o vermiculita, en general más lixiviados y más pobres que los anteriores.

Tiempo (cronológico). Se puede hablar de suelo maduro o joven, pues el clímax en la formación de un suelo demanda de decenas a miles de años. La duración puede intervenir como un factor de diferenciación, de tres maneras: a) las propiedades del suelo varían en función de la hora (temperatura, contenido de CO_2 atmosférico y actividad de elementos vivos. b) En función de la estación, el contenido de agua, de nitrógeno nítrico, el pH, etc. c) Por último, en el transcurso de los años, pues un suelo pasa por las fases de juventud, madurez y senilidad. Además el clima de la Tierra cambia a largo plazo.

Topografía. Porque de divisorias, vaguadas, valles y pendientes del terreno, depende su drenaje y la orientación de la ladera, siendo más favorable la que recibe el Sol matutino. Además en los flancos de los valles los espesores son menores que en las mesetas y hondonadas. No debe olvidarse que la topografía es a la vez una manifestación particularmente evidente de variaciones de edad, clima y roca.

Formadores biológicos. La microflora y la microfauna son fuente de humus y la dependencia suelo-fauna, resulta vital para la acción bacteriana. Algunos de estos seres son los transformadores iniciales de la energía química para la evolución del suelo y otros utilizan parcialmente esta energía para transportes que modifican el suelo. Los animales provocan transporte de materia y contribuyen a la transformación de la materia orgánica, mientras los vegetales actúan mediante la subida de los cationes extraídos por las raíces y concentrados en la superficie; además la planta protege el suelo contra elementos atmosféricos, sintetiza las materias orgánicas gracias a la luz solar y tiene efectos mecánicos y químicos por el crecimiento y la acción de las raíces.

Clima. De la temperatura y del balance hídrico dependerá la velocidad e intensidad de acciones de las reacciones químicas típicas del intemperismo químico. Cuando los factores climáticos son mínimos como en los desiertos fríos o en los desiertos cálidos y secos, el suelo no evoluciona. Sobre una misma roca varía el suelo con el clima, así: en las zonas frías del norte de Europa y sobre un granito existen suelos poco desarrollados; en Francia, bajo un clima templado húmedo, encontramos suelos lixiviados, y en Costa de Marfil bajo un clima tropical húmedo existe un suelo ferralítico.

Clases de suelos. Se pueden distinguir trece clases de suelos, de las cuales se darán indicaciones generales sobre procesos de formación, principales variaciones y posibilidades de utilización.

Suelos minerales brutos. Comprende suelos de desiertos calientes y de desiertos fríos. La falta de evolución puede ser debida a causas climáticas. Estos suelos pueden ser suelos con minerales brutos organizados y no organizados y pueden ser suelos con minerales brutos blandos o macizos y compactos.

Suelos poco evolucionados. Comprenden suelos no climáticos, climáticos y orgánicos. Esta clase agrupa los suelos en los cuales la alteración de los minerales primarios queda limitada y la diferenciación de los suelos es poco discernible, salvo la del horizonte superficial humífero. Es evidente que no existe horizonte B por lo que el perfil es del tipo A C.

Vertisoles. Son suelos de regiones cálidas bastante húmedas con prolongada estación seca. Tienen color muy oscuro no por materia orgánica sino por su forma de fijación sobre la arcilla, la que siendo expansiva en proporción supera el 30%. Durante el período seco el suelo se agrieta y los pequeños poliedros caen dentro de las grietas de contracción. En estado húmedo los vertisoles son plásticos y pegajosos.

Andosoles. Están asociados a materiales volcánicos (tefras). Son suelos muy negros, friables y caracterizados por la abundancia de productos amorfos en su fracción mineral. Su densidad aparente es baja (0,8) pero el contenido de agua del suelo in situ puede alcanzar el 200%. Presentan propiedades tixotrópicas muy destacadas, pH ácidos (4 a 6) y materia orgánica estable.

Suelos calcimagnésicos. Su génesis está dominada por la presencia de carbonatos y sulfatos de calcio y magnesio. Están asociados a rocas calcáreas, dolomíticas o yesosas. Si el suelo es cálcico, el perfil es de poco espesor y tipo A-C, generalmente. En climas muy húmedos templados los suelos sobre calizas duras son ácidos. A menudo los suelos calcimagnésicos son deficitarios en nitrógeno a pesar de un buen contenido de humus y son pobres en fósforo asimilable porque este elemento se encuentra precipitado en forma insoluble.

Suelos isohúmicos. El contenido de materia orgánica decrece con la profundidad, pero se mantiene considerable. Es un humus de estepa rico en nitrógeno y ácidos húmicos grises. Su vegetación es a veces de gramíneas y otras de arbustos. En ellos es intensa la actividad biológica; la arcilla se presenta estable acumulándose ligeramente en profundidad, donde se concentra también la caliza. La definición y clasificación de estos suelos plantea el máximo de problemas en las regiones de clima caliente.

Suelos empardecidos. Comprende los suelos lixiviados y los suelos pardos. Estos suelos evolucionan bajo la acción de una materia orgánica que se descompone rápidamente, generando compuestos insolubles que afectan la arcilla y forman agregados relativamente estables. El hierro se libera parcialmente bajo la forma de hidróxidos que se unen a la arcilla y al humus. Son suelos típicos de regiones templadas y a veces de climas calientes semihúmedos.

Suelos podsolizados. En regiones de temperatura media bastante baja, a menudo con invierno muy frío y abundantes precipitaciones, bajo bosque de coníferas, los suelos presentan en superficie un horizonte de humus muy tosco y en profundidad un complejo enriquecido con humus pardo oscuro mezclado con materia mineral y sesquióxidos de hierro, ocre orín y aluminio de alteración. Aunque generalmente son suelos profundos, los que son ácidos y tienen humus muy burdo son muy poco fértiles.

Suelos con sesquióxidos metálicos. Esencialmente en los trópicos y zonas mediterráneas hay suelos rojizos y pardos, ricos en sesquióxidos metálicos de hierro e incluso aluminio y magnesio. Exhiben concreciones metálicas y caparazones endurecidos. Esta excepcional riqueza de sesquióxidos se debe a una alteración muy apurada de los minerales de la roca bajo la influencia de un clima suficientemente caliente y húmedo, en presencia de materia orgánica, que se descompone rápidamente.

Suelos fersialíticos. Comprende suelos rojos y pardos fersialíticos y suelos ferruginosos tropicales. Son suelos con sesquióxidos de hierro, un humus muy evolucionado y presencia de un complejo arcilloso de illita dominante con caolinita y montmorillonita e incluso vermiculita. Son ricos en goethita, hematita y complejos de hierro-sílice. Los ferruginosos tropicales son muy ricos en hierro libre y se forman en clima tropical semihúmedo con larga estación seca y en ambiente de sabana arbustiva o arbórea. Se dan en ambientes a temperaturas entre 20 y 25 °C y bajo precipitaciones de 1000 a 1500 mm anuales, mientras los fersialíticos se forman en climas con temperaturas entre 13 y 20 °C y precipitaciones entre 500 y 1000 mm anuales.

Suelos ferralíticos. Estos suelos que presentan acorazamiento, se dan en climas con temperaturas entre 25 °C y la máxima y precipitaciones de más de 1500 mm. En el trópico bajo sabana, el suelo más frecuente es de tipo ferruginoso, por el clima, pero bajo bosque, casi siempre el ferralítico es el más abundante, es más profundo y coloreado, con mejor estructura y más friable. Los suelos ferralíticos se forman por la rapidísima descomposición de la materia vegetal, la acelerada alteración de los minerales de la roca madre y el elevado arrastre de bases y sílice. Forman tierras profundas, salvo en regiones tropicales suficientemente húmedas donde se presenta el acorazamiento por la liberación de óxidos e hidróxidos hierro, manganeso, aluminio, etc.

Clase de suelos hidromorfos. Los fenómenos de excesos de agua en el suelo se pueden producir en suelos muy diversos. Ello supone un déficit de aireación que dificulta la oxidación y facilita la reducción microbiana. El hierro y el magnesio son más solubles en estado reducido y migran al interior del perfil formando concreciones, caparazones o manchas de color vivo. También migran todas las sales solubles mientras la materia orgánica se oxida lentamente para transformarse en turba.

Clase de suelos salsódicos. Las sales solubles aumentan la presión osmótica y son principalmente cloruros, sulfatos y carbonatos de sodio, magnesio, calcio y menos frecuente, de potasio. Las sales solubles aumentan la conductividad de la zona saturada y el suelo se hace salado manifestándose su estado en la vegetación. El sodio, extremadamente móvil se fija sobre el complejo arcilloso degradando su estructura que se hace difusa.

En presencia de agua dulce la arcilla sódica se hidroliza y el horizonte superficial se convierte en un barro pero en la de agua salada o cuando el suelo se seca, la arcilla se floclula tomando una estructura prismática o cúbica.

A N E X O 3

CLASIFICACIÓN DE LOS SUELOS

En este apartado se presenta una breve reseña de los más importantes sistemas de clasificación de suelos que se han desarrollado, y cabe señalar que por razones de practicidad no se mostrarán a detalle cada una de ellas, no obstante, sí se presentan las características principales de los suelos existentes en México y un mapa de su ubicación.

En 1880 Docuchaev, un científico ruso, elaboró una clasificación genética, basándose en el hecho de que cada suelo tiene una morfología definida (forma y estructura) que está relacionada a una combinación particular de factores formadores del suelo. Dicho sistema se mantuvo vigente de 1949 hasta 1960, año en que el Departamento de Agricultura de Estados Unidos publicó Soil Classification, A Comprehensive System.

Este nuevo sistema de clasificación dio mayor importancia a la morfología del suelo y concede menos énfasis a la génesis o a los factores de formación del suelo en comparación con los sistemas previos.

Así pues, en el sistema de clasificación de 1949 se distinguen tres órdenes, que incluyen suelos zonales, intrazonales y azonales (véase tabla A.1). Los suelos con perfiles AC pertenecen al **orden azonal**. Ellos son suelos jóvenes, ya sea por: (1) la dureza del material de origen; (2) rápida velocidad de erosión o depósito y; (3) periodo insuficiente de tiempo de formación. Bajo estas condiciones los suelos azonales desarrollan horizontes B y llegan a ser o suelos zonales o suelos intrazonales.

En el **orden zonal** se incluyen los suelos con perfiles bien desarrollados, que reflejan los factores de la génesis del suelo, en especial el clima y la vegetación. Topográficamente estos suelos están situados en tierras altas bien drenadas y se desarrollan del material de origen, con una textura y una composición química no pronunciadas.

Los suelos **intrazonales** poseen perfiles bien desarrollados que reflejan la influencia dominante de los factores locales, tales como la naturaleza del material de origen, la topografía o el drenaje sobre el efecto zonal del clima y la vegetación.

Los subórdenes del suelo se reflejan en base a los factores que han sido más instrumentales para determinar sus características o en la base de particularidades distintivas de los grupos de suelo en sí mismos. Así, por ejemplo, el exceso de humedad es responsable primeramente de la naturaleza de los suelos hidromórficos, y la acumulación de cloruros y sales de calcio son las características distintivas de los suelos halomórficos y calcimórficos, respectivamente (véase Tabla A.1).

En el sistema de 1960 se reconocen dos clases de horizonte de diagnóstico, la superficie y la subsuperficie. Los horizontes de diagnóstico de la superficie se llaman epipedones (del griego epi, sobre; y pedon, suelo). En la Tabla A.2 se presenta una breve descripción de los horizontes de diagnóstico.

Dentro del sistema de 1960 o **Taxonomía del Suelo (Soil Taxonomy, 1970)** el orden es la categoría más alta y hay diez órdenes, cada uno terminando en sol (Lat. *solum* que significa suelo). Los órdenes a lo largo de sus significados y equivalentes aproximados en grandes grupos de suelos (1949) se presentan en la Tabla A.3. Los **entisoles** son suelos muy recientes caracterizados por suelos azonales (véase la Tabla A.3). Los **vertisoles** son suelos ricos en arcilla que llegan a estar invertidos debido a la contracción y expansión (**grumosoles**) alternadas. Los **inceptisoles** son suelos jóvenes con el principio de un desarrollo de horizonte genético. Los **aridisoles** son suelos de las regiones áridas. Los **molisoles** son suelos de pastizales con horizontes superficiales gruesos, "suaves" de color oscuro (epipedones mórficos). Los **espodosoles** tienen horizontes espódicos y son comparables a los podzoles. Los **alfisoles** se derivan del pedalfér una palabra primeramente empleada por Marbut para referirse a los suelos de las regiones húmedas lixiviadas de cal y con una tendencia para acumular aluminio (Al) y hierro (Fe) en el subsuelo. Los **ultisoles** son suelos extremadamente lixiviados, muy bajos en bases. Los **oxisoles** son suelos tropicales rojos ricos en óxidos de hierro y aluminio y también en arcillas 1:1, este es, ellos

tienen horizontes óxicos. Los histosoles son suelos de pantano compuestos principalmente de tejido vegetal.

Orden	Suborden	Grandes grupos de suelos
Suelos zonales	1) Suelos de la zona fría	Suelos de tundra Suelos de desierto
	2) Suelos de color claro en zonas áridas	Suelos rojos de desierto Sierozem Suelos cafés Suelos café – rojizo
	3) Suelos de pastizales, de color oscuro, de zonas semiáridas, subhúmedas y húmedas	Suelos chestnut Suelos chestnut – rojizo Suelos chernozem Suelos de pradera Suelos de pradera rojizos
	4) Suelos de la transición bosques – pastizales	Chernozem degradado Suelos café Shangtun o café no cálcico
	5) Suelos podzolizados, de color claro, de regiones boscosas.	Suelos podzoles Suelos de madera o podzólicos gris Suelos podzólicos cafés Suelos podzólicos café – gris Suelos podzólicos amarillo – rojizo
	6) Suelos lateríticos de zonas boscosas con temperaturas altas en regiones tropicales	Suelos lateríticos café – rojizo Suelos lateríticos Suelos lateríticos café – amarillento
Suelos intrazonales	1) Halomórficos (salinos y sódicos), suelos de regiones áridas mal drenados y depósitos en litorales.	Suelos solonchak o suelos salinos Suelos solonetz Suelos solod
	2) Suelos hidromórficos de esteros, pantanos y áreas planas y resumideros.	Suelos de gley húmicos (incluyen Wiesenboden) Suelos pradera alpinos Suelos bog (pantano) Suelos medio bog Suelos de gley húmico bajos Planosoles Suelos podzoles saturados Suelos lateríticos saturados
	3) Suelos calcimórficos	Suelos de bosque cafés (Braunerde) Suelos rendzina
Suelos azonales		Litosoles Regosoles (incluyen arenas secas) Suelos aluviales

Tabla A 1 Clasificación de los grandes grupos de suelo bajo el sistema de 1949. Henry, 1980.

Horizonte	Derivación	Principales características
Antrópico	Gr. Anthropos, hombre	Horizonte semejante al mólico que tiene un contenido de fosfatos muy elevado, resultante de un largo tiempo de cultivo y fertilización.
Plágeno	Ger. Plaggen, césped	Muy grueso, cerca de 20 plg, producido por un continuo estercolado.
<i>Horizontes de diagnóstico subsuperficiales</i>		
Argílico	L. arcilla, arcilla blanca	Horizonte iluvial de acumulación de arcilla de silicato
Nítrico	L. natrium, sodio	Horizonte iluvial de acumulación de arcilla de silicato, con un 15% de sodio intercambiable y estructura columnar o prismática.
Espódico	Gr. spodos, madera	Acumulación iluvial de hierro libre y óxidos de aluminio y materia orgánica.
Óxico	L. oxide, óxido	Horizonte subsuperficial alterado que consiste de una mezcla de óxidos hidratados de hierro o aluminio y arcillas 1:1.
Cámbico	L. cambiare, cambiar	Un horizonte alterado debido al movimiento de las partículas del suelo por escarcha, raíces y animales a una extensión tal que destruye la estructura original de la roca.
Agrico	L. ager, campo	Un horizonte iluvial de arcilla y acumulación de materia orgánica precisamente debajo de la capa de arado, debido a un cultivo continuo durante mucho tiempo.

Tabla A 2 Derivación y principales características de los horizontes de diagnóstico. Henry, 1980.

Orden	Sílaba formativa	Derivación	Significado	Equivalentes aproximados
Entisol	Ent	Sílaba reciente	Suelo reciente	Suelos azonales y algunos suelos de gley húmicos bajos
Vertisol	Ert	L. verto, voltear	Suelo invertido	Grumosol
Inceptisol	Ept	L. inceptum, empezando	Incepción o suelo joven	Ando, Ácido Brun sol, algunos café forestal, gley húmico bajo y suelos gley húmicos.
Aridisol	Id	L. aridus, seco	Suelo árido	Desértico, desértico rojo, sierozem, solonchak, algunos cafés y suelos cafés rojizos y solonetz asociados.
Molisol	Oll	L. mollis, suave	Suelo suave	Chestnut, chernozem, brunizem (pradera), rendzinas, algunos cafés, de bosques cafés, solonetz asociados y suelos de gley húmicos.
Espodosol	Od	Gr. apodos, ceniza de madera	Suelos cenizo (podzol)	Podzoles, suelos cafés podzólicos y podzoles saturados
Alfisol	Alf	Sílaba reciente	Suelo pedalfér (Al - Fe)	Podzólico café gris, de bosque gris, café no cálcico, chernozem degradado, y suelos asociados plañíolos y bog medios
Ultisol	Ult	L. ultimus, último	Ultimo (de lixiviado)	Podzólico amarillo - rojo, laterítico café rojizo (de los E. U. A.) y planosoles asociados y suelos bog medios
Oxisol	Ox	F. oxide, óxido	Suelos con óxido	Suelos lateríticos, latosoles
Histosol	Ist	G. histos, tejido	Suelos con tejido (orgánico)	Suelos bog (pantano)

Tabla A 3 Nuevos órdenes de suelos y su equivalente aproximado en los grandes grupos. Henry, 1980.

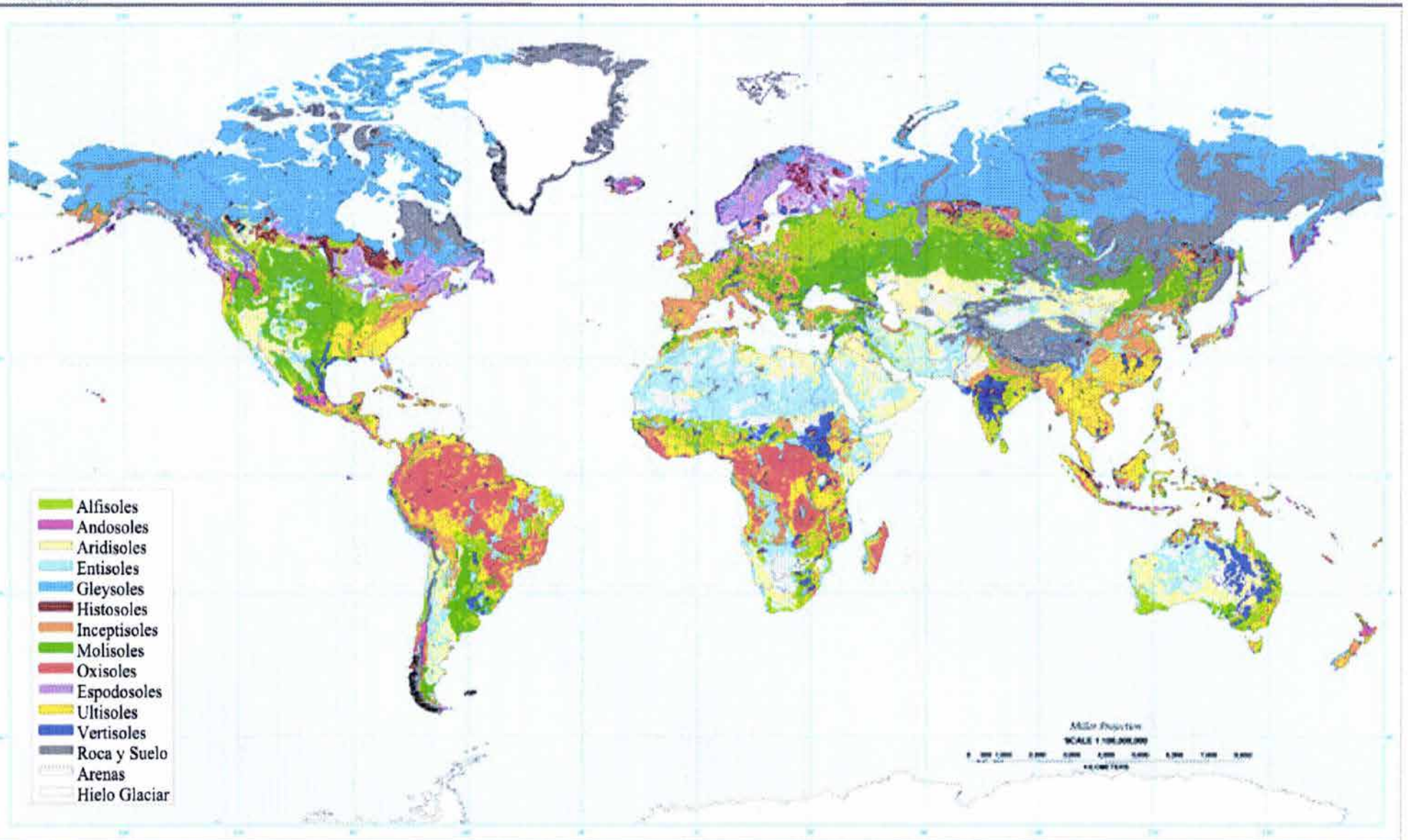
Después de estas clasificaciones la F. A. O. Elaboró un sistema de clasificación de suelos destinada a la realización del mapa de suelos del mundo, sin embargo, más que un sistema jerarquizado de clasificación se ha definido por acuerdo internacional un sistema de clasificación de unidades (26 en principio) a nivel de grupos (Cruz, 2000).

La Tabla A.4 muestra las unidades principales de clasificación y en una tercer columna la equivalencia más cercana del sistema FAO y la Soil Taxonomy. Además la Fig. A. 1 muestra la distribución mundial de los suelos más abundantes.

CLASIFICACIÓN F. A. O.: UNIDADES PRINCIPALES		EQUIVALENCIA FAO/SOIL TAXONOMY
NOMBRE	CARACTERÍSTICAS BÁSICAS	
Fluvisoles	Suelos aluviales y coluviales	Entisoles
Gleysoles	Suelos hidromorfos	Entisoles
Regosoles	Suelos poco evolucionados sobre material no consolidado	Entisoles
Litosoles	Suelos poco evolucionados sobre roca consolidada	Entisoles
Arenosoles	Suelos con textura arenosa	Entisoles
Rendzinas	Suelos calcimagnésicos humíferos. AC	Molisol
Rankeres	Suelos saturados ácidos. AC o AR	Inceptisol
Andisoles	Suelos derivados de ceniza volcánica AC o con B poco diferenciado	Entisoles
Vertisoles	Suelos ricos en arcillas expansibles	Vertisoles
Solonchaks	Suelo salino con complejo cálcico, sódico y de sulfato - reducción	Molisoles
Solonetz	Suelos alcalinos lavados	Molisoles
Yermosoles	Suelos áridos sin materia orgánica	Aridisoles
Xerosoles	Suelos áridos que contienen materia orgánica	Aridisoles
Kastañozem	Suelos castaños de estepa	Molisoles
Chernozems	Suelos isohúmicos zonales	Molisoles
Phaeozems	Brunizems y Chernozems lavados	Molisoles
Greyzems	Suelos grises forestales	Espodosoles
Cambisoles	Suelos pardos templados o tropicales	Alfisoles, Ultisoles
Luvisoles	Suelos lavados templados y suelos lavados fersialíticos	Alfisoles
Podzoles	Suelos zonales forestales de región boreal y alpina en zonas templadas	Espodosoles
Podzoluvisoles	Suelos lavados o podzólicos glésicos	Espodosoles
Planosoles	Suelos con horizonte inicial albeo y horizonte argílico subyacente	Molisoles
Acrisoles	Ultisoles (U. S. A.) suelos ferruginosos ácidos lavados	Ultisoles
Nitrosiles	Ferrisoles tropicales	Oxisoles
Ferrisoles	Suelos ferralíticos	Oxisoles
Histosoles	Suelos orgánicos turbosos	Histosoles
Anthrosol (1998)	Suelos antrópicos

Tabla A 4 Clasificación F. A. O. con su equivalencia en Soil Taxonomy. Adaptado de Cruz, 2000.

PRINCIPALES SUELOS DEL MUNDO



Según la SEMARNAP/INEGI, en México existen 17 tipos de suelo principalmente, que se extienden según la Tabla A.5, y se señala su ubicación en la Figura A.2.

Por otra parte la SEMARNAP ha publicado una tabla en la que se señalan y describen – de manera muy somera – las características principales de los suelos, que suman en total 25 (véase Tabla A. 6).

UNIDADES DE SUELOS DOMINANTES DE MÉXICO ¹		
Unidad de suelos	Superficie (km ²)	Porcentaje
Leptosoles	609 438	23.96
Regosoles	302 461	18.53
Calcisoles	356 583	18.28
Fecosoles	160 047	9.70
Vertisoles	162 318	8.30
Arenosoles	121 473	6.23
Cambisoles	92 066	4.70
Luvosoles	47 022	2.40
Gleysoles	26 386	1.50
Nisosoles	26 386	1.50
Andosoles	29 511	1.50
Kaolifozemas	21 552	1.10
Solochhaks	21 552	1.10
Planosoles	13 715	0.70
Arenisoles	9 706	0.50
Nitrosiles	7 837	0.40
Fluvisoles	764	0.04
Nacionales	1 959 248	100.00

¹ Basado en el sistema de clasificación FAO/UNESCO / ISRIC de 1988.
 Nota: Se actualizó por las cifras de la superficie de los suelos dominantes, con base en la estimación más reciente de la superficie nacional del país (INEGI, 1999), respetando las proporciones originales entre las unidades de suelos publicadas en 1998 por el Inventario Nacional de Suelos. La suma no coincide con el total debido al redondeo de cifras.
 Fuente: Elaborado por el Inventario Nacional de Suelos de Semarnat, México, 2002, con base en información de Semarnat, Colegio de Postgraduados, INEGI, 1998, INEGI, 1999. «Superficies Continentales e Insular del Territorio Nacional», inédito, México.

Tabla A 5 Unidades de Suelo Dominantes de México. INEGI/SEMARNAT

Suelos dominantes ¹ : Características principales		
Tipos	Subunidades	Características principales y ubicación ²
Fluvisoles	Eútricos, Calcáricos, Dútricos, Mólicos, Úmbricos, Tiónicos y Sálicos	Son suelos depositados por el agua; ocurren generalmente en las márgenes de las corrientes, de las cuales reciben aportes de materiales recientes de manera regular: Sonora
Gleysoles	Eútricos, Cálricos, Dútricos, Ándricos, Mólicos, Úmbricos, Tiónicos y Gélicos	Formados a partir de materiales no consolidados, con horizontes moteados o reducidos debido a la humedad, saturados de agua la mayor parte del año; algunos de sus colores son grises, azulosos o verdosos. Se les puede encontrar principalmente en zonas de inundación: Tabasco y Quintana Roo
Regosoles	Eútricos, Calcáricos, Gypsicos, Dútricos, Úmbricos y Gélicos	Son suelos delgados, se consideran poco desarrollados sobre materiales no consolidados, se les encuentra en cualquier tipo de clima y generalmente en topografía accidentada: Colima, Guerrero, Michoacán, Nayarit, Sinaloa y Sonora
Leptosoles	Eútricos, Dútricos, Réndzicos, Mólicos, Úmbricos, Lútricos y Gélicos	Son los suelos más abundantes en el país: Campeche, Coahuila, Chiapas, Durango, Nuevo León, Oaxaca, Puebla, Querétaro, Quintana Roo, San Luis Potosí, Tamaulipas y Yucatán
Arenosoles	Háplicos, Cáblicos, Lútricos, Ferrálicos, Álbicos, Calcáricos y Gléyicos	Suelos formados con arena, se encuentran generalmente en las zonas costeras: Baja California Sur
Andosoles	Háplicos, Mólicos, Úmbricos, Vútricos, Gléyicos y Gélicos	Suelos formados de cenizas volcánicas con superficies oscuras, se localizan principalmente en el eje neovolcánico y Distrito Federal
Vertisoles	Eútricos, Dútricos, Cálricos y Gypsicos	Suelos autoabonados, ricos en arcillas, son frecuentes en Guanajuato, Michoacán, Tamaulipas y Veracruz
Cambisoles	Eútricos, Dútricos, Húricos, Calcáricos, Crómicos, Vútricos, Ferrálicos, Gléyicos y Gélicos	Suelos poco desarrollados, aún con características semejantes al material que le da origen, de color claro, presentan cambios de estructura o consistencia debido a la intemperización: Tlaxcala
Calcisoles	Háplicos, Lútricos y Pétricos	Se encuentran principalmente en las zonas áridas y semiáridas: Coahuila, Chihuahua, Nuevo León, San Luis Potosí y Zacatecas
Gypsisoles	Háplicos, Cálricos, Lútricos y Pétricos	Presentan un horizonte (gypstico o petrogypstico o ambos) dentro de una profundidad de 125 cm a partir de la superficie

Solonetz	Háplicos, Mólicos, Cálcidos, Gypsicos, Estancados y Gléyicos	Son suelos con un alto contenido de sodio, presentan una estructura prismática o columnar
Solonchaks	Háplicos, Mólicos, Cálcidos, Gypsicos, Sódicos, Gléyicos y Gélicos	Son suelos con un alto contenido de sales solubles en alguna parte o todo el perfil, son abundantes en las regiones áridas y semiáridas
Kastañozems	Háplicos, Lúvicos, Cálcidos y Gypsicos	En general los Kastañozems, Chernozems y Feozems son prácticamente muy parecidos, típicos de pastizales y su diferencia radica en el contenido de carbonatos y la intensidad del color
Chernozems	Háplicos, Cálcidos, Lúvicos, Glósicos y Gléyicos	Presentan una superficie de color negro, con un alto contenido de humus bajo vegetación de praderas
Feozems	Háplicos, Calcáricos, Lúvicos, Estancados y Gléyicos	Presentan una superficie de color oscuro, más lixiviada que los Kastañozems y los Chernozems: Distrito Federal, Guanajuato, Hidalgo, Jalisco y estado de México, Morelos y Querétaro
Luvisoles	Háplicos, Férricos, Crómicos, Cálcidos, Vérticos, Álbicos, Estancados y Gléyicos	Son suelos de contenido de bases mediano a alto, con horizontes arcillosos que evidencian un proceso continuo de lavado de bases, se encuentran en zonas templado-cálidas a frías
Planosoles	Eútricos, Dístricos, Mólicos, Úmbricos y Gélicos	Suelos con drenaje deficiente debido a que presentan en el subsuelo una capa de muy baja permeabilidad: Aguascalientes
Lixisoles	Háplicos, Férricos, Plínticos, Álbicos, Estancados y Gléyicos	Se encuentran en zonas tropicales y subtropicales
Acrisoles	Háplicos, Férricos, Húmicos, Plínticos y Gléyicos	Suelos sumamente intemperizados con horizontes arcillosos, se encuentran en zonas templado-cálidas a frías
Alisoles	Háplicos, Férricos, Húmicos, Plínticos, Estancados y Gléyicos	Se encuentran en zonas tropicales y subtropicales
Nitisoles	Háplicos, Ródicos y Húmicos	Poseen baja capacidad de intercambio catiónico de arcilla en horizontes arcillosos
Ferralsoles	Háplicos, Xánticos, Ródicos, Húmicos, Gélicos y Plínticos	Presentan arcillas ricas en sesquióxidos, se les considera como los suelos más desarrollados (viejos), donde el lavado de bases ha sido excesivo
Plintisoles	Eútricos, Dístricos, Húmicos y Álbicos	Tienen un 25% como mínimo en volumen de una mezcla de cuarzo, arcilla y otros diluyentes, rica en hierro y pobre en humus
Histosoles	Fólicos, Térricos, Fíbricos, Tiónicos y Gélicos	Son suelos orgánicos, poseen 40 cm como mínimo de materiales orgánicos, principalmente de musgo
Antrosoles	Áricos, Cumúlicos, Fímicos y Úrbicos	Suelos en los que las actividades humanas han provocado modificaciones profundas debido a la remoción o perturbación de los horizontes de superficie

¹ De acuerdo con la clasificación de suelos FAO/UNESCO/ISRIC, 1988.

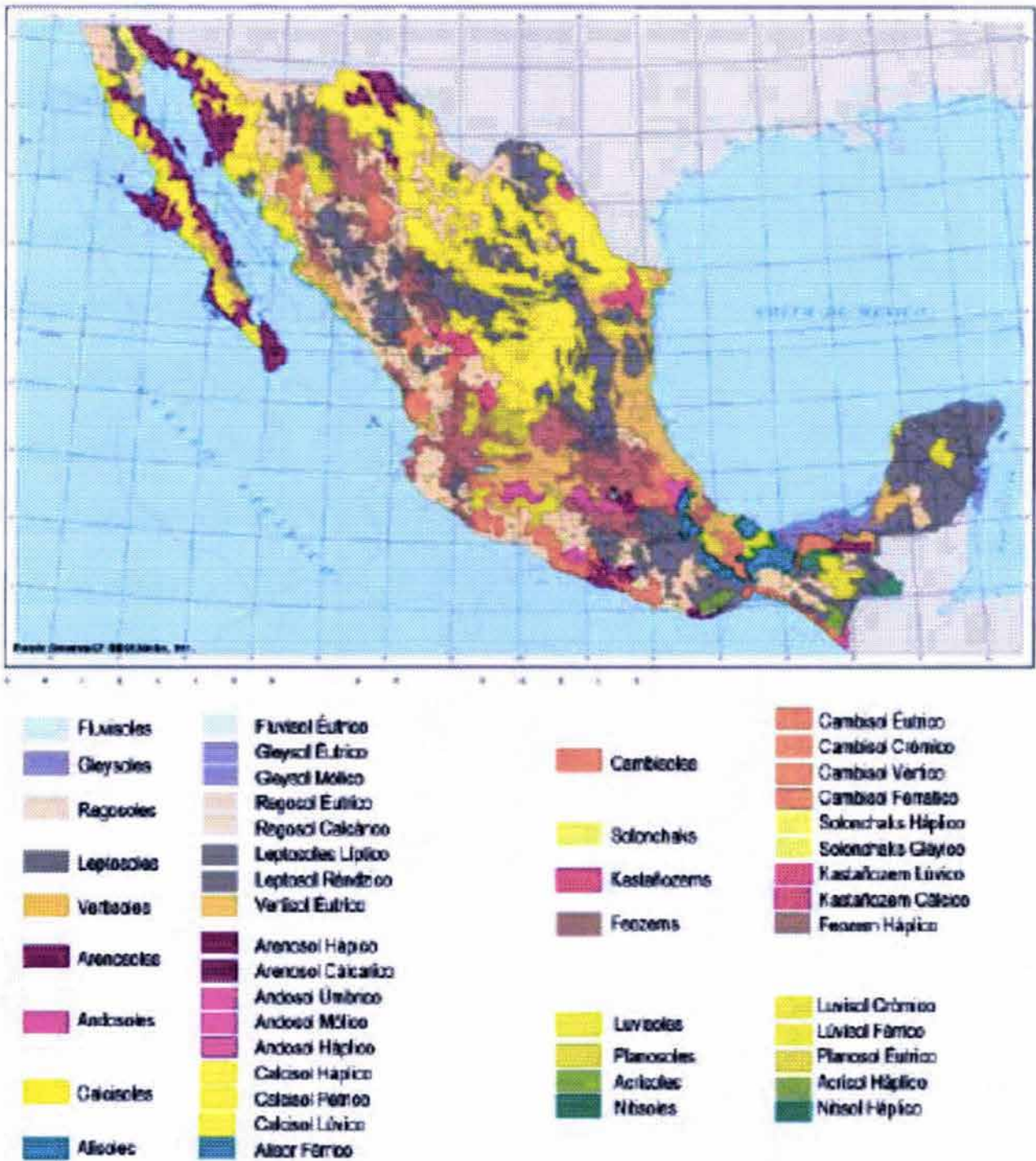
² Se incluyen las entidades federativas donde el tipo de suelo señalado es el dominante (con más del 30% de la superficie estatal), a excepción de Sonora, única entidad federativa en que se registran suelos fluvisoles.

Nota: Los tipos de suelo Gypsisoles, Solonetz, Chernozems, Lixisoles, Ferralsoles, Plintisoles, Histosoles y Antrosoles, de acuerdo a la escala utilizada en esta clasificación (1:4 000 000), no están representados en el *Mapa de suelos dominantes de la República Mexicana* (Mapa II.1.1.1). Por tal razón, no se incluye su ubicación en este cuadro.

Fuente: Semarnap / INEGI, *Estadísticas del Medio Ambiente, México 1997 / Informe de la Situación General en Materia de Equilibrio Ecológico y Protección al Ambiente*, 1995–1996, INEGI, México, 1998.

Tabla A 6 Suelos Dominantes en la República Mexicana. SEMARNAP/INEGI

Por su parte, el INEGI, divulga un mapa que muestra la distribución de los suelos en la República Mexicana (figura A.3)



Fuente: Semarnap/INEGI, México, 1999

Figura A 2 Distribución de los diferentes tipos de suelo existentes en México. SEMARNAP/INEGI

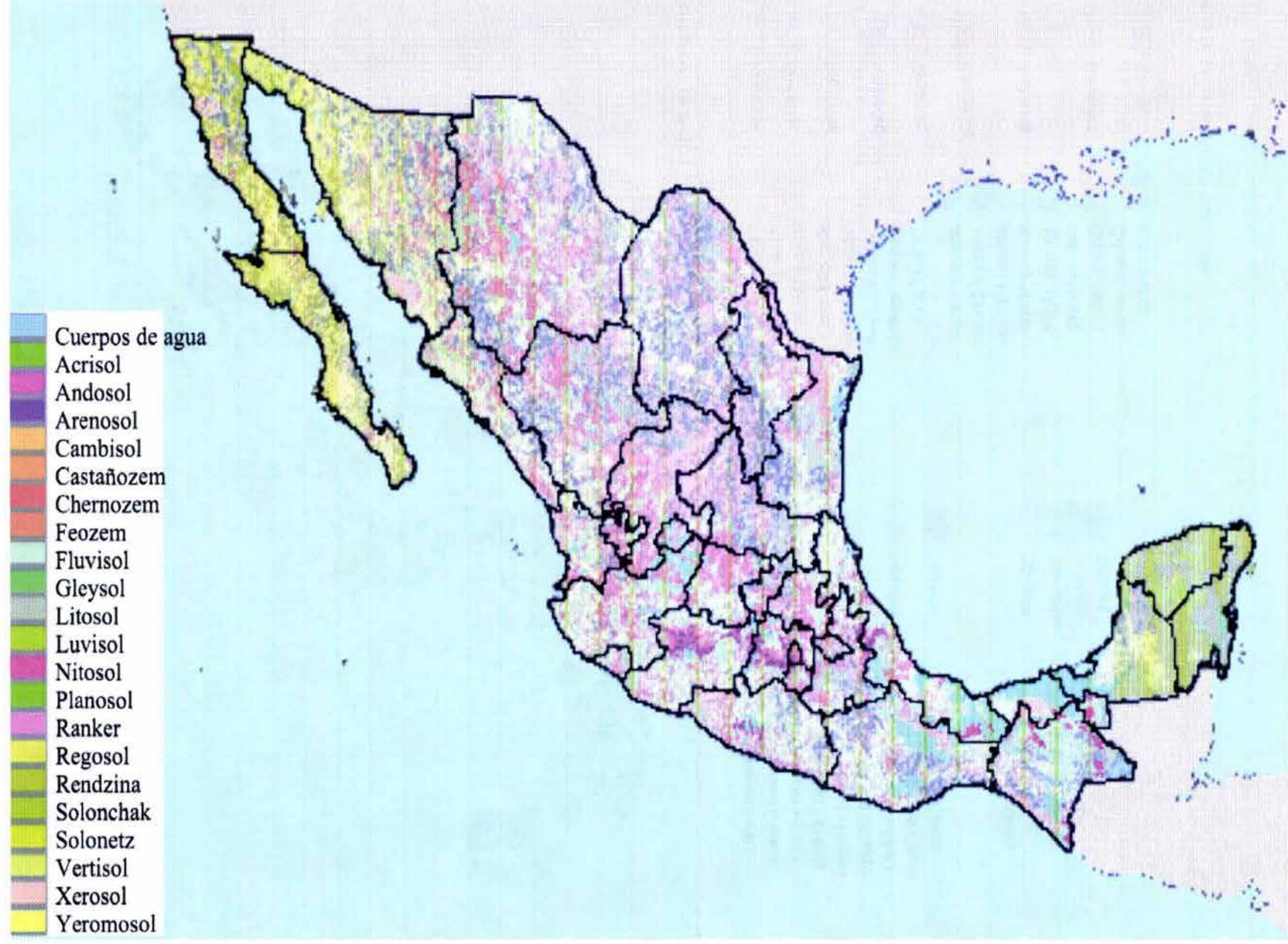


Figura A 3 Principales Tipos de Suelo en México y su distribución. INEGI

A N E X O 4

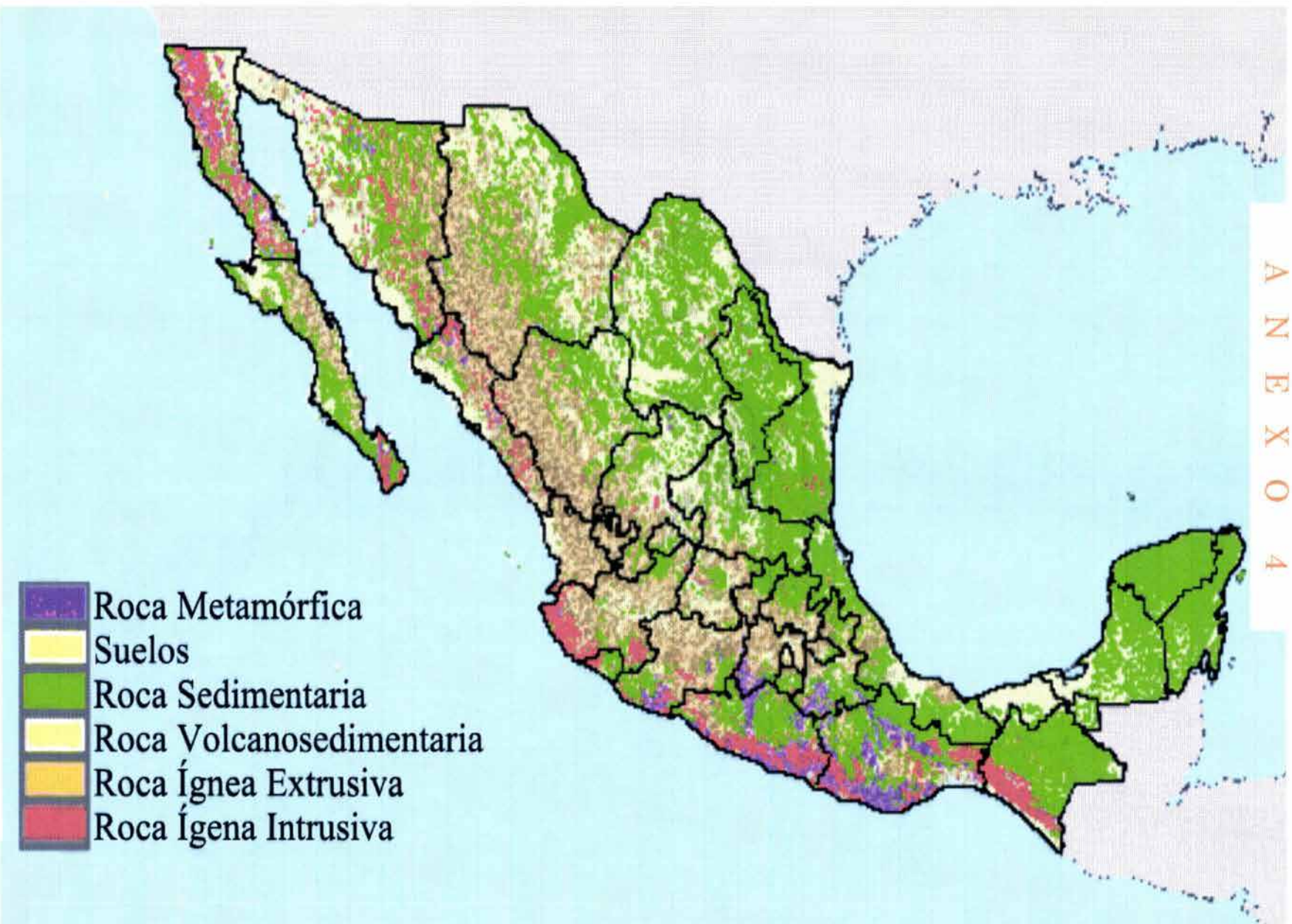


Figura A 4 Distribución de los diferentes tipos de rocas en México. INEGI