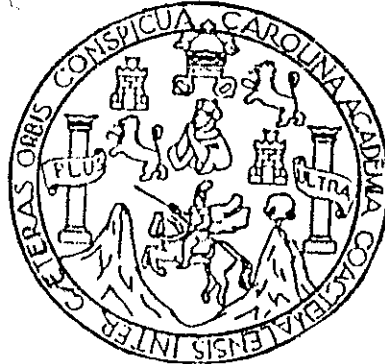


UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**"CONSIDERACIONES GEOLÓGICO - GEOTÉCNICAS PARA EL
DISEÑO DE TALUDES EN MACIZOS ROCOSOS"**

TESIS

**PRESENTADA A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA
POR**

**ALAN GIOVANI COSILLO PINTO
AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL**

Guatemala, mayo de 1999



HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

Cumpliendo con lo establecido por la ley de la Universidad de San Carlos de Guatemala, tengo el honor de someter a vuestra consideración mi trabajo de tesis titulado:

"CONSIDERACIONES GEOLÓGICO - GEOTÉCNICAS PARA EL DISEÑO DE TALUDES EN MACIZOS ROCOSOS"

Tema que me fuera autorizado por
la Escuela de Ingeniería Civil en agosto de 1998.


Ingeniero Geólogo Alan Giovanni Cosillo Pinto

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

MIEMBROS DE JUNTA DIRECTIVA

Decano	Ing. Herbert René Miranda Barrios
Vocal Primero	Ing. José Francisco Gómez Rivera
Vocal Segundo	Ing. Carlos Humberto Pérez Rodríguez
Vocal Tercero	Ing. Jorge Benjamin Gutiérrez Quintana
Vocal Cuarto	Br. Dimas Alfredo Carranza Barrera
Vocal Quinto	Br. José Enrique López Barrios
Secretario	Inga. Gilda Marina Castellanos de Illescas

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

Decano	Ing. Roberto Mayorga Rouge
Examinador	Ing. Jack Douglas Ibarra Solórzano
Examinador	Ing. Edgar Daniel de León Maldonado
Examinador	Ing. Leonel Pinot Leiva
Secretario	Ing. René Andrino Guzmán



FACULTAD DE INGENIERIA

CESEM-007-99
Guatemala,
18 de enero de 1999

Ingeniero
Carlos A. Tobar J.
Director
Centro de Estudios Superiores
de Energía y Minas
-CESEM-
Facultad de Ingeniería
Presente

Ingeniero Tobar:

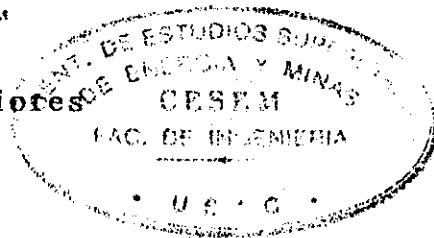
Por este medio hago constar que he asesorado el trabajo de tesis del estudiante universitario Alan Cosillo Pinto, titulado: **CONSIDERACIONES GEOLÓGICO-GEOTÉCNICAS PARA EL DISEÑO DE TALUDES EN MACIZOS ROCOSOS.**

Después de haber revisado y corregido dicho trabajo, considero que cumple con los requisitos exigidos para su aprobación final.

Sin otro particular, me suscribo de usted, cordialmente.

ID Y ENSEÑAD A TODOS

Ing. Julio Luna A.
Asesor
Centro de Estudios Superiores
de Energía y Minas



cc: archivo
JLA/id.



FACULTAD DE INGENIERIA

CESEM-081-99
Guatemala,
6 de abril de 1999

Ingeniero
Sydney Samuels
Director
Escuela de Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería,
Presente

Ingeniero Samuels:

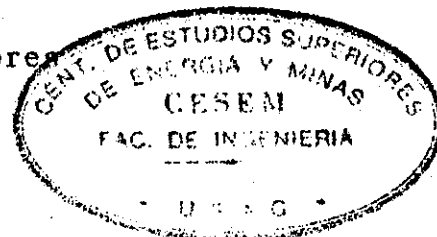
Por este medio hago de su conocimiento que he revisado el trabajo de tesis del estudiante universitario Alan Cosillo Pinto, titulado: "Consideraciones geológico-geotécnicas para el diseño de taludes en macizos rocosos".

Habiéndose realizado las correcciones planteadas a dicho trabajo, recomiendo que se continúe con los trámites necesarios para su aprobación final.

Sin otro particular, me suscribo de usted, atentamente.

ID Y ENSEÑAD A TODOS

Ing. Carlos A. Tobar J.
Co-asesor y Director
Centro de Estudios Superiores
de Energía y Minas



cc: archivo
Anexo
CATJ/id.



FACULTAD DE INGENIERIA

El Director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del Asesor Ing. Julio Luna Aroche y del Co-asesor y Director del Centro de Estudios Superiores de Energía y Minas - CESEM-, Ing. Carlos Tobar Jiménez, del trabajo de tesis del estudiante Alan Giovanni Cosillo Pinto, titulado CONSIDERACIONES GEOLOGICO-GEOTECNICAS PARA EL DISEÑO DE TALUDES EN MACIZOS ROCOSOS, da por este medio su aprobación a dicha tesis.

Ing. Sydney Alexander Samuels Milson



Guatemala, mayo de 1,999



FACULTAD DE INGENIERIA

El Decano de la Facultad de Ingeniería, luego de conocer la autorización por parte del Director de la Escuela de Ingeniería Civil, Ing. Sydney Alexander Samuels Milson, al trabajo de tesis CONSIDERACIONES GEOLOGICO-GEOTECNICAS PARA EL DISEÑO DE TALUDES EN MACIZOS ROCOSOS, del estudiante Alan Giovanni Cosillo Pinto, procede a la autorización para la impresión de la misma.

IMPRIMASE:

Ing. José Francisco Gómez Rivera

DECANO INTERINO



Guatemala, mayo de 1,999

DEDICATORIA

A mi país

A mi madre

AGRADECIMIENTOS

La presente tesis representa un largo trabajo de maduración de varios años, donde encontré un tema que integra bastante bien la geología y la ingeniería civil. Desde mi época de estudiante de ingeniería civil siempre he encontrado el apoyo incondicional del Ing. Carlos Tobar, a quien le debo un especial agradecimiento, por haberme impulsado en mi formación como geólogo. Agradezco también al Ing. Cesar Fernández, quien conjuntamente con el Ing. Tobar me apoyaron en varias ocasiones que disfrute de estudios en el extranjero y en el país.

Quiero dejar patente mi admiración y agradecimiento al Centro de Estudios Superiores de Energía y Minas (CESEM) y a su personal, el cual desde su formación se ha caracterizado por ser un semillero de profesionales de las ciencias de la tierra, energía y minas, además de un centro de divulgación especializado hacia otras carreras.

Finalmente, el presente trabajo fue supervisado y asesorado por el Ing. Julio Luna y coasesorado por el Ing. Carlos Tobar, a quienes les agradezco sus valiosas observaciones y colaboración.

ÍNDICE GENERAL

	PÁGINA
GLOSARIO	I
INTRODUCCIÓN	V
1. FACTORES GEOLÓGICOS ASOCIADOS A ESTABILIDAD DE TALUDES EN MACIZOS ROCOSOS	
1.1 Mineralogía, litología y meteorización	1
1.2 Discontinuidades	2
1.2.1 Espaciamiento	3
1.2.2 Persistencia	5
1.2.3 Rugosidad	11
1.2.3.1 Métodos de medición de perfiles de rugosidad	13
a. Método del perfil lineal	13
b. Método del perfil tridimensional	13
c. Método del medidor de rugosidades	15
d. Método de Rengers	17
1.2.3.2 Términos descriptivos	20
1.2.4 Resistencia de la pared de la discontinuidad	22
1.2.5 Abertura	22
1.2.6 Relleno	23
a. Geometría	23
b. Tipo de relleno	23
c. Resistencia del relleno	26
d. Humedad y permeabilidad	27
1.2.7. Flujo	27
1.2.8. Tamaño de bloque	28
1.2.8.1. Índice de tamaño de bloque (Ib)	29
1.2.8.2. Control volumétrico de diaclasas (Jv)	30
1.3. Descripción de núcleos de roca	31
1.3.1. Porcentaje de recuperación (% R)	31
1.3.2. Frecuencia (F):	31
1.3.3. Índice de Calidad de roca (RQD)	32
1.3.4. Orientación:	34
1.3.5. Espaciamiento (S)	34
1.3.6. Persistencia:	34
1.3.7. Rugosidad y ondulación	34
1.3.8. Resistencia de la pared	35
1.3.9. Abertura	35

1.3.9. Abertura	35
1.3.10. Relleno	35
1.3.11. Flujo	35
1.3.12. Número de familias (sets)	35
1.3.13. Tamaño de bloque	35
2. ROCA METEORIZADA Y SUELO RESIDUAL; ERROR MARCADOR NO DEFINIDO.	
2.1. Perfil de Meteorización	37
2.2. Perfiles típicos de meteorización para rocas metamórficas e ígneas intrusivas.	37
2.2.1. Horizonte A, Zona 1A	39
2.2.2. Horizonte B, Zona 1B	39
2.2.3. Horizonte C, Zona 1C	39
2.2.4. Zona de Transición, Zona II A	40
2.2.5. Roca parcialmente meteorizada, Zona IIB	40
2.2.6. Roca meteorizada, Zona III	41
2.3. Grado de meteorización del macizo rocoso	41
2.3.1 Grado de meteorización de la roca	42
3. LA INFLUENCIA DE LA ORIENTACIÓN DE LAS DISCONTINUIDADES EN LA ESTABILIDAD DE TALUDES EN MACIZOS ROCOSOS	
3.1. Origen de las discontinuidades	43
3.2. Orientación de discontinuidades geológicas	43
3.3. Orientación de discontinuidades	46
3.4. Análisis estadístico de las discontinuidades	47
3.5. Tipos de plantillas de proyección bidimensional para la interpretación gráfica de datos de discontinuidades geológicas	49
3.5.1. Plantilla estereográfica	50
3.5.2. Plantilla equiareal	50
3.5.3. Roseta de distribución de dirección de discontinuidades	52
3.5.4. Análisis de los datos	52
3.6. Dominio estructural	53
3.7. Tamaño óptimo de la muestra de datos de las discontinuidades	57
4. ANÁLISIS A ESCALA REGIONAL	
4.1. Mapa de orientación y estabilidad geométrica de taludes	59

4.1.1.	Disposición de las capas o estratos:	59
4.1.1.1.	Cuesta de buzamiento	59
4.1.1.2.	Contracuesta de buzamiento	60
4.1.1.3.	Sectores intermedios	60
4.2.	Mapa clinométrico (Mapa de pendientes)	60
4.3.	Mapa geomorfológico	61
4.3.1.	Deslizamientos	61
4.3.2.	Derrumbes	63
4.3.3.	Flujos	63
4.3.4.	Escurrimientos	63
4.4.	Mapa de análisis integrado	63
4.5.	Mapa de análisis de alineamientos	64
4.6.	La influencia de la escala de las fotografías aéreas en la calidad de la cartografía	68
4.6.1.	La escala de las fotografías aéreas	68
4.6.2.	Calidad de la interpretación	69
5.	CLASIFICACIÓN DE MACIZOS ROCOSOS EN EL DISEÑO DE TALUDES	
5.1.	Clasificaciones de rocas basadas en su resistencia a la compresión simple:	71
5.2.	El índice de calidad de rocas (RQD)	73
5.2.1	Mediciones sobre núcleos de perforación	73
5.2.2	Mediciones en afloramientos (Control volumétrico de diaclasas Jv)	73
5.3.	Sistemas de Clasificación de Macizos Rocosos NGI y CSIR	74
5.3.1.	Método de Clasificación Geomecánica del Consejo Sudafricano para la Investigación Científica e Industrial (CSIR)	74
5.3.2	Índice de Calidad de Túneles (Barton et al, 1974, en Hoek & Brown, 1985).	80
5.3.3.	Limitaciones de los métodos NGI y CSIR para la clasificación de macizos rocosos	87
5.3.4.	Comparación entre los métodos de clasificación de macizos rocosos NGI y CSIR	87
5.4.	Deformación de los macizos rocosos	88
6.	PROPIEDADES MECÁNICAS DE LOS MACIZOS ROCOSOS	
6.1	Esfuerzos de corte en roca	91
6.1.1	Resistencia al corte	92

6.1.2 Resistencia al corte en discontinuidades planas	92
6.1.3. Rugosidad de la superficie de las discontinuidades	97
6.1.3.1. Teoría de ruptura de Barton	98
6.1.3.2. Teoría de ruptura de Ladanyi & Archambault	99
6.2. Ecuaciones aproximadas que definen la resistencia de la roca inalterada y de los macizos rocosos muy fisurados	102
6.3. Resistencia al corte de discontinuidades rellenas	
6.4 Estimación de la resistencia al corte en discontinuidades	108
6.4.1. Estimación del ángulo de fricción residual (ϕ_r)	108
6.4.2. Estimación de ángulo de fricción básico (ϕ_b)	110
6.4.3. Estimación del ángulo de fricción pico (ϕ_{pico})	113
6.4.4. Estimación del Coeficiente de Rugosidad (JRC) en base a ensayos de bloque deslizante	114
6.5. Determinación de las propiedades mecánicas importantes de macizos en el diseño de taludes	117
6.5.1. Métodos de determinación de la resistencia a la compresión	117
6.5.1.1. Ensayo de carga puntual	117
6.5.1.1.1. Equipo	119
6.5.1.1.2. Utilización del ensayo de carga puntual para medir el esfuerzo de compresión en discontinuidades	120
6.5.1.2. Martillo Schmidt	123
6.5.1.3. Resistencia del relleno	124
6.5.2. Ensayos de corte directo en discontinuidades	126
6.5.3. Pruebas uniaxiales y triaxiales	126
7. EL FLUJO DE AGUA SUBTERRÁNEA: PERMEABILIDAD Y PRESIÓN	
7.1. El efecto de la presión de agua en una fractura de tensión	130
7.2. Flujo del agua subterránea en macizos rocosos	131
7.2.1. El ciclo hidrológico	132
7.3. Permeabilidad, cuantificación	135
7.4. Permeabilidad en rocas diaclasadas	137
7.5. Redes de flujo	140
a) Líneas de flujo	140
b) Líneas equipotenciales	140
c) La presión del agua en los puntos A y B no es la misma,	140
7.6. Mediciones de la permeabilidad en campo	141
a) Ensayos con columna de agua decreciente (variable)	142

c) Ensayos de bombeo o ensayos Lugeon	142
7.6.1. Ensayos de columna de agua variable y constante:	144
7.6.2. Ensayos de bombeo en perforaciones	148
7.7. Medidas de la presión de agua	152
a) Piezómetros abiertos o pozos de observación:	153
b) Piezómetros instalados en la tubería:	153
c) Piezómetros hidráulicos cerrados.	155
d) Piezómetros acclonados por aire (neumáticos)	155
e) Piezómetros con indicadores eléctricos.	155
8. MODOS DE FALLA EN MACIZOS ROCOSOS	
8.1. Fallas planares	157
8.1.1. Método de Hoek y Bray	159
8.2. Fallas cuneiformes	163
8.3. Fallas por volcamiento	165
8.4. Fallas circulares	168
8.5. Análisis cinemático de taludes	168
8.5.1. Prueba de Markland	168
8.5.2. Prueba de Goodman	174
8.5.3. Prueba de Panet	179
8.6. Concepto del cono de fricción	182
9. METODOLOGÍA ALTERNATIVA PARA SOLUCIÓN DE PROBLEMAS DE TALUDES EN MACIZOS ROCOSOS ROCA	
9.1. Metodología de Klaus John	187
9.2. Metodología de Branthoover y Richards	193
9.3. Metodología de Goodman	199
9.3.1. Análisis de falla planar	199
9.3.2. Análisis de fallas cuneiformes	205
CONCLUSIONES	
RECOMENDACIONES	XI
BIBLIOGRAFÍA	XIII
REFERENCIAS	XIX

ÍNDICE DE FIGURAS

	PÁGINA
Figura 1	Medidas de espaciamiento entre discontinuidades en afloramiento. 4
Figura 2	Gráfico de distribución de frecuencia de diaclasas de acuerdo al espaciamiento de una sola familia. 5
Figura 3	Esquema de diagrama de bloque indicando la persistencia relativa en discontinuidades. 6
Figura 4	Extensión máxima de diaclasa representada en una hoja de probabilidad. 10
Figura 5	Ejemplos que muestran la importancia de los puentes de roca y fallas.
Figura 6	Diferencia de escala entre rugosidad y ondulaciones en discontinuidades. 12
Figura 7	Método para medir las rugosidades en dos dimensiones a lo largo de la dirección estimada de deslizamiento.
Figura 8	Método para medir rugosidades en tres dimensiones. 16
Figura 9	Esquemas del copiador de formas utilizado para medir las rugosidades. 17
Figura 10	Cálculo de la rugosidad por el procedimiento de Rengers 19
Figura 11	Envolvente de ángulos de rugosidad para deslizamiento hacia la izquierda y hacia la derecha la Figura 10 20
Figura 12	Perfiles típicos de rugosidad y terminología sugerida. 21
Figura 13	Forma de caracterizar la amplitud y el ancho de relleno en discontinuidades 25
Figura 14	Ejemplos de esquemas de discontinuidades complejas rellenas
Figura 15	Esquemas de macizos rocosos 29
Figura 16	Ejemplo de medición del índice de calidad de rocas RQD, utilizando un núcleo de perforación recuperado. 33
Figura 17	Perfil típico de meteorización de rocas metamórficas. 38
Figura 18	Echado o buzamiento de una discontinuidad. 44

Figura 19	Utilización de rosas de orientación de discontinuidades.	48
Figura 20	Plantillas estereográficas y equiareal.	51
Figura 21	Dibujo de una discontinuidad mediante su polo.	53
Figura 22	Principales tipos de falla de taludes.	55
Figura 23	Forma de presentación de la información de geología estructural y la evaluación preliminar de la estabilidad de taludes de una propuesta de mina a cielo abierto.	56
Figura 24	Orientación de los planos de discontinuidad con respecto al declive	62
Figura 25	Aspectos morfológicos de movimientos de masas	65
Figura 26	Ejemplo de mapa geomorfológico.	67
Figura 27	Resúmenes de clasificaciones de roca basadas en la resistencia a la compresión simple.	72
Figura 28	Relación entre el tiempo de sostén de un claro de una excavación subterránea sin ademe	77
Figura 29	Relación entre la dimensión equivalente de una excavación subterránea sin ademe y el índice de Calidad de Túneles Q (NGI).	82
Figura 30	Comparación entre clasificaciones CSIR y NGI.	89
Figura 31	Simplificación de una prueba de corte directo en una discontinuidad plana no rugosa.	94
Figura 32	Simplificaciones realizadas por Patton para experimentos sobre proyecciones regulares	95
Figura 33	Comportamiento a esfuerzos de corte de la roca	96
Figura 34	Predicción de Barton para el esfuerzo de corte en discontinuidades.	101
Figura 35	A) Relación entre el esfuerzo de máximo de falla B) Envoltentes de Mohr para ensayos triaxiales en andesitas intensamente fracturadas.	104
Figura 36	Equipo de bloque deslizante utilizado para estimar el ángulo de fricción.	109
Figura 37	Forma de evaluar el ángulo de fricción básico, utilizando núcleos de perforación.	111

Figura 38	Perfiles de rugosidad y valores de JRC correspondientes.	116
Figura 39	Ensayos de campo para determinar el ángulo de fricción. a) Bloque deslizante; y b) Halando el bloque en el afloramiento	117
Figura 40	Posibilidades de ensayo de carga puntual: a) Ensayo diametral; b) Ensayo axial; c) Ensayo aplicado a una muestra irregular.	118
Figura 41	Instrumento para ensayo de carga puntual	121
Figura 42	Curvas de corrección por tamaño, para el ensayo de carga puntual.	122
Figura 43	Relaciones entre la dureza de Schmitd y el esfuerzo de compresión uniaxial en la roca.	125
Figura 44	Ensayo in situ de corte directo en el sitio de presa de Auburn, New York	127
Figura 45	Efecto del agua subterránea en rocas fracturadas.	131
Figura 46	Representación muy simplificada del ciclo hidrológico mostrando algunas de las fuentes más típicas de agua subterránea.	133
Figura 47	Variación de la posición freática de acuerdo al clima y a la recarga del acuífero.	134
Figura 48	Ejemplos de diferentes acuíferos, presentes en una secuencia de lutitas y areniscas	
Figura 49	Definición de la permeabilidad en función de la ley de Darcy.	136
Figura 50	Influencia de la apertura y el espaciamiento entre diaclasas b sobre el coeficiente de permeabilidad k.	138
Figura 51	Representación idealizada de dos sistemas de diaclasas ortogonales en un macizo rocoso.	139
Figura 52	Red de flujo bi - dimensional en un talud.	141
Figura 53	Distribuciones equipotenciales en taludes con varias configuraciones de permeabilidad.	143
Figura 54	Detalles para ensayos de cabeza variable para la medida de permeabilidad en macizos de roca y suelo con factores de forma para las condiciones de fondo del agujero perforado.	147

Figura 55	Ensayo de bombeo en una roca diaclasada.	148
Figura 56	Sección de un packer (tapón) para sellado del fondo de un ensayo de bombeo de cavidad.	149
Figura 57	Instalación típica de un piezómetro de tubería	154
Figura 58	Configuración de un piezómetro de tubería	
Figura 59	Circuito típico para un piezómetro accionado por aire.	156
Figura 60	Condiciones para que ocurra la falla planar.	158
Figura 61	Nomenclatura, geometría y posibles tipos de fallas planares.	161
Figura 62	Características importantes a considerar en la geometría de una falla de talud de roca agrietada tipo cuña.	164
Figura 63	Clases de volcamiento de taludes en macizos rocosos.	166
Figura 64	Condiciones típicas para que ocurra volcamiento.	167
Figura 65	Solución al ejemplo 8.1 utilizando plantillas estereográficas, método de Markland.	170
Figura 66	Solución al ejemplo 8.1 (continuación), se muestra el círculo de fricción con un ángulo de 20°.	171
Figura 67	Solución al ejemplo 8.2, utilizando plantillas estereográficas.	173
Figura 68	Proyección de dos planos utilizando la plantilla estereográfica.	175
Figura 69	Ejemplo de prueba cinemática para deslizamiento utilizando proyecciones estereográficas	176
Figura 70	Ejemplo de varios planos de talud que pasan por un vector de deslizamiento D_1	177
Figura 71	Prueba cinemática para fallas por volcamiento	178
Figura 72	Prueba de Panet para un bloque limitado por cuatro planos.	179
Figura 73	Prueba de Panet para que exista deslizamiento tipo bloque	180
Figura 74	Prueba cinemática de Panet para que exista deslizamiento tipo cuneiforme	181
Figura 75	Gráfica del concepto del cono de fricción.	183
Figura 76	Gráfica del cono de fricción proyectado (plantilla equiareal)	184

Figura 77	Construcción de un cono de fricción.	185
Figura 78	Proyección del cono de fricción de la figura 76 en una plantilla equiangular (estereográfica)	186
Figura 79	Proyección de tres planos mediante sus polos, y graficando las ciclográficas de intersección de los diversos polos del ejemplo 9.1. Según metodología de K. John.	189
Figura 80	Representación del posible modo de falla de dos planos del ejemplo 9.1. Dibujando un cono sísmico	192
Figura 81	Representación de dos discontinuidades y un talud del ejemplo 9.2	194
Figura 82	Representación de las condiciones de equilibrio a través de las ciclográficas de intersección de los planos P_1 y P_2 , del Ejemplo 9.2	196
Figura 83	Valores de la curva de equilibrio calculados para factores de seguridad 1.0, 1.2 y 1.5 del ejemplo 9.2.	197
Figura 84	Diagrama de flujo para evaluación de estabilidad de un talud realizado en un macizo rocoso.	198
Figura 85	Representación gráfica de dos vectores de fuerza.	200
Figura 86	Representación gráfica de la solución al problema 9.3.	202
Figura 87	Solución a un vector de anclaje del problema 9.3	203
Figura 88	Polígono de fuerzas para el caso de sismo, problema 9.3	205
Figura 89	Representación gráfica de dos vectores normales para el caso de tipo cuña, del Ejemplo 9.4	207
Figura 90	Combinación infinita de ángulos de fricción que produciría una condición de equilibrio límite del Ejemplo 9.4.	208

ÍNDICE DE TABLAS

		PÁGINA
Tabla I.1	Forma de descripción de los esparcimientos	4
Tabla I.2	Descripción de la persistencia en función de la longitud modal de las discontinuidades medidas	7
Tabla I.3	Clasificación de la rugosidad por observación visual	21
Tabla I.4	Caracterización de la abertura de discontinuidades abiertas	22
Tabla I.5	Escala de Wentworth para materiales detríticos	24
Tabla I.6	Descripción por el contenido de agua de un macizo rocoso	27
Tabla I.7	Descripción por apreciación del estado de la roca de un macizo rocoso.	28
Tabla I.8	Descripción de acuerdo al tamaño de bloques basado en la densidad de diaclasas por metro cúbico	31
Tabla II.1	Descripción del grado de meteorización del macizo rocoso dependiendo del grado de alteración de la roca	41
Tabla II.2	Descripción de la roca dependiendo del grado de meteorización	42
Tabla III.1	Conversión de mediciones dirección de rumbo/buzamiento a dirección de buzamiento/buzamiento	47
Tabla V.1	Calidad de la roca según el índice de calidad de rocas RQD	73
Tabla V.2	Clasificación geomecánica CSIR de macizos rocosos de roca fisura	78
Tabla V.4	El efecto del rumbo I el echado de las fisuras en los túneles	79
Tabla V.5	Clasificación de los parámetros individuales empleados de el índice de Calidad de Túneles NGI	84
Tabla VI.1	Relaciones aproximadas entre el índice de calidad de macizos rocosos y las constantes empíricas.	105

Tabla VI.2	Ángulo de fricción estimado para diferentes tipos de roca	110
Tabla VI.3	Índices manuales de resistencia de relleno.	124
Tabla VII.1	Coefficientes de permeabilidad y suelos típicos	136

EJEMPLOS

EJEMPLO 8.1	169
EJEMPLO 8.2	171
EJEMPLO 8.3	184
EJEMPLO 8.4	186
EJEMPLO 9.1	188
EJEMPLO 9.2	193
EJEMPLO 9.3	201
EJEMPLO 9.4	206

LISTA DE SÍMBOLOS Y ABREVIATURAS

a	Aceleración horizontal en términos de la aceleración g debido a la gravedad: (Ej.: $a = 0.08G$)
a_s	Proporción de las superficies discontinuas, las que son cizalladas a través de proyecciones de roca intacta.
c_p	Coefficiente de fricción pico del material cementante.
CSIR	Consejo Sudafricano para la Investigación Científica e Industrial
DE	Dimensión Equivalente
ESR	Relación de soporte de la excavación
EW	Ancho de la excavación, diámetro o altura en metros
ISRM	International Society of Rock Mechanics (Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas)
J_a	Número de alteración de las fisuras (joint alteration number)
J_n	Número de sistemas de fisuras.
J_r	Número de la rugosidad de las fisuras (joint roughness number).
JRC	Coefficiente de rugosidad (Joint Roughness Coefficient)
J_w	Factor de reducción por agua en las fisuras
LdN	Longitud. de núcleos de 100 mm de longitud mínima
LTB	Largo total del barreno
NGI	Instituto Geológico Noruego
OCR	Relación de preconsolidación
Q	Índice de calidad del macizo rocas y/o túnel en el sistema NGI (Según sea el caso)
RMR	Índice de Calidad de Roca (Rock Mass Rating), en el sistema del CSIR
RQD	Índice de Calidad de Rocas de Deere
SRF	Factor de reducción por esfuerzos o Safety Ratio Factor (Método CSIR)
c	Cohesión del material
F_D	Factor de seguridad bajo condiciones dinámicas

F_s	Factor de seguridad sin aplicación de aceleración
F	Factor de forma que depende las condiciones del fondo de la perforación. Los factores para situaciones típicas se dan en la Figura 54.
ϕ	Ángulo de fricción de la superficie de deslizamiento
ϕ_b	Ángulo de fricción básico.
ϕ_p	Ángulo de fricción pico
ϕ_r	Ángulo de fricción residual
g	Aceleración gravitacional (981 cm/seg ²)
H_1 y H_2	Niveles de agua en el agujero medidos desde el nivel de descanso del agua en los tiempos t_1 y t_2 respectivamente.
i	Ángulo de rugosidad (si existe)
I_s	Índice de resistencia
γ_w	Densidad del agua.
k_f	Coefficiente de permeabilidad del material de relleno
k_r	Coefficiente de permeabilidad de la roca intacta
m y s	Constantes adimensionales del material que dependen de las propiedades y del grado de fracturación de la roca antes de ser sometida a los esfuerzos principales 1 y 3, así como de la forma y el grado embonamiento de las piezas de individuales dentro del macizo.
q	Tasa de flujo
R	Rebote de Schmidt en las superficies secas no meteorizadas, cortadas con sierra.
r	Rebote de Schmidt en las mismas superficies, pero humedecidas (meteorizadas).
σ_{1n} y σ_{3n}	Esfuerzos normalizados σ_1/σ_c y σ_3/σ_c respectivamente.
σ_c	Resistencia a la compresión uniaxial de las piezas de roca inalterada dentro del macizo rocoso.

σ'_n	Esfuerzo normal efectivo
σ_j	Resistencia a la compresión uniaxial del material de roca
σ	Resistencia normal
T_r	Índice de terminación de diaclasas
τ_r	Resistencia al corte del material de roca intacto.
τ	Resistencia al corte
U	Levantamiento provocado por el agua subterránea (subpresión)
V	Empuje (lateral) provocado por el agua subterránea
v	Tasa de dilatación dv/du en la resistencia al corte pico, es decir, la tasa de desplazamiento normal versus el desplazamiento paralelo al corte.
ν	Coefficiente de viscosidad cinemática (0.0101 cm ² /seg de agua pura a 20 °C)
ψ_p	Ángulo que forma la superficie de deslizamiento respecto de la horizontal
ψ	Ángulo de inclinación del plano
W	Peso de la masa de roca



GLOSARIO (Terminología)

Uno de los aspectos fundamentales cuando se describe un macizo rocoso es utilizar una terminología unificada. Existe un gran número de términos que no admiten confusión alguna, a los cuales no se hará referencia en este trabajo, sin embargo, debido a que en el campo de la mecánica de rocas intervienen geólogos, ingenieros de minas y civiles, indistintamente, existen discrepancias importantes en la terminología.

Discontinuidad

Este es uno de los términos que más ha originado confusiones. Piteau (1971, en Salcedo 1983) definió las discontinuidades o planos estructurales como cualquier estructura de origen geológico que separa bloques sólidos de un macizo rocoso tales como: diaclasas, fallas, etc. Dichas discontinuidades le dan a la roca una resistencia apreciablemente menor que la roca intacta. Quizá lo más importante al describir una discontinuidad es que son superficies de debilidad que imparten a la roca una condición de anisotropía de resistencia (Salcedo, 1983). Por lo que el término genérico "discontinuidad" es utilizado frecuentemente por ingenieros de minas, geólogos y geotecnistas para referirse indistintamente a diaclasas, fallas, foliación y estratificación, teniendo en cuenta que la resistencia al corte en estas superficies siempre es menor que la resistencia de la roca intacta que constituye el macizo.

Diaclasa (Joint)

La Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas (ISRM siglas en Inglés) (1981 en Salcedo 1983) definió como diaclasa a un quiebre o fractura de origen geológico que rompe con la continuidad de una roca, a lo largo de la cual no ha habido desplazamiento visible o bien un desplazamiento en sentido perpendicular a su plano. Un grupo de diaclasas paralelas lo denomina "set" que ha sido traducido como "familia" y la intersección de familias de diaclasas forma un "sistema". Las diaclasas paralelas a planos de estratificación o foliación, las denominan diaclasas de estratificación o de foliación, respectivamente.

Tal como lo expresan en la literatura referente a geología estructural, a pesar de que las diaclasas son tan comunes, son las estructuras más difíciles de analizar, las diaclasas pueden desarrollarse en todas las edades de la historia de rocas. En rocas sedimentarias, por ejemplo, las diaclasas pueden desarrollarse en forma temprana después de la sedimentación, cuando todavía los sedimentos no se han consolidado totalmente; así mismo, se pueden desarrollar hacia el final de la etapa de compresión tectónica activa y estar asociadas con fallas y pliegues, o pueden desarrollarse mucho después, cuando cesa la etapa de deformación activa. Es más, se considera que para el desarrollo de diaclasas no necesariamente se requiere deformación tectónica. En vista de estas observaciones se puede ver que las diaclasas no son el resultado de un solo mecanismo.

Otra dificultad que surge cuando se analizan diaclasas, es que exhiben muy poco o ningún desplazamiento a lo largo de su superficie, por lo tanto, con la excepción de casos especiales, es muy difícil y aun imposible, establecer la relación de edades de planos de una orientación con respecto a otra. Otros términos asociados con diaclasas que es conveniente definir se describen a continuación:

Diaclasas maestras: Cortan a través de un gran número de capas o unidades de roca y pueden ser seguidas hasta en longitudes de decenas o cientos de metros.

Diaclasas mayores son de orden de magnitud más pequeño pero que todavía están bien definidas.

Diaclasas menores son de menor importancia o fracturas menores

Diaclasas Secundarias: desde el punto de vista de la relativa importancia de su frecuencia y tamaño, en algunas localidades se puede ver que una familia de diaclasa es dominante, siendo más grande y/o más frecuente que las

otras familias, las más dominantes se denominan "diacclasas primarias" y las otras "diacclasas secundarias". Estos términos se refieren solamente al grado de desarrollo y no son términos genéticos.

Estratificación

Es una superficie característica de rocas sedimentarias que separa capas de igual o diferente litología. Estas superficies también pudieran estar presentes en rocas metamórficas que se hayan originado por metamorfismo de rocas sedimentarias. El término diacclasa ha sido mal utilizado, algunas personas equivocadamente han englobado a los planos de estratificación y foliación, términos que se definen más adelante.

Foliación o esquistosidad

Son superficies penetrativas, desarrolladas por orientación de minerales durante el metamorfismo, perpendiculares a la dirección del esfuerzo máximo. Aún cuando no existe un criterio único en la literatura especializada en geología estructural, el término esquistosidad se utiliza cuando las superficies paralelas individuales que constituyen la roca, son apreciables o perceptibles a simple vista. Para rocas de granos más finos se utiliza el término foliación.

Fallas

Es una fractura o zona de fractura a lo largo de la cual ha habido desplazamiento relativo de un lado respecto a otro. La clasificación de las fallas es ampliamente tratado en textos de Geología Estructural, y depende de la relación con las capas que corta, de su ángulo, desplazamiento y de la mecánica del fallamiento. Desde el punto de vista de estabilidad de taludes en macizos rocosos, las fallas son discontinuidades adicionales con menor resistencia al corte que la roca intacta, a lo largo de las cuales puede haber rotura por corte bajo ciertas condiciones cinemáticas y de niveles de esfuerzos.

- Fisuras** Son grietas pequeñas planares. Se considera que tanto las fisuras como los poros de una roca originan respuestas no lineales en el proceso de carga - deformación a bajos niveles de esfuerzos; asimismo disminuyen la resistencia a la tracción, siendo responsables de la variabilidad y dispersión en resultados de ensayos.
- Fractura** Es el término general para cualquier discontinuidad mecánica en la roca, tales como diaclasas, fallas, grietas, fisuras.
- Grietas** El término se utiliza para definir una fractura pequeña.
- Litología** Es el conjunto de rocas presentes en un área de estudio, así como a su disposición espacial y la composición físico-química de los materiales.

INTRODUCCIÓN

La ingeniería de taludes rocosos forma parte de la mecánica de rocas, que es la ciencia teórica y aplicada que estudia el comportamiento mecánico de las rocas; y que tienen como objetivo el estudio de la respuesta de la roca a los campos de esfuerzo del ambiente natural o inducido (Judd, 1964; Jaeger & Cook, 1979 en Mora et al 1983). La mecánica de rocas surge como ciencia para dar respuesta a las necesidades generadas por la mecanización en la industria minera (a cielo abierto y subterráneo), a la proliferación de complejos hidroeléctricos en condiciones cada vez más difíciles, y la construcción de obras de infraestructura vitales en roca, ya sea obras de comunicación (túneles) o bien centrales nucleares subterráneas, Etc.

La ingeniería de taludes rocosos como parte importante de la Mecánica de Rocas se relaciona con la caída de bloques individuales de roca, la traslación de pequeñas masas de roca y deslizamientos ocasionales de material detrítico, acumulados en cárcavas de erosión, material acumulado a pie de monte y áreas de deslizamiento postglacial, sin embargo no toma en consideración grandes deslizamientos de tierra.

El objetivo de la Ingeniería de Taludes Rocosos es mantener los taludes obteniendo la máxima seguridad y eficiencia en costos. Un objetivo común para los ingenieros (civiles, geólogos y mineros) es tratar de minimizar las excavaciones realizadas en roca y predecir la seguridad y el comportamiento extremo del talud en roca, ya sea para ferrocarriles, vertederos, carreteras, sitios de presa o minas a cielo abierto. El diseño racional de los taludes rocosos es importante especialmente aquellos de fuerte pendiente, o bien, donde la seguridad es importante y si el diseño del talud aumenta significativamente los costos del proyecto. El diseño de taludes rocosos involucra conocimientos tanto de ingeniería como de geología, así como una combinación del conocimiento del precedente con el arte de la estimación y el buen juicio.

Los objetivos del mantenimiento de taludes en roca varían de acuerdo al tipo de proyecto, por ejemplo, en minas a cielo abierto se trata de obtener taludes los más verticales posibles sin incurrir en altos costos debido a la inestabilidad del talud y sin poner en peligro la seguridad de personas o propiedades ajenas o involucradas dentro del proyecto (vecinos, obreros, instalaciones cercanas, Etc.). Por ejemplo en el ámbito minero los taludes con fuerte inclinación en una mina a cielo abierto tienen el propósito de minimizar la cantidad de roca estéril que es extraída en la relación a la mena recuperada.

Los altos costos en que puede incurrir son: a) Pérdida de mena, b) costos extras resultantes al tratar de recuperar la mena que de otro modo se perdería; c) costos para limpiar la zona en que sucedió un derrumbe; d) costos asociados con la nueva ruta; e) demoras de producción; e) ineficiencia en la producción por falta de acceso a algunas de las áreas de trabajo.

Por lo general en minería a cielo abierto la inclinación de los taludes y su altura está controlada por la operación óptima de la maquinaria empleada (volquetes, camiones o ferrocarriles), que hacen tomar en consideración en el diseño de los caminos de trabajo (haul road) tanto en su ancho como la pendiente del camino, así como las regulaciones mineras locales. En carreteras y ferrocarriles los requerimientos para el diseño de taludes varían considerablemente. En los taludes en roca para carreteras usualmente se permite un mayor grado de inestabilidad sobre el derecho de vía, que en los de taludes diseñados para vías de ferrocarril, en parte debido a que un ferrocarril necesita grandes tramos de vía para poder parar en caso de una emergencia causada por un derrumbe, o deslizamiento de masas rocosas.

Generalmente la inestabilidad de los taludes es provocada por la presión del agua y no por el flujo de agua, por lo que es esencial en los estudios de estabilidad de taludes determinar dicha presión. La forma más económica y simple de disminuir la presión del agua y aumentar la estabilidad de los taludes es mediante drenajes adecuados. El diseño racional de los drenajes es únicamente posible si se entiende el comportamiento del agua dentro del macizo rocoso, a través de medidas de permeabilidad y presión de agua.

Dependiendo del tipo proyecto, una fuerte pendiente en un talud rocoso puede ser una solución económica o no, por lo que se deben sopesar las diferentes alternativas que resultan al diseñar una talud por ejemplo. a) reforzar el macizo rocoso; b) hacer una pendiente menor que aumenta los costos de excavación y remoción de material; c) tomar el riesgo que involucra diseñar una fuerte pendiente sin refuerzo utilizando factores de seguridad y ejemplos precedentes en el área del proyecto; y d) permitir pequeños deslizamientos sin que esto implique una ruptura del diseño del proyecto que puede resultar en ciertos casos económicamente factible.

Cuando se va a analizar la estabilidad de macizos rocosos, es preciso, en primer lugar, caracterizar dicho macizo, para lo cual se requiere conocer los factores geológicos y los procedimientos de campo a fin de obtener una información detallada del mismo. En segundo lugar, es fundamental entender los criterios de resistencia al corte bajo los niveles de esfuerzos considerados, y

finalmente definir los mecanismos de rotura para la aplicación de los métodos de análisis correspondientes.

Debido a lo extenso que sería el tratamiento de toda esta variedad de tipos de roca y comportamientos, en el presente trabajo se ha concentrado la atención, fundamentalmente, al comportamiento ante la estabilidad de macizos rocosos, donde la resistencia al corte de la roca intacta es muy superior a la resistencia al corte en discontinuidades. Así mismo, se parte de la hipótesis, válida para la gran mayoría de obras civiles, que el nivel de esfuerzos es tal, que la posible rotura del macizo solo puede ocurrir a lo largo de una o por combinaciones de las discontinuidades existentes. Si bien las discusiones se concentraron a estas condiciones, durante el desarrollo de trabajo se mencionan los principios básicos del comportamiento de macizos donde puede ocurrir rotura de la roca intacta y aquellos que se encuentran muy meteorizados y fracturados.

La presente tesis puede considerarse como una introducción a la ingeniería de taludes, en la cual se tratan los principios básicos del diseño de taludes rocosos, basado en el siguiente esquema de análisis:

- a) Los sistemas de diaclasas y otras discontinuidades (véase capítulo 1).
- b) Determinación de la meteorización del macizo rocoso (véase capítulo 2).
- c) Distribución espacial de las discontinuidades (véase capítulo 3)
- d) Determinación regional de las características estructurales y estratigráficas principalmente (ver capítulo 4);
- e) Los parámetros de resistencia de las juntas o diaclasas, que incluye propiedades tanto de la superficie de contacto de las discontinuidades como del material de relleno que está presente en éstas (véase capítulo 5);
- f) Los macizos rocosos pueden ser estudiados a nivel preliminar utilizando análisis del precedente, mediante clasificaciones especializadas, en el presente trabajo se presenta las clasificaciones del Instituto Geológico Noruego (NGL, siglas en inglés) y del Consejo Sudafricano para la Investigación Científica e Industrial (CSIR siglas en Inglés).
- g) La presión de agua en las juntas (ver capítulo 7).
- h) La relación de estos sistemas de diaclasas para provocar una posible superficie de falla (véase Capítulos 8 y 9);

1. FACTORES GEOLÓGICOS ASOCIADOS A ESTABILIDAD DE TALUDES EN MACIZOS ROCOSOS

La naturaleza del modo de ruptura de un talud en un macizo rocoso (si éste conserva parte de la resistencia de la roca original) no depende tanto del comportamiento de la roca intacta, sino de la distribución espacial de las discontinuidades geológicas, por lo que éstas se evalúan primordialmente para pronosticar el modo de ruptura. Las discontinuidades de un macizo rocoso pueden ser descritas mediante la observación de afloramientos, mediante la observación de núcleos de perforación y por métodos fotogramétricos.

Un mal control geológico en la estratigrafía de la zona ó en la estructura geológica durante la etapa de factibilidad de un proyecto puede provocar malos diseños, que den como resultado posteriores reparaciones costosas. Por lo que siempre hay que pensar que un mayor conocimiento del macizo rocoso durante la etapa de pre y factibilidad resultará en un ahorro durante la construcción y la vida útil del proyecto.

Al hacer los estudios de discontinuidades debe tomarse en cuenta la litología, el espaciamiento, la abertura, la presencia de relleno y estriaciones, la rugosidad, el flujo de agua subterránea, el tamaño de bloque formado por las diferentes familias de discontinuidades. Se presentan lineamientos para la caracterización descriptiva de los diferentes tipos de discontinuidad en cuanto a su distribución espacial, rugosidad, relleno de aberturas, y tamaño de bloque. Dichas características son importantes para la determinación del tipo de falla de taludes a construir en materiales de roca muy diaclasados.

1.1 Mineralogía, litología y meteorización

Los constituyentes minerales, el tipo de roca y su grado de meteorización son factores asociados a la estabilidad de un talud en roca. Los diferentes tipos de rocas y sus productos de alteración tienen debilidades y resistencias diferentes; por ejemplo, el arreglo litológico y estructural de una secuencia sedimentaria es muy diferente al de rocas ígneas o metamórficas. Los procesos de meteorización de una roca dan como resultados minerales diferentes de propiedades y comportamiento distinto al de la roca intacta, afectando, por ejemplo, su peso específico, densidad seca y su resistencia a los esfuerzos, creando orientaciones que son más débiles.

Cada tipo particular de roca se caracteriza por una cierta textura, resistencia cohesiva, macro y micro - estructura. La más importante de las propiedades de una roca es la naturaleza de los minerales y la resistencia de los constituyentes. Una roca no puede ser resistente si sus componentes minerales no son resistentes, la roca puede todavía ser débil debido a una fábrica desfavorable.

Las rocas que contienen minerales solubles tales como halita (sal), yeso, calcita, dolomita, son particularmente susceptibles a disolución y alteración física, particularmente con cambios en el nivel freático, especialmente cuando existe flujo de agua entre fracturas o fallas, este es el caso del problema del túnel de aducción del proyecto Pueblo Viejo - Quixal (Chixoy) en Guatemala. A lo largo de discontinuidades puede ocurrir debilitamiento por la naturaleza soluble de ciertos materiales que rellenan diaclasas. Asimismo, las fluctuaciones en el nivel freático pueden contribuir a alteración y cambios periódicos en las propiedades mecánicas. Los valores de cohesión y fricción disminuyen altamente con la meteorización, la fluctuación de el nivel freático causa una reducción en la cohesión y en el módulo de deformación de 1/2 a 1/3 de su valor original.

Los cambios en el contenido de humedad pueden originar presiones de expansión peligrosas. Un ejemplo típico son las rocas que contienen minerales arcillosos del grupo de la montmorillonita, los cuales tienen baja resistencia al corte y desarrollan presiones de expansión elevadas debido a cambios en el contenido de humedad. Muchos deslizamientos han sido atribuidos a la baja cohesión y fricción de minerales tales como grafito, talco, clorita, sericita. Cambios en contenido de humedad también pueden producir el quiebre y rotura de rocas debido a la acción de "resquebrajamiento".

1.2 Discontinuidades

Las discontinuidades de un macizo rocoso pueden ser descritas mediante la observación de afloramientos, mediante la observación de núcleos provenientes de perforaciones y por métodos de fotogrametría terrestre. En este trabajo se hace mayor énfasis en la obtención de la información requerida de afloramientos, tomando como base los métodos sugeridos por la Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas, ISRM 1981. En el capítulo 4. del presente trabajo se describen las formas de análisis de los datos sobre discontinuidades.

1.2.1 Espaciamiento

El espaciamiento de discontinuidades adyacentes controla el tamaño de bloques individuales de roca intacta. En la medida que la frecuencia de fracturas es mayor, la cohesión global del macizo es menor. Asimismo, una roca fuertemente fracturada, por ejemplo, puede cambiar el modo de falla del macizo de translacional a circular. El espaciamiento de discontinuidades individuales tiene una gran influencia en la permeabilidad y características de flujo del macizo rocoso. En general la conductividad hidráulica de un sistema de fractura, será inversamente proporcional al espaciamiento, si las aberturas de discontinuidades individuales son comparables.

Para medir el espaciamiento se utiliza una cinta métrica de 3m de longitud mínima, graduada en milímetros, y una brújula (ver Figura 1). La cinta se coloca de tal forma que sea aproximadamente perpendicular al sistema de discontinuidad a ser medido. Seguidamente se registran todas las distancias (d) entre discontinuidades adyacente a lo largo de una longitud mínima de 3m, a menos que el espesor de la masa rocosa observada sea menor de 3m. En general la longitud de muestreo debe ser preferiblemente mayor que diez veces el espaciamiento medido. Las distancias (d) deben ser medidas dentro de un 5% de sus valores absolutos. Finalmente se mide con una brújula el ángulo más pequeño (a) entre la cinta de medición y el sistema de discontinuidad, con un error no mayor de 5°.

El espaciamiento más frecuente (espaciamiento modal) se calcula por la siguiente ecuación:

$$S = d_m \text{sen}(a) \quad 1.1$$

donde d_m es la distancia medida más común. Se considera de utilidad la elaboración de un histograma como el que se muestra en la Figura 2

El uso de la cinta métrica y la brújula es muy recomendable, sin embargo, no es esencial la medición con cinta, sobre todo, si el ingeniero geólogo tiene la suficiente experiencia para tomar esas medidas de acuerdo a su apreciación visual. Todo depende del grado de precisión requerido. Las fracturas causadas por explosivos deben ser excluidas de las medidas. En los casos de afloramientos muy limitados o ausentes se han utilizado técnicas de refracción sísmica para estimar el espaciamiento en los 20-30 m superiores. Varios investigadores han encontrado una correlación, más o menos aceptable, entre la "frecuencia" (N° de discontinuidades por metro) y la velocidad de onda longitudinal o de compresión, V_p .

Los resultados deben ser presentados indicando el espaciamiento modal máximo y el mínimo, la siguiente terminología ha sido recomendada por la Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas:

TABLA I.1.

Forma de descripción de los espaciamientos de discontinuidades propuesta por la ISRM.

Descripción	Espaciamiento
Extremadamente cerrado	< 20 mm
Muy cerrado	20 - 60 mm
Cerrado	60 - 200 mm
Moderado	200 - 600 mm
Espaciado	600 - 2000 mm
Muy espaciado	2000 - 6000 mm
Extremadamente espaciado	> 6000 mm

El espaciamiento puede ser expresado como el inverso del número de discontinuidades por metro, que es lo que se denomina frecuencia.

FIGURA 1

Medidas de espaciamiento entre discontinuidades en afloramiento. Se ha idealizado un bloque que es definido por tres discontinuidades diferentes S1, S2 y S3. La medida de separación se realiza con cinta métrica. Se debe tener cuidado de hacer las proyecciones perpendiculares a cada sistema.

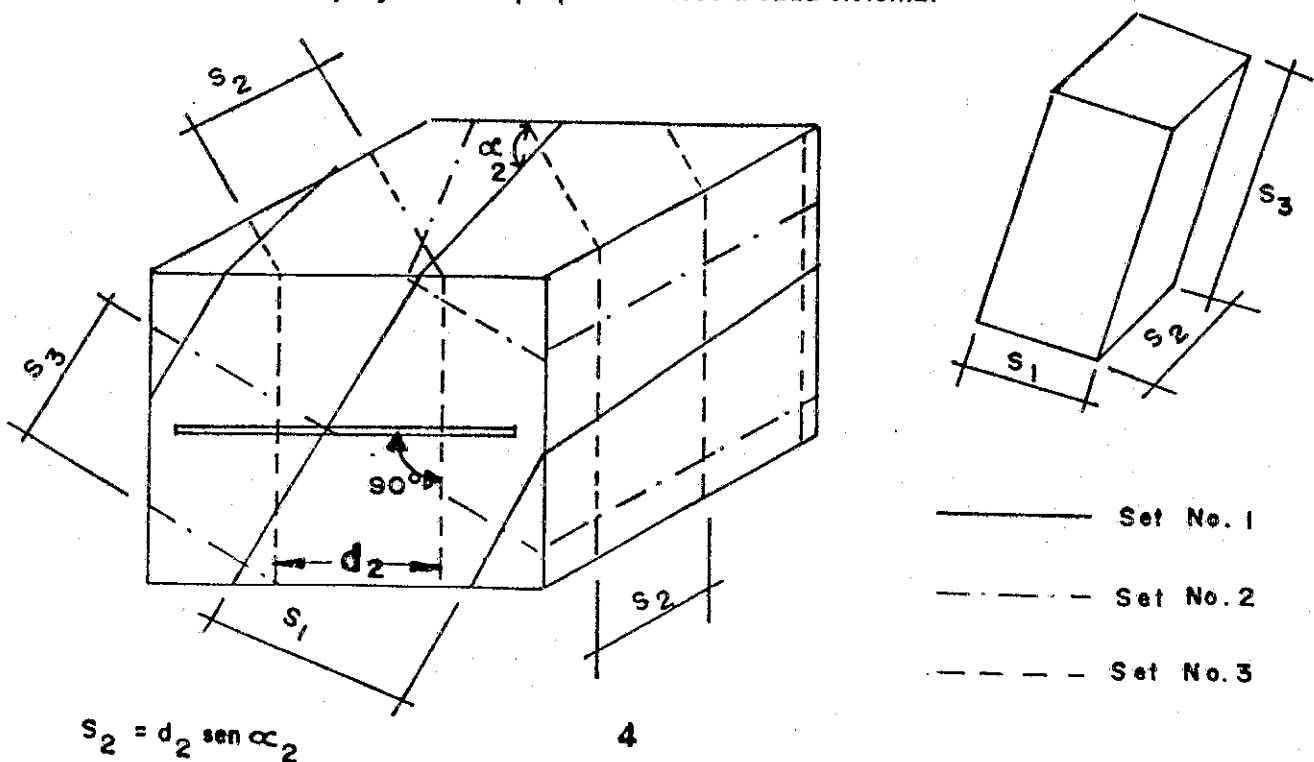
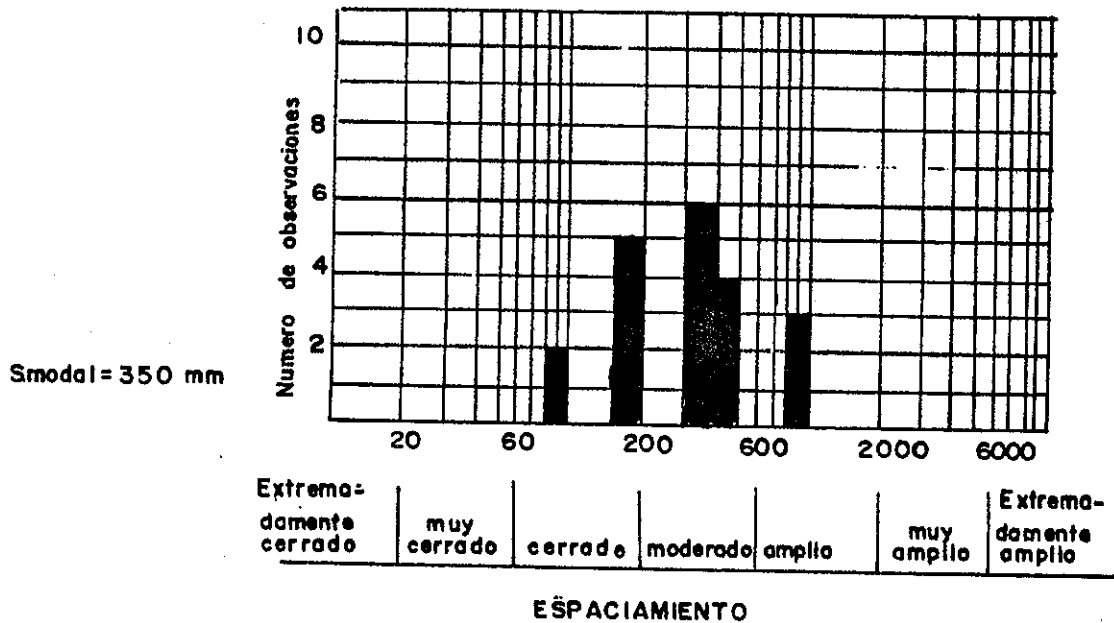


FIGURA 2

Gráfico de distribución de frecuencia de diaclasas de acuerdo al espaciamento de una sola familia. (Según ISRM en Salcedo 1983).



1.2.2 Persistencia

El término persistencia describe la extensión real o el tamaño de la discontinuidad. Puede ser cuantificada en forma muy grosera observando las longitudes de las trazas en la superficie expuesta. Se considera como uno de los parámetros más importantes del macizo rocoso pero uno de los más difíciles de cuantificar.

Las discontinuidades de un set particular pueden ser más continuas que otras. De esta forma los conjuntos de discontinuidades menores tienden a terminar contra los conjuntos de fracturas principales o pueden terminar en roca sólida.

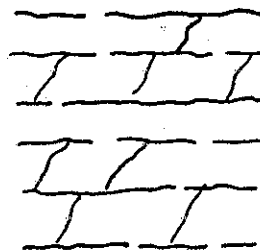
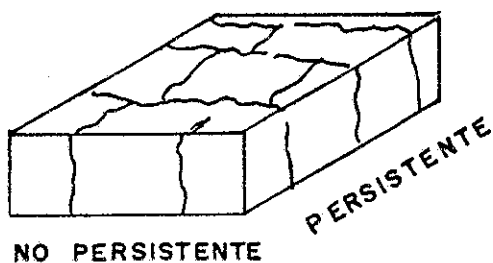
La determinación de la persistencia es de gran importancia principalmente en aquellas discontinuidades orientadas en forma desfavorable a la estabilidad. El grado de persistencia determinaría el grado al cual se produciría rotura de la roca intacta a lo largo de la superficie de falla. Asimismo, la persistencia es de importancia para determinar la ocurrencia de fallas escalonadas entre discontinuidades adyacentes y para el desarrollo de grietas de tensión detrás de la cresta del talud. En general, un macizo con discontinuidades poco persistentes tendrá una gran resistencia inherente, mientras que un macizo con discontinuidades 100% persistentes, tendrá una debilidad inherente y la falla ocurrirá a magnitudes de esfuerzos mucho menores que los requeridos para cortes de roca intacta.

Para medir la persistencia se requiere una cinta métrica de 10 m. de longitud mínima. El procedimiento para medir la persistencia es el siguiente:

- a. Los afloramiento deben, en primer lugar, ser descritos en base a la persistencia relativa de las diferentes discontinuidades, en tres grupos: persistente, sub - persistente y no - persistente. Es recomendable además que se dibujen diagramas de campo como los indicados en la Figura 3, los cuales pueden ser de utilidad para interpretaciones subsecuentes.

FIGURA 3

Esquema de diagrama de bloque indicando la persistencia relativa en discontinuidades.



- b. Se deben hacer esfuerzos para medir las longitudes de las discontinuidades en dirección del rumbo y en la dirección del buzamiento. Esta tarea es fácil en el caso de excavaciones curvas con terrazas o excavaciones subterráneas con túneles que se interceptan, sin embargo, en el caso de afloramientos limitados a un solo plano de exposición es imposible obtener estos datos.

Las longitudes modales indicadas para cada familia de discontinuidades pueden ser descritas como sigue:

TABLA I.2.

Descripción de la persistencia dependiendo de la longitud modal de las discontinuidades medidas

muy baja persistencia	< 1 m
Baja persistencia	1-3 m
Persistencia media	3-10 m
Alta persistencia	10-20 m
Muy alta persistencia	> 20 m

- c) Es recomendable registrar el tipo de terminación de la discontinuidad de acuerdo al siguiente esquema:

- discontinuidades que se extienden fuera de la zona expuesta: (x)
- discontinuidades que terminan en roca dentro del afloramiento: (d)
- discontinuidades que terminan contra otras discontinuidades: (x)

- d) Los datos de terminación (x, r o d) deben anotarse para cada extremo de las discontinuidades, en conjunto con su longitud en metros. Ejemplo: 8 (dx) significa una discontinuidad de 8 m con una terminación contra otra discontinuidad y otra terminación invisible fuera de la zona donde está expuesto el macizo rocoso.

Los datos de terminación de cada discontinuidad deben ser presentados en forma de un Índice de Terminación (Tr), para todo el macizo rocoso o para zonas seleccionadas. Tr se define como el porcentaje de los extremos de la discontinuidad que terminan en roca (Σr) comparado con el número total de terminaciones ($\Sigma r + \Sigma d + \Sigma x$). Este último es igual a dos veces la muestra total debido a que cada traza tiene dos extremos.

$$Tr = \frac{(\Sigma r) * 100}{2 * N_d} \quad (1.2)$$

$N_d = N^\circ$ de discontinuidades observadas

Piteau (1973 en Salcedo, 1983), demostró que las discontinuidades con ambos extremos visibles son generalmente más pequeñas que aquellas con una o ninguna terminación visible. En base a una muestra de 3844 discontinuidades, encontró que 1394 (36%) con longitud promedio de 1.4 m tenían ambos extremos expuestos, 1538 (40%) con una longitud promedio de 2.9m tenían un solo extremo expuesto, y 912 (24%) con una longitud promedio de 6.3 m, no tenían extremos visibles.

Siempre antes de determinar la resistencia a lo largo de cualquier plano en el cual se puede desarrollar la rotura, es necesario describir cuantitativamente la naturaleza y la extensión de los varios tipos de superficie que en conjunto forman el plano potencial de falla. El análisis debe calcular el porcentaje de la superficie de falla que seguirán las fracturas preexistentes y que cortarán la roca intacta. Es aceptado que la persistencia o continuidad absoluta no puede ser medida debido a que la discontinuidad completa no puede ser observada; sin embargo, las trazas de las discontinuidades pueden ser medidas (en afloramientos tridimensionales y en túneles por ejemplo) y de esta forma, la continuidad puede ser estimada en base a predicciones estadísticas.

La determinación del tamaño de la discontinuidad en base a longitudes de trazas según el rumbo y según el buzamiento, solo es posible si la forma general de la discontinuidad es conocida. Varios gráficos que relacionan longitudes de trazas de buzamiento con longitudes de trazas de rumbo, elaborados para rocas ígneas homogéneas en la Mina de De Beer (según Robertson y Stamer (1968) en Salcedo 1983), indican que las longitudes eran aproximadamente iguales y las discontinuidades se consideraron redondeadas.

Utilizando métodos estadísticos es posible determinar, por ejemplo, la máxima longitud de una discontinuidad, o estimar la probabilidad de que una discontinuidad exceda una longitud específica. Al analizar el trabajo en el campo debe estimarse la continuidad unidimensional de una superficie de rotura potencial a lo largo de un defecto de la roca, cada vez que mida su orientación.

Asimismo, debe medirse la distancia sobre la cual la continuidad fue medida y la extensión del defecto. La orientación de las direcciones de los defectos se representan gráficamente en la Red de Schmidt (equiareal) en categorías de continuidad. Esta representación puede mostrar que hay ciertas direcciones en el macizo rocoso en las cuales los defectos son menos persistentes.

En la mayoría de los problemas de mecánica de roca se requiere conocer cuál es el riesgo de que la discontinuidad más extensa en un sistema, exceda un cierto valor. Haciendo una analogía con la hidrología donde se puede hablar de una creciente de 1000 años, lo que significa la creciente más grande que se estima pueda ocurrir en 1000 años, el ingeniero de mecánica de rocas puede hablar de una discontinuidad de 300 m lo cual significaría la discontinuidad más extensa de un sistema dado que se estima tendrá un intervalo de recurrencia de 300 m, en el macizo rocoso. En la Figura 4, se muestra un ejemplo de máxima extensión de discontinuidades, representada en la hoja de probabilidad de Gumbel. En muchos estudios, la simple observación de campo y la experiencia del geólogo estructural puede proveer la solución al problema de extensión de la discontinuidad. Por ejemplo, en diaclasas de tensión inducidas por flexión de estratos alternados de areniscas y lutitas, es común ver como las fracturas se limitan a las secuencias de areniscas y no se prolongan a las lutitas.

Cuando se está determinando la persistencia de las diferentes discontinuidades es importante investigar la posibilidad de fallas escalonadas formadas como se muestra en los modos de falla ilustrados en la Figura 5. Estos modos de rotura ocurren generalmente cuando las familias de discontinuidades sujetas a corte tienen menos de 100% de persistencia. Las fallas escalonadas tienden a desarrollarse de manera que solo un porcentaje mínimo de la superficie de corte pasa a través de la roca intacta.

La resistencia al corte (cohesión) de los puentes de roca puede ser burdamente estimada mediante la siguiente relación, derivada del diagrama de Mohr, asumiendo una envolvente lineal de resistencia al corte:

$$c = 1/2 (\sigma_c * \sigma_t)^{1/2} \quad 1.3$$

donde:

c = resistencia al corte

σ_c = resistencia a la compresión uniaxial de la roca intacta

σ_t = resistencia a la tensión de la roca intacta

Si se asume para simplificar que $\sigma_c / \sigma_t = 9$ la resistencia cohesiva será:

$$c = 1/6 (\sigma_c) \quad 1.4$$

Cuando existan dudas de la persistencia es preferible asumir que es 100%, ya que la cohesión calculada es usualmente mayor en uno o dos órdenes de magnitud que la resistencia al corte de las discontinuidades.

FIGURA 4

Extensión máxima de diaclasa representada en una hoja de probabilidad.
(Según McMahon, 1972 en Salcedo 1983).

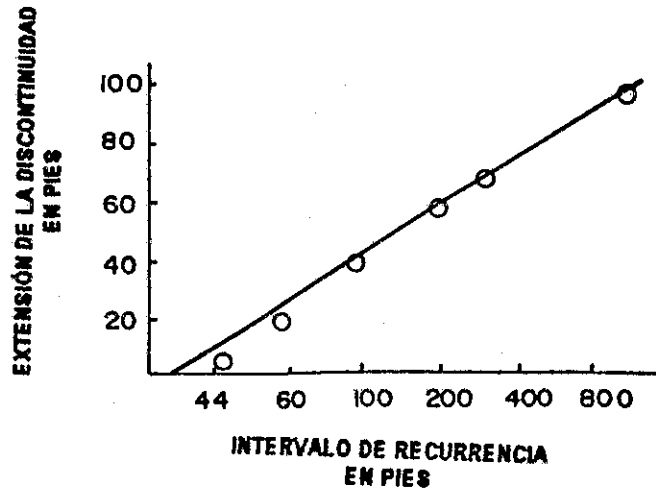
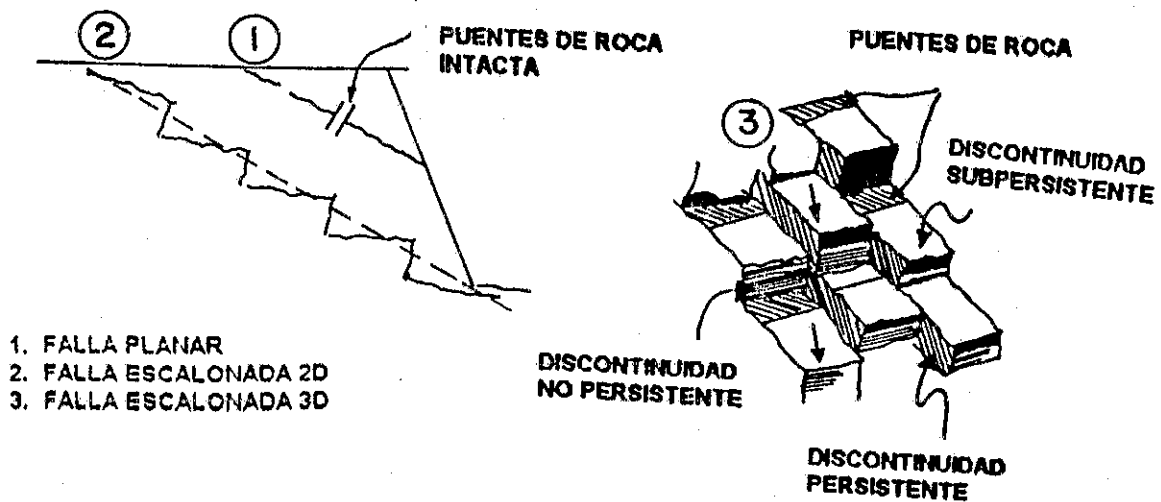


FIGURA 5

Ejemplos que muestran la importancia de los puentes de roca y fallas. Los puentes de roca ocurren cuando las discontinuidades no son del todo persistentes, lo cual hace que se vea escalonada la fractura.



1.2.3 Rugosidad

De acuerdo a la literatura especializada se reconocen dos órdenes para clasificar las rugosidades de la pared de una discontinuidad, las cuales afectan las características de movimiento o la resistencia al corte de las discontinuidades. Las rugosidades mayores o de escala de primer orden son denominadas ondulaciones, y son consideradas que tienen una dimensión tal que es poco probable que sean cizalladas; para propósitos prácticos son ondulaciones en un plano. Las rugosidades propiamente dichas, de segundo orden, se denominan asperezas. Éstas son suficientemente pequeñas que podrían ser cizalladas durante el movimiento a lo largo del plano de la discontinuidad.

En los análisis de estabilidad, el efecto de la ondulación se considera que influencia la dirección del desplazamiento de corte del bloque deslizante con respecto al plano promedio de discontinuidad. En términos generales, la pared de la discontinuidad puede ser caracterizada por la ondulación que generalmente causa dilatación durante el desplazamiento de corte, a menos que las paredes de la discontinuidad tengan alta resistencia o los niveles de esfuerzos sean tan bajos que solo ocurre dilatación. En la figura 6 se muestran las diferentes escalas de rugosidades.

Si se conoce la dirección del deslizamiento potencial, se pueden medir perfiles lineales paralelos a esta dirección (ver figura 7). Esta dirección puede ser, por ejemplo, la del vector de buzamiento en un deslizamiento planar o la de la recta de intersección en caso de fallas de cuña. Si se conoce la dirección del deslizamiento, las asperezas y ondulaciones deben ser medidas en tres dimensiones en lugar de dos. El propósito de las mediciones de los perfiles de las paredes de las discontinuidades es estimar la resistencia al corte. Los métodos disponibles se presentan más adelante.

FIGURA 6

Diferencia de escala entre rugosidad y ondulaciones en discontinuidades. La ondulación puede provocar dilatación durante el desplazamiento al corte de un bloque sobre la pared.

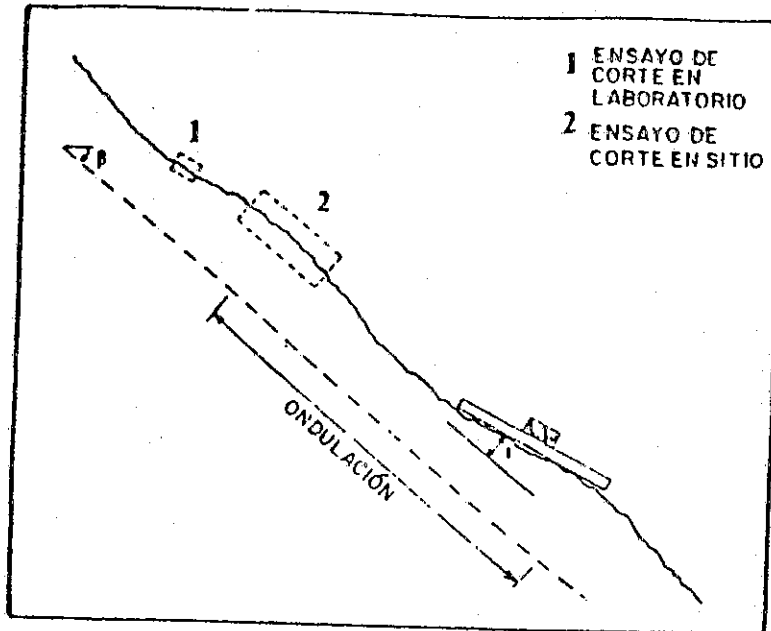
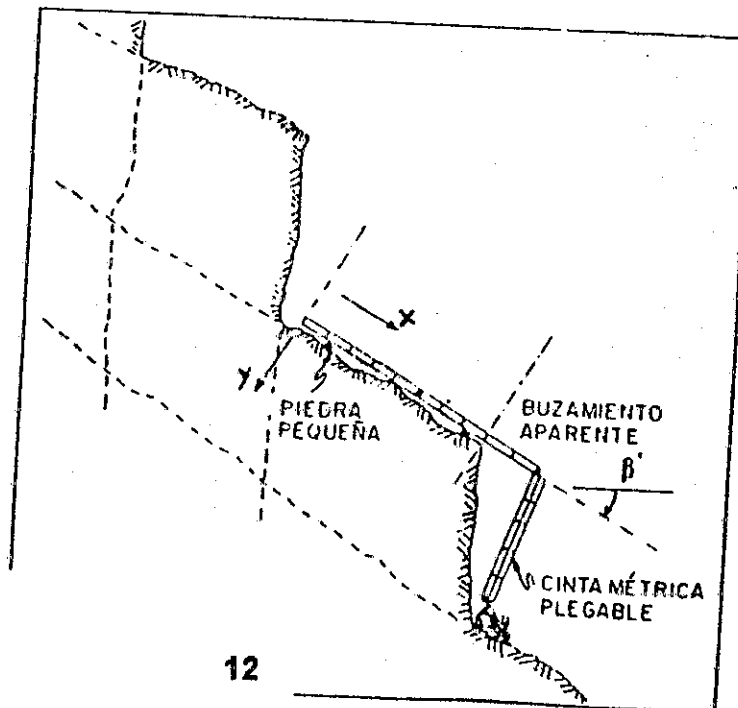


FIGURA 7

Método para medir las rugosidades en dos dimensiones a lo largo de la dirección estimada de deslizamiento. (Tomado de ISRM, 1981 en Salcedo 1983).



1.2.3.1 Métodos de medición de perfiles de rugosidad

Existe una gran variedad de metodologías propuestas para medir la textura superficial de una roca, aún no estandarizadas. Entre ellos existen métodos óptimos tales como el método del perfil de luz, método de reflexión, método de profundidad de foco y método de absorción. Asimismo, existen métodos mecánicos tales como el método de secciones paralelas, y el perfilógrafo; este último ha sido desarrollado para muestras con tamaño entre 20 cm y 2 m y es un dispositivo que puede ser movido paralelamente a la superficie de la roca, reproduciendo el perfil de rugosidad por métodos más sencillos y fáciles de utilizar, algunos de ellos sugeridos por la ISRM, 1981.

a. Método del perfil lineal

El equipo requerido consiste en a) una regla plegable de borde recto, de 2m de longitud, graduada en mm, b) 10m de alambre delgado o nylon con marcas de pintura cada metro (en rojo) y cada 10 cm (azul). La línea debe ser ajustada con bloques pequeños de madera de manera que puede ser puesta en tensión para formar una línea de referencia encima del plano ondulado, c) Una brújula con clinómetro.

El uso de la regla o del rollo de alambre o nylon, depende de las dimensiones del plano a medir. Estos se colocan encima de la discontinuidad paralelos a la dirección principal de deslizamiento potencial. Por conveniencia deben estar en contacto con los puntos más altos de la discontinuidad. Unos pedazos de plasticina son de ayuda para evitar el deslizamiento de la regla hacia abajo. Seguidamente, se miden al mm las distancias perpendiculares (y) para cada distancia (x) (ver figura 7). Las lecturas (x) e (y) deben ser anotadas junto al azimut y el buzamiento de la dirección medida.

b. Método del perfil tridimensional

El equipo requerido consiste en a) una brújula que tenga un nivel de burbuja horizontal y un dispositivo rotativo que es conectado a la base de la brújula por una bisagra graduada que permita medir el buzamiento. b) Cuatro discos con varios diámetros diferentes (por ejemplo: 5, 10, 20 y 40 cm). Este procedimiento fue sugerido por Fecker Rengers (1971 en Sakedo 1983).

La figura 8 muestra en forma gráfica la metodología para obtener las rugosidades de las discontinuidades en tres dimensiones. En primer lugar, se busca un sitio representativo de la discontinuidad donde el área de la superficie sea al menos diez veces tan grande como el área del disco de mayor diámetro. El disco de metal más grande (Ej. 40 cm), se coloca sobre la superficie en un mínimo de 25 posiciones diferentes, midiendo el buzamiento y la dirección del buzamiento para cada posición. Este procedimiento se repite para cada uno de los discos de menor diámetro. Son recomendables 50 posiciones con el disco de 20 cm, 75 posiciones con el disco de 20 cm y 100 posiciones con el disco de 5 cm de diámetro.

La orientación de cada una de las posiciones medidas se representa en forma de polos, en una red equiareal y luego se trazan los contornos para cada sistema. Con esta proyección se puede hacer un gráfico para cualquier dirección potencial de deslizamiento (ver figura 8). En este gráfico se pueden determinar los ángulos de rugosidad máximos para cada longitud de base L (diámetro del disco). La tangente de estos ángulos máximos de rugosidad, multiplicados por la longitud de base apropiada, da el desplazamiento (dilatación) que ocurrirá perpendicular a la discontinuidad para desplazamientos de corte igual a la longitud de base dada.

$$\Delta h = nL \operatorname{tg} \alpha \quad \delta = \Delta h \operatorname{tg} \alpha \quad 1.5$$

donde:

Δh = dilatación

δ = desplazamiento en cm

α = ángulo máximo de rugosidad medido para cada longitud de base (diámetro de disco) en la proyección equiareal, en la dirección al deslizamiento.

L = diámetro del disco de medición

Analizando las diferentes longitudes de base de esta manera, se puede obtener la curva de dilatación. La curva de dilatación es esencialmente la imagen al espejo de la envolvente de los ángulos de rugosidad. Este procedimiento da una visión realista del proceso de corte sin daño a las asperezas y por lo tanto es apropiado para el caso de corte en discontinuidades de roca duras a bajos esfuerzos efectivos normales.

El gran número de medidas de buzamiento y dirección de buzamiento que deben ser tomadas (>200 posiciones) significa que para cada plano se requiere como mínimo una hora de trabajo. Esto se justifica sólo bajo ciertas circunstancias; si se requiere un número de medidas muy grande es preferible utilizar el método fotogramétrico indicado en ISRM, 1981, y si se conoce la dirección potencial de deslizamiento es preferible utilizar el método de perfil lineal, antes descrito.

c. Método del medidor de rugosidades

La manera más simple y económica de medir las rugosidades de escala pequeña es por medio de un medidor de rugosidades. El nombre verdadero de esta herramienta es realmente un coprador de formas utilizable por personas que colocan pisos o papel tapiz para delinear contornos difíciles, antes del corte del material a utilizar. La herramienta consiste en dos láminas de metal de unos 15 cm de largo y 1 cm de ancho, acopladas una a la otra, conteniendo en su interior numerosos alambritos rígidos, de aproximadamente 1 mm de diámetro y de unos 5 cm de largo, a los cuales se les permite movimiento en el sentido de su longitud (ver figura 9).

Esta herramienta puede ser utilizada en el laboratorio a nivel de escala de muestras para ensayos de corte directo, o en el campo realizando mediciones continuas a lo largo del perfil de ondulación, determinado como se indicó en métodos anteriores.

FIGURA 8

Método para medir rugosidades en tres dimensiones. El método consiste en utilizar tres discos de diferentes diámetros, en el cual se mide la inclinación de las rugosidades, para determinar su orientación predominante. (Según ISRM, 1981 en Salcedo, 1983).

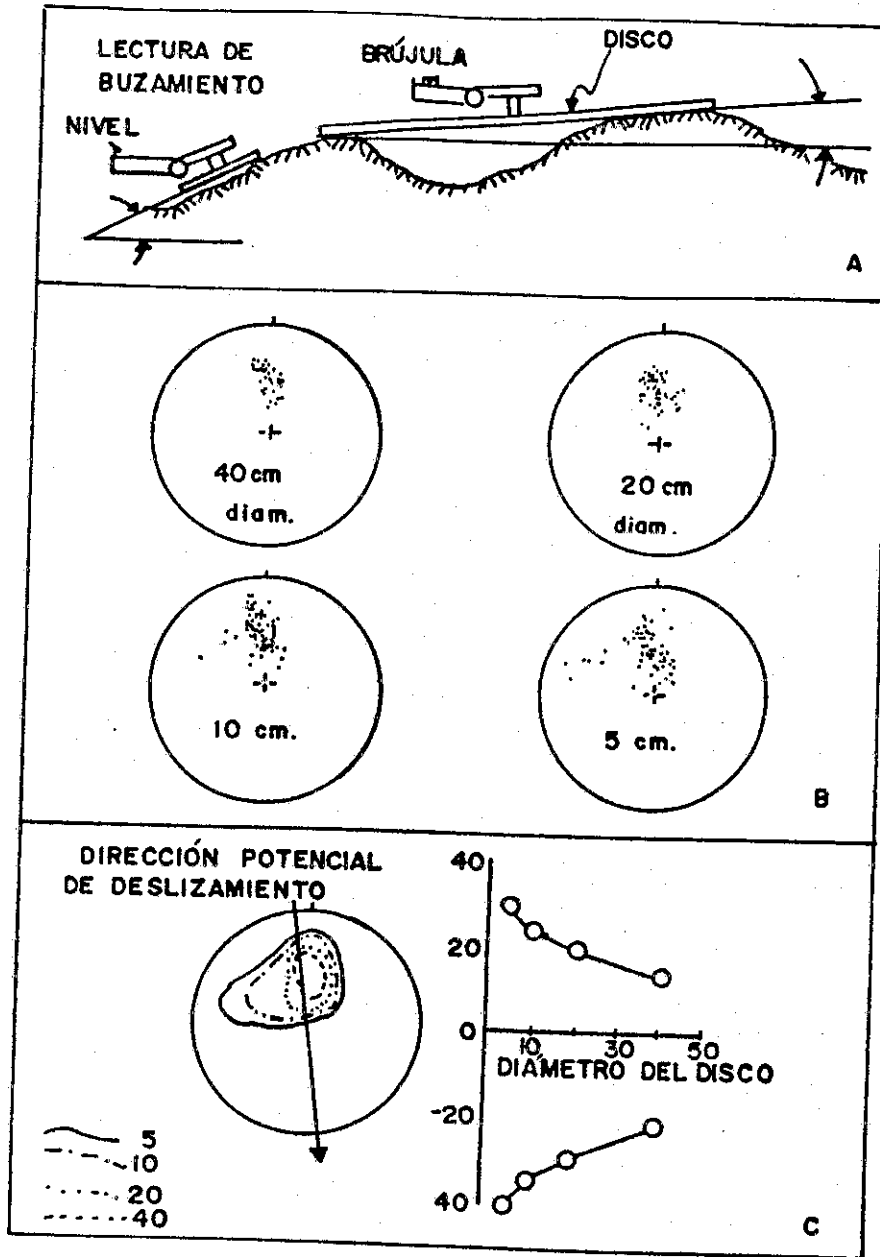
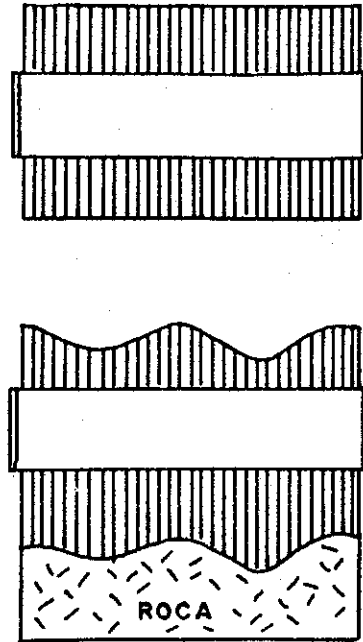


FIGURA 9

Esquemas del copiador de formas utilizado para medir las rugosidades. El instrumento ha sido improvisado de un copiador de formas utilizado por colocadores de pisos y azulejos (Tomado de Salcedo, 1983).



d. Método de Rengers

Rengers (1970) ha medido ángulos de rugosidad de discontinuidades naturales, utilizando un rango de longitudes de base (L) desde 0.01 a 1000 cm. Para ello utilizó sucesivamente un microscopio de foco variable, un perfilómetro y fotogrametría terrestre.

Una vez obtenido el perfil de rugosidad se selecciona una línea de referencia paralela a la extensión más grande observable en el plano de separación. Figura 10. Seguidamente se selecciona una distancia L medida paralela a la línea de referencia. Dependiendo del método utilizado y de la escala de trabajo, ésta puede ser de 1 mm a 1 cm, por ejemplo. Perpendicularmente a la línea de referencia se trazan líneas hasta intersectar el perfil. Luego se trazan líneas que conectan los puntos de intersección entre el

perfil y las líneas perpendiculares y se miden los ángulos α positivos y negativos que significan dos sentidos diferentes de movimiento relativo a lo largo del perfil. Este procedimiento se repite para longitudes de base sucesivas (2L, 3L, 4L).

Con los resultados anteriores se puede elaborar el gráfico de la figura 11, donde se ha trazado la envolvente de los valores d medidos, lo cual asume que las superficies más abruptas son las que controlan la dilatación durante el corte cuando se produce el cabalgamiento de las asperezas. La envolvente de ángulos positivos se refiere a corte hacia la derecha y la envolvente de ángulos negativos, representa corte hacia la izquierda. La curva de dilatación puede ser construida calculando $\Delta h = nL \operatorname{tg} \alpha$ y representando gráficamente $\Delta h - v_s - nL$ que no es otra cosa que la relación entre el desplazamiento vertical y el desplazamiento horizontal. Puede observarse que la curva de dilatación es la imagen al espejo de la envolvente de ángulos de rugosidad.

El término espejos de falla es utilizado solamente si hay evidencias claras de previos desplazamientos de corte a lo largo de la discontinuidad. En la figura 12 se han dibujado perfiles típicos y la terminología sugerida.

FIGURA 10.

Cálculo de la rugosidad por el procedimiento de Rengers (1971 en Saicedo 1983). El método consiste en tomar una distancia prefijada por ejemplo L y medir los cambios de curvatura; el procedimiento se repite para $2L$, $3L$, y $4L$.

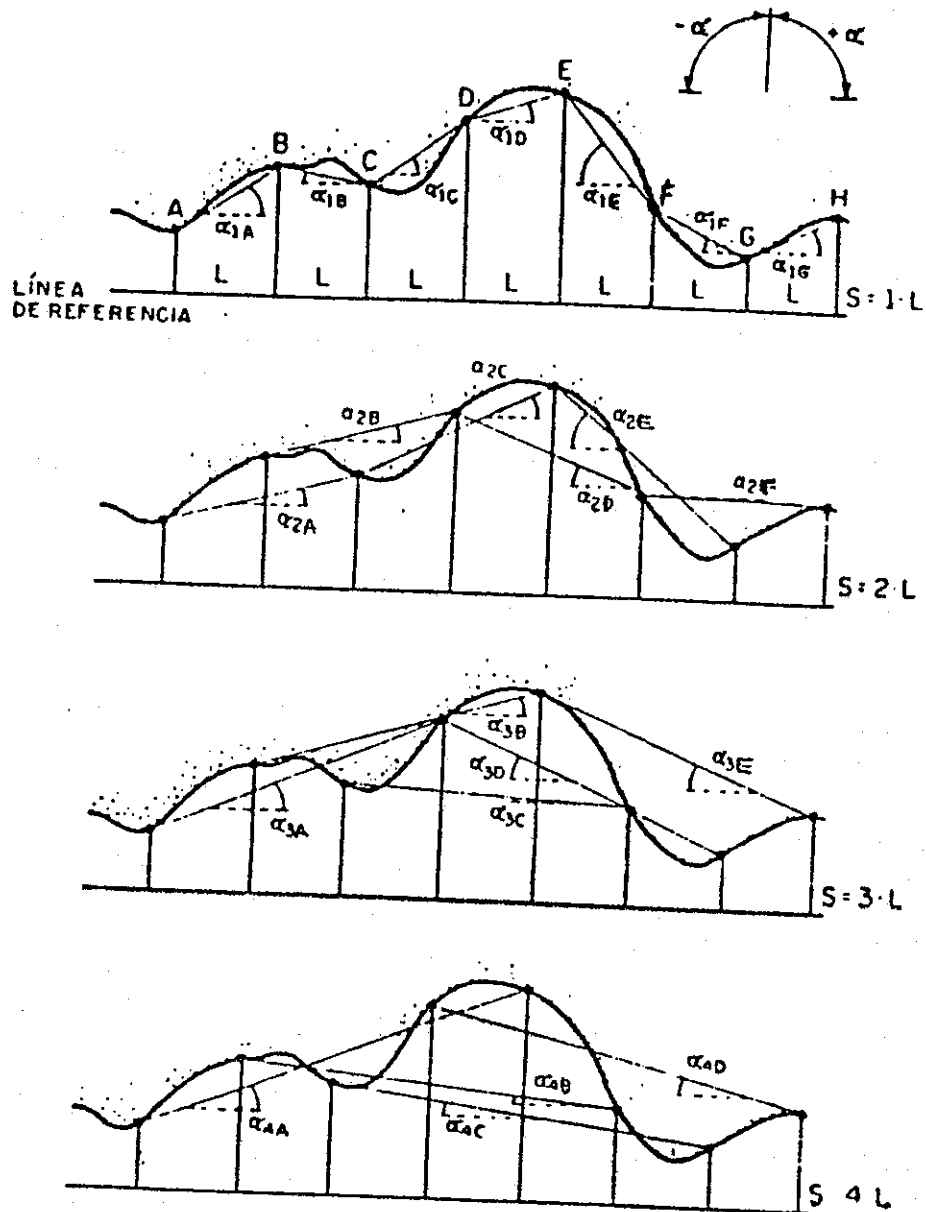
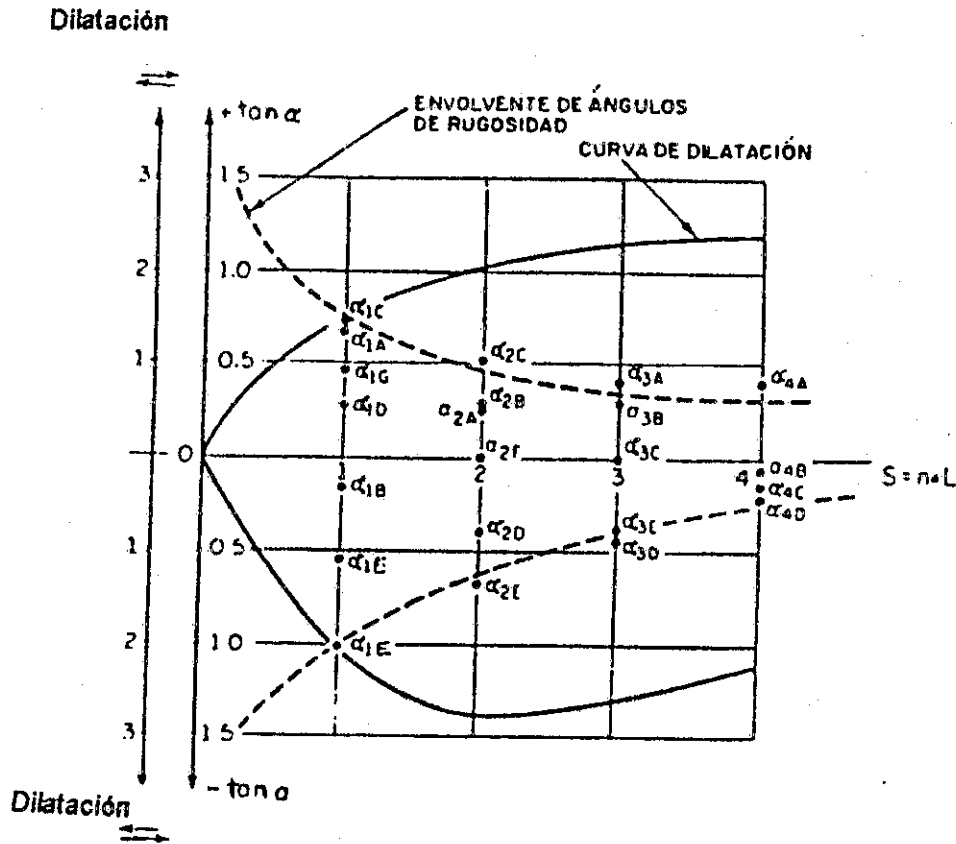


FIGURA 11

Envolvente de ángulos de rugosidad para deslizamiento hacia la izquierda y hacia la derecha la Figura 10. Según Rengers (1970 en Salcedo 1983).



1.2.3.2 Términos descriptivos

Cuando se realizan estudios preliminares o en etapa de factibilidad y no se necesita mayor precisión, la descripción de las rugosidades pueden ser limitada a términos descriptivos en base a dos escalas de observación: pequeña escala (cm); escala intermedia (m).

Los siguientes grupos han sido recomendados por la ISRM (1981).

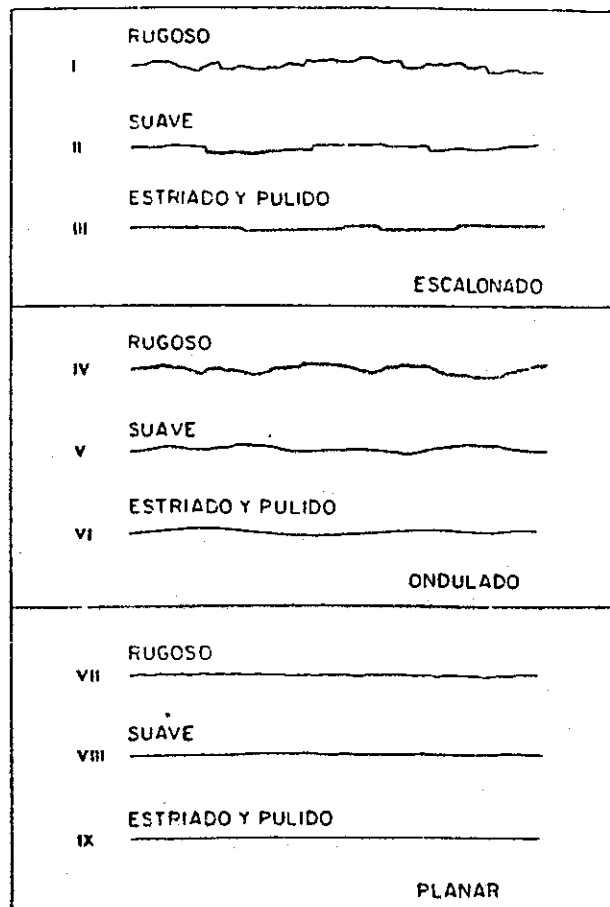
TABLA I.3

Clasificación de la rugosidad a simple ojo, utilizando la escala de la Figura 12.
(Según ISRM, 1981)

I	Rugosa (irregular) escalonada
II	Lisa, escalonada
III	Pulida (Espejos de falla), escalonada
IV	Rugosa (irregular), ondulada
V	Lisa, ondulada
VI	Pulida (Espejos de falla), ondulada
VII	Rugosa (irregular), planar
VIII	Lisa, planar
IX	Pulida (Espejos de falla), planar

FIGURA 12

Perfiles típicos de rugosidad y terminología sugerida. La longitud del perfil varía entre 1-10 cm (ISRM, 1981 en Salcedo 1983).



1.2.4 Resistencia de la pared de la discontinuidad

La resistencia a la compresión de las paredes de la discontinuidad es una componente importante de la resistencia al corte y la deformabilidad, especialmente si las paredes están en contacto roca a roca, sin relleno. La meteorización generalmente afecta las paredes de las discontinuidades mucho más que en la parte interior de los bloques de roca. Esto implica que la resistencia de las paredes sea una fracción de la resistencia medida en el interior de los bloques de roca, determinada, por ejemplo, en núcleos obtenidos mediante perforaciones a rotación. En este sentido, es evidente que el estado de meteorización o alteración es una parte esencial de la descripción de la resistencia de las paredes de las discontinuidades.

Existen cuatro procedimientos para caracterizar la resistencia de las paredes de una discontinuidad.

- a) Mediante la estimación del grado de meteorización de la roca (ver secciones 3.3 y 6.5).
- b) Mediante pruebas índice manuales (ver sección 6.5).
- c) Mediante el dispositivo del martillo de Schmidt (ver sección 6.5)

1.2.5 Abertura

Es la distancia perpendicular que separa las paredes adyacentes de una discontinuidad abierta. Los métodos sugeridos por la Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas limita el término "abertura" a discontinuidades abiertas donde el espacio es aire o agua; cuando se trata de una discontinuidad abierta y rellena con arcilla, por ejemplo, utilizan el término "ancho". La apertura modal de las discontinuidades debe ser determinada y descrita utilizando los siguientes términos:

Tabla I.4

Caracterización de la apertura de discontinuidades abiertas según la ISRM

Abertura	Descripción
< 0.1 mm	Muy cerrada
0.1-0.25 mm	Cerrada
0.25-0.5 mm	Parcialmente abierta
0.5-2.5 mm	Abierta
2.5-10 mm	Moderadamente ancha
10 mm	Ancha
1-10 cm	Muy ancha
10-100 cm	Extremadamente ancha
> 1 m	Cavernosa

Las discontinuidades individuales que tengan abertura mucho mayores que el valor modal, deben ser cuidadosamente descritas indicando su localización y datos de orientación.

1.2.6 Relleno

Este término describe el material que se encuentra separando las paredes adyacentes de una discontinuidad, por ejemplo: calcita, cuarzo, clorita, yeso arcilla, limo, brecha de falla, Etc. La distancia perpendicular entre las paredes de la discontinuidad se llama "ancho de la discontinuidad rellena".

En general la descripción de campo debe ser organizada de forma tal que incluya los siguientes factores:

a. Geometría

- Ancho: se mide el mínimo y el máximo y se estima el ancho modal. Véase figura 13.
- Rugosidad de la pared: se puede medir determinando su amplitud promedio y compararla con el ancho promedio. Estos datos son de utilidad cuando se estudian las características de resistencia y deformación en forma muy detallada. Véase figura 13.
- Dibujos esquemáticos de campo: ejemplos típicos se muestran en la figura 14.

b. Tipo de relleno

- Mineralogía

La fracción más fina de un relleno generalmente controla la resistencia al corte a largo plazo. Por lo tanto se debe determinar la composición mineralógica de los materiales más finos, especialmente en los casos donde se sospecha la presencia de arcillas activas o expansivas.

- Tamaño de partícula

Una descripción cuantitativa muy general de la granulometría de los rellenos de discontinuidades puede realizarse estimando los porcentajes de arcilla, limo, arena y fragmentos de roca (+/- 10%). Para hacer esta estimación es conveniente sacar varios kilos del material de relleno y someterlos a sensibilidad y presión entre los dedos.

El tamaño de partículas puede ser clasificado de acuerdo a la conocida escala de Wentworth:

Tabla 1.5

Escala de Wentworth para materiales detríticos (incluye suelos) de acuerdo al diámetro de las partículas

Término	Diámetro (mm)
Peñones	200-600
Peñas	60-200
Grava gruesa	20-60
Grava media	6-20
Grava fina	2-6
Arena gruesa	0.6-2
Arena media	0.2-0.6
Arena fina	0.06-0.2
Limo, arcilla	< 0.06

FIGURA 13

Forma de caracterizar la amplitud y el ancho de relleno en discontinuidades (Tomado de ISRM, 1981 en Salcedo, 1983).

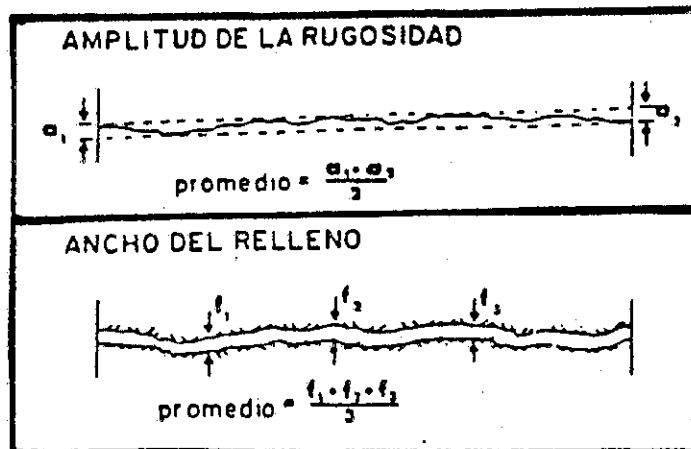


FIGURA 14

Ejemplos de esquemas de discontinuidades complejas rellenas (Según ISRM 1981, en Salcedo, 1983)



- Grado de meteorización

Las discontinuidades rellenas que se han originado como resultado de meteorización preferencial a lo largo de las discontinuidades, pueden tener relleno de roca descompuesta o roca desintegrada. Los términos se definen como sigue:

* Descompuesta: La roca está meteorizada a la condición de un suelo en el cual se conservan las estructuras originales pero alguno o todos los granos minerales se han descompuesto.

- **Desintegrada:** La roca está meteorizada a la condición de un suelo en el cual se conservan las estructuras originales. La roca es friable pero los granos minerales no están descompuestos.

- **Parámetros índice de suelos y potencial de expansión**

Si es necesario una investigación detallada del relleno, se puede someter la fracción fina a ensayos de laboratorio para determinar el porcentaje de arcilla ($< 2\mu$), el porcentaje pasante el tamiz No. 200, los límites de Atterberg y de contracción.

Si realmente se sospecha de la presencia de arcillas expansivas y cuando esta condición puede ser crítica para la estabilidad, se deben tomar muestras a su humedad natural, y realizar ensayos de expansión libre y presión de expansión.

c. Resistencia del relleno

- **Índices Manuales**

Los índices manuales a utilizar son los indicados en la tabla VI.3 (S1 a S6); asimismo se puede utilizar un penetrómetro de bolsillo para suelos.

- **Resistencia al corte**

En casos específicos, puede ser necesario tomar muestras imperturbadas del relleno para realizar ensayos de resistencia al corte tales como corte directo, triaxial, Etc. Existen en el mercado unos muestreadores especiales para este tipo de muestreo.

- **Relación de preconsolidación (O.C.R.) y desplazamientos previos**

La ocurrencia de desplazamientos previos puede ser evidenciada por la presencia de estrías, zonas cizalladas y pulidas (espejos de falla). Si este es el caso, la estimación del O.C.R. de los materiales arcillosos no es tan importante debido a que la discontinuidad estará muy cerca de la resistencia residual. Sin embargo, si no se encuentran indicios de desplazamientos, el O.C.R. es importante ya que la resistencia pico drenada de la arcilla intacta puede ser mucho más alta que la resistencia residual.

d. Humedad y permeabilidad

La sociedad Internacional de Mecánica de Rocas ha propuesto describir el contenido de humedad y la permeabilidad del relleno de la discontinuidad de acuerdo a la siguiente clasificación:

Tabla I.6

Descripción por el contenido de agua de un macizo rocoso según ISRM

Clasificación	Descripción
W1	Los materiales del relleno están muy preconsolidados y secos; es difícil que haya un flujo significativo debido a la muy baja permeabilidad.
W2	Los materiales de relleno están mojados pero no existe agua libre.
W3	Los materiales de relleno están húmedos; hay gotas ocasionales de agua.
W4	Los materiales de relleno muestran signos de lavado; hay flujo continuo de agua (estimar litros/min.).
W5	Los materiales de relleno están "lavados" localmente; hay flujo considerable a lo largo de los canales de lavado (estimar litros/min.) y describir presión relativa (baja, media, alta).

1.2.7. Flujo

El flujo a través de macizos rocosos ocurre principalmente a lo largo de discontinuidades; esto es debido a lo que se denomina "permeabilidad secundaria". Hay casos, sin embargo, como por ejemplo algunas rocas sedimentarias, en que la "permeabilidad primaria" puede ser significativa, de forma que una gran parte del flujo ocurre a través de los poros de la roca intacta. El flujo en discontinuidades individuales no rellenas, puede establecerse de acuerdo a la siguiente descripción.

- I. La discontinuidad es muy cerrada y seca, no parece posible el flujo a lo largo de ella.**
- II. La discontinuidad está seca sin evidencia de flujo de agua.**
- III. La discontinuidad está seca pero muestra evidencias de flujo de agua (por ejemplo manchas de oxidación).**
- IV. La discontinuidad está mojada pero no hay agua libre.**
- V. La discontinuidad muestra flujo ; ocasionalmente hay gotas de agua pero no hay flujo continuo.**
- VI. La discontinuidad muestra flujo continuo de agua (estimar litros/min y describir presión relativa).**

1.2.8. Tamaño de bloque

El comportamiento del macizo rocoso estará bastante afectado por el tamaño de los bloques de roca, cuyas dimensiones estarán dadas por el espaciamiento, el número de sistemas y la persistencia de las discontinuidades. En la figura 15 se muestran unos esquemas de diferentes formas de macizos rocosos.

El comportamiento mecánico del macizo rocoso estará regido por las propiedades combinadas del "tamaño de bloque" y la resistencia al corte entre los bloques. En el caso de túneles los bloques grandes contribuyen a formar un arco favorable y estable. En el caso de los taludes un "tamaño de bloque" pequeño podría ocasionar un comportamiento muy similar al de un suelo (por ejemplo una falla circular o rotacional).

Para la descripción del macizo rocoso pueden utilizarse las siguientes definiciones:

Tabla 1.7

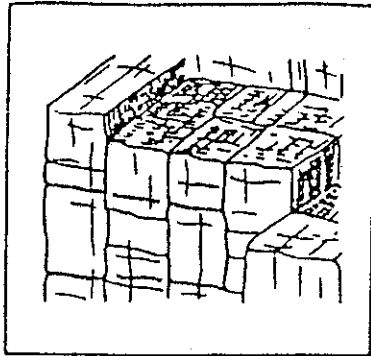
Descripción por apreciación del estado de la roca en un macizo rocoso

Término	Descripción
Masivo	Pocas discontinuidades o espaciamiento muy ancho.
En bloques	Aproximadamente equidimensional
Tabular	Una dimensión considerablemente más pequeña que las otras dos
Columnar	Una dimensión considerablemente más grande que las otras dos.
Irregular	Amplia variación de tamaño de bloque y forma
Triturada	Severamente diaclasada a "cubitos de azúcar".

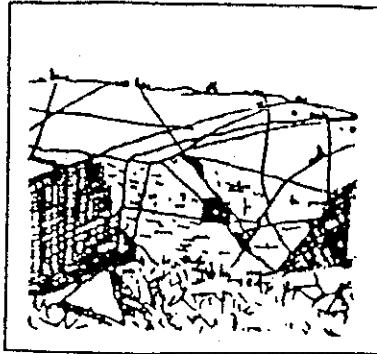
La ISRM 1981, define dos parámetros denominados "Índice de tamaño de bloque (I_b)" y "Conteo volumétrico de diaclasas (J_v)", para caracterizar cuantitativamente a un macizo rocoso.

FIGURA 15

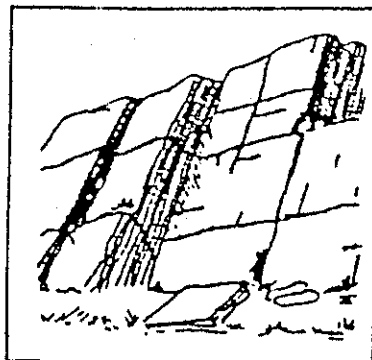
Esquemas de macizos rocoso: a) En bloques; b) Irregular; c) Tabular y d) columnar típico en basaltos toleíticos.



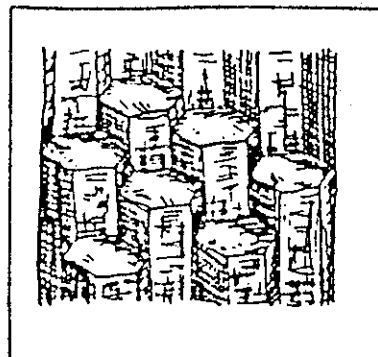
a



b



c



d

1.2.8.1. Índice de tamaño de bloque (I_b)

Se estima seleccionando a simple vista varios bloques típicos y midiendo sus dimensiones promedio. Su objetivo es representar las dimensiones promedio de bloques típicos de roca.

Cada sitio de medición debe ser caracterizado por un índice modal (I_b) y un rango que indique el índice típico más grande y el más pequeño. El número de familias de discontinuidades debe ser registrado paralelamente con I_b , debido a que si solamente existe una o dos familias, cualquier intento para convertir I_b a "volúmenes" puede ser irreal.

En el caso de rocas sedimentarias donde existan dos familias de diaclasas perpendiculares más la estratificación, I_b es correctamente definido por:

$$I_b = (S_1 + S_2 + S_3)/3 \quad 1.6$$

donde S_1 , S_2 , y S_3 , son los espaciamientos modales de cada discontinuidad.

1.2.8.2. Control volumétrico de diaclasas (J_v)

Se define como la suma del número de diaclasas por metro para cada sistema presente. Las discontinuidades aleatorias también pueden ser incluidas, pero generalmente tienen poco efecto en los resultados. Es recomendable que el conteo se realice en una longitud de 5 o 10 m para expresar los resultados como número de diaclasas por metro. El observador debe estar colocado viendo hacia la dirección del rumbo de cada sistema de diaclasa y contar perpendicularmente al rumbo, de manera de evitar el factor de corrección angular.

Un ejemplo de un resultado típico de tres sistemas de diaclasas y una discontinuidad aleatoria, contadas a lo largo de 5 o 10m perpendicular a la línea de muestreo, podría ser la siguiente:

$$J_v = 6/10 + 24/10 + 5/5 + 1/10 \quad 1.7$$

$$J_v = 4.1 /m^3 \text{ (bloques de tamaño mediano)} \quad 1.8$$

Los términos descriptivos siguientes dan una impresión del correspondiente tamaño de bloque:

Tabla I.8

Descripción de acuerdo al tamaño de bloques basado en la densidad de diaclasas por metro cúbico (control volumétrico de diaclasas J_v).

Descripción	J_v (diaclasas/ m ³)
bloques muy grandes	< 1
bloques grandes	1 - 3
bloques de tamaño mediano	3 - 10
bloques pequeños	10 - 30
bloques muy pequeños	> 30

Valores de $J_v > 60$ representarían a la roca triturada.

El cálculo de J_v está basado en los espaciamientos promedio y no en los espaciamientos modales. Generalmente ambos resultados son similares, pero el espaciamiento tiende a tener una distribución normal logarítmica.

El valor de J_v ha sido utilizado por algunos autores para estimar el índice de calidad de la roca RQD. Esta relación es la siguiente:

$$RQD = 115 - 3.3 J_v \quad 1.9$$

$$(RQD = 100 \text{ para } J_v < 4.5) \quad 1.10$$

1.3. Descripción de núcleos de roca

Cuando se dispone de núcleos de roca provenientes de perforaciones, también se puede obtener información de las discontinuidades, aunque algunas de sus características son difíciles o a veces imposibles de definir.

Los parámetros más conocidos que se determinan en núcleos de roca son los siguientes:

1.3.1. Porcentaje de recuperación (% R)

$$\% R = (\Sigma \text{ longitud trozos recuperados} / \text{longitud rotada}) \times 100 \quad 1.11$$

1.3.2. Frecuencia (F):

Se define como el número de discontinuidades naturales que interceptan una longitud unitaria de núcleos recuperados. Se cuenta por cada metro de núcleo.

1.3.3. Índice de Calidad de roca (RQD)

El Índice de Calidad de Rocas (Rock Quality Design, 'RQD') es utilizado para la evaluación de la cantidad de fisuras por unidad de volumen dentro del macizo rocoso. Puede considerarse que mientras menos fisuras se tienen por unidad de volumen dentro del macizo rocoso mayor será la calidad mecánica de la roca. El RQD se puede estimar de dos maneras diferentes:

- a) mediciones en núcleos de perforación
- b) mediciones en afloramientos naturales o cortes artificiales (túneles, cortes de carretera, etc.)

Básicamente el RQD es definido como el porcentaje de núcleos de perforación que se recuperan en piezas enteras de longitudes mayores o iguales a 100 mm, del largo total del barreno, utilizando la ecuación 1.12.

$$\text{RQD (\%)} = (\text{LdN} / \text{LTB}) * 100 \quad (1.12)$$

Donde:

RQD = Índice de calidad de rocas

LdN = Long. de núcleos de 100 mm de longitud mínima

LTB = largo total del barreno

Para la estimación del RQD se deben cumplir las siguientes recomendaciones (ver Figura 16):

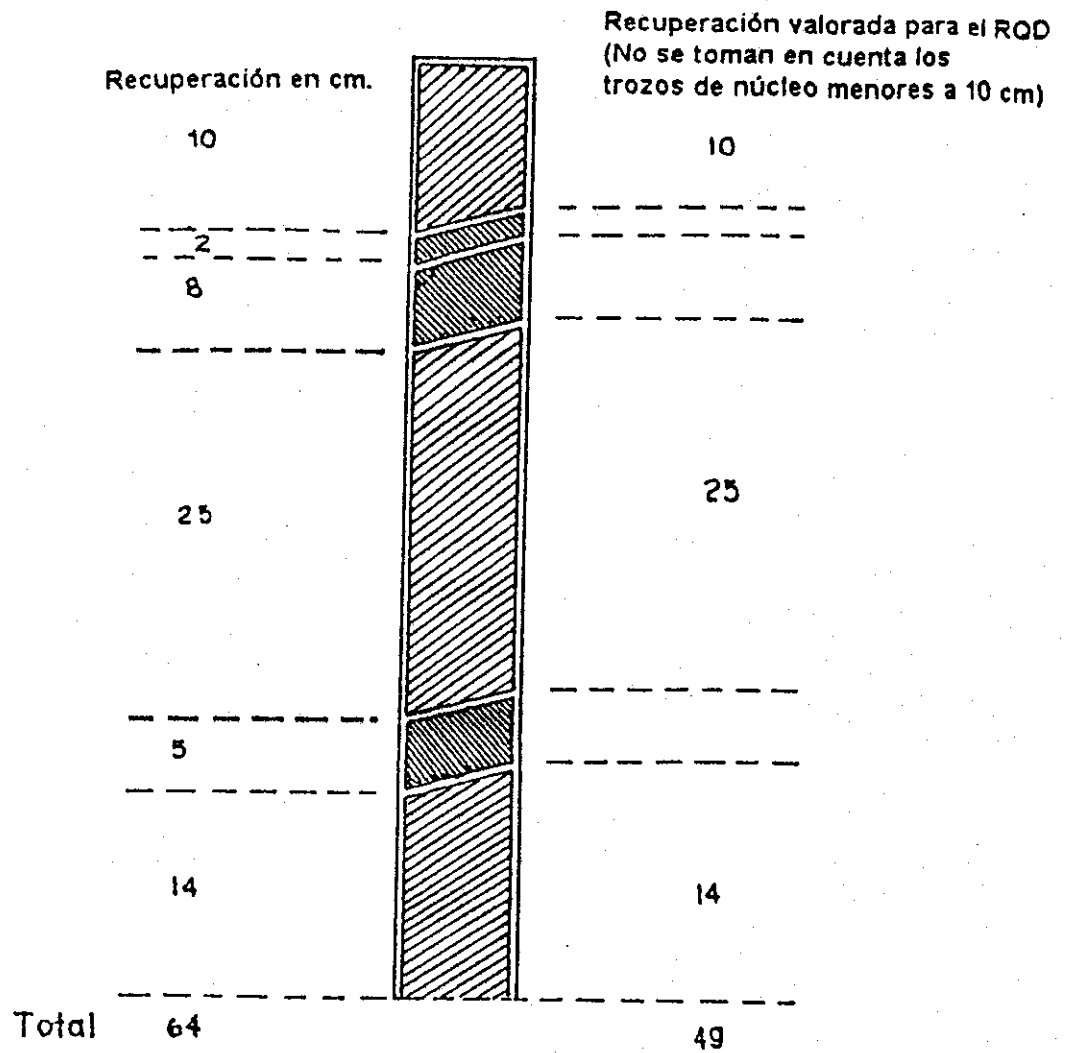
- Hoeck & Brown (1985) sugieren que la medición se puede realizar en longitudes prefijadas (por ejemplo, cada 2 m), sin embargo, Salcedo (1983) recomienda hacerlo en longitudes variables, para la detección de cambios litológicos que afecten el RQD, para determinar distintos dominios estructurales, zonas de debilidad, Etc.
- Si el núcleo de perforación fue roto accidentalmente, los pedazos del núcleo debe ser ajustado a su posición original y deberá considerarse estos pedazos como uno solo.
- Los materiales que son más débiles que la roca circundante, por ejemplo los rellenos preconsolidados deben ser descartados del conteo, aún cuando tengan una longitud mayor a 100 mm (Salcedo, 1983).
- La longitud de trozos individuales de núcleos de perforación debe ser medida a lo largo del eje central del núcleo. Esto con el propósito de que el RQD no subvalore las discontinuidades paralelas a la perforación (Salcedo, 1983).

- El diámetro del núcleo no debe ser menor de 50 mm. (diámetro NX).

Los parámetros antes citados no proveen suficiente información para propósitos de diseño, por lo tanto, se debe tratar de describir los otros parámetros ya indicados para el caso de afloramientos. En el Capítulo 5 del presente trabajo se presentan las clasificaciones más efectivas para la valoración de un macizo rocoso que el RQD

FIGURA 16

Ejemplo de medición del índice de calidad de rocas RQD, utilizando un núcleo de perforación recuperado. (Tomado de Burrion, 1985).



Recuperación total = $64/80 = 0.8 : 80\%$

Índice de Calidad de Roca RQD $49/80 = 0.61 : 61\%$ **33**

1.3.4. Orientación:

El ángulo de buzamiento de las discontinuidades puede ser medido en núcleos mediante un transportador, sin embargo, no se puede determinar su rumbo o dirección de buzamiento. Esto sólo es posible si se utilizan técnicas de perforación que obtienen los núcleos orientados tales como el método de muestreo integral, mediante el cual los núcleos que se recuperan son previamente reforzados con una barra de acero inyectada con concreto y cuyo azimut es conocido. Los núcleos con la barra reforzada en su interior es re-perforada con una broca de mayor diámetro.

Otra manera de obtener la orientación de discontinuidades es mediante la cámara de televisión para perforaciones, con periscopios especiales.

1.3.5. Espaciamiento (S)

El espaciamiento (S) depende de la longitud (L) medida a lo largo del eje del núcleo y entre discontinuidades naturales adyacentes de una familia (set), y el ángulo agudo (θ) que estas estructuras forman con el eje del núcleo.

$$S = L \text{ sen } \theta \quad 1.13$$

Cuando la perforación es perpendicular al plano de discontinuidad $S=L$.

Estas mediciones son más factibles para planos muy marcados de foliación o estratificación, pero para el caso de diaclasas la estimación del espaciamiento depende mucho de la recuperación; zonas donde no se han recuperado núcleos, lo cual puede observarse porque los núcleos no concuerdan en sus extremos, invalidarían la determinación del espaciamiento.

1.3.6. Persistencia:

A menos que se trate de un programa de perforaciones muy juntas no es posible determinar la persistencia de discontinuidades en núcleos de roca.

1.3.7. Rugosidad y ondulación

La rugosidad a menor escala puede determinarse, no así las ondulaciones mayores.

1.3.8. Resistencia de la pared

Todos los métodos indicados para el caso de afloramientos pueden ser utilizados en núcleos de roca. Los cuales incluyen el martillo de Schmidt (sección 6.5.), y de ensayos de carga puntual para estimar la resistencia a la compresión sin confinar del núcleo de roca intacta (ver sección 6.5). Los resultados de este ensayo tienen buena correlación con los resultados de la resistencia a la compresión sin confinar.

1.3.9. Abertura

Solo puede ser determinada si se utiliza el método de muestreo integral.

1.3.10. Relleno

Es difícil de recuperar a menos que se utilice el método de muestreo integral o se utilicen equipos de perforación de óptima calidad, con tubos dobles o triples y control de descarga de agua.

1.3.11. Flujo

La observación de núcleos puede proveer evidencia indirecta de agua de flujo. Típicas manchas marrón - rojizas de oxidación o zonas de disolución son indicativas de flujos de agua.

1.3.12. Número de familias (sets)

Su determinación depende de la orientación de las perforaciones con respecto a los sistemas existentes.

Algunas comparaciones realizadas entre observaciones de superficie y excavaciones de túneles, sugieren que el número de familias observado en la superficie es mayor que a profundidad, y que esto no es precisamente debido a las limitaciones implícitas en muestreo por perforaciones.



2. ROCA METEORIZADA Y SUELO RESIDUAL

La meteorización se define como la alteración in situ, y es el resultado de los agentes atmosféricos. La meteorización puede ser: i) Mecánica (disgregación o desintegración de la roca); ii) Alteración Química (en el sentido estricto el término, solo se debería aplicar a la alteración Química aunque se emplea también para describir fenómenos mecánicos y disolución). Es raro que la alteración Química ocurra en seco, salvo en el caso de medios desérticos (sales). La importancia de analizar las condiciones de meteorización del macizo rocoso radica en que se puede evaluar el posible comportamiento mecánico del material, y el probable tipo de ruptura que se dará al diseñar un talud en el macizo, ya que si la meteorización es muy profunda e intensa el tipo de ruptura puede ser análogo al de un talud en suelos. La determinación del grado de meteorización es información muy útil en etapas posteriores del diseño.

2.1. Perfil de meteorización

El perfil de meteorización es la secuencia de materiales de diferentes propiedades físicas, formadas en el mismo sitio en donde se le encuentra y sobreyace a la roca no meteorizada (Mora et al., 1983). El perfil de meteorización se forma por los efectos de los agentes geológicos externos que conducen a la desintegración de la estructura original de la masa rocosa y a la descomposición de los materiales que componen dicha masa. Los perfiles de meteorización varían dependiendo de las condiciones locales del sitio de estudio, de la estructura, la velocidad de erosión, condiciones del agua subterránea y sobretodo de las variaciones climáticas regionales particularmente provocada por la pluviosidad. El perfil de meteorización se desarrolla de manera más intensa en los climas tropicales.

2.2. Perfiles típicos de meteorización para rocas metamórficas e ígneas intrusivas.

En la mayoría de los casos los perfiles de meteorización desarrollados en rocas ígneas intrusivas y metamórficas se puede subdividir en (ver Fig. 17):

- I) suelo residual que se subdivide en tres zonas IA, IB, y IC que corresponden con los horizontes A, B, y C de los pedólogos;
- II) roca meteorizada; y
- III) roca fresca relativamente no meteorizada.

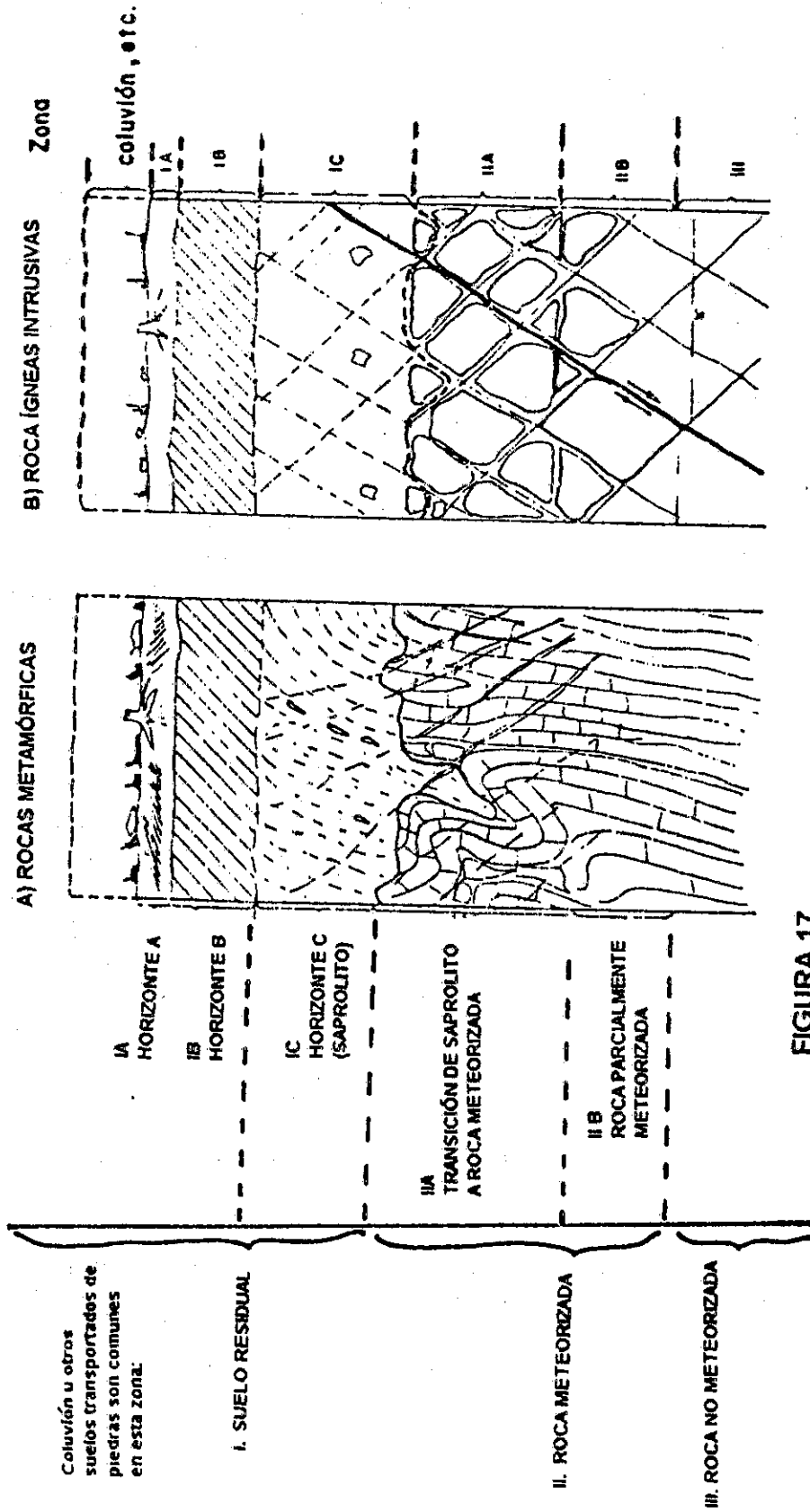


FIGURA 17

PERFIL TÍPICO DE METEORIZACIÓN DE ROCAS METAMÓRFICAS E ÍGNEAS INTRUSIVAS
(Tomado de Mora et al., 1983)

A continuación se hace una descripción de cada subdivisión:

2.2.1. Horizonte A, zona 1A

El horizonte superficial, horizonte A, se conoce como la zona de eluviación; esta es la zona que ha sido empobrecida por la infiltración de agua, la cual transporta en sentido vertical, materiales en suspensión o solución. En el horizonte A, a menudo se desarrollan texturas arenosas. Su parte superior es generalmente rica en material orgánico.

2.2.2. Horizonte B, zona 1B

El horizonte B es la zona de eluviación o zona de deposición de los materiales sólidos que han sido transportados del horizonte A. El horizonte B generalmente es de color oscuro, rico en minerales con tamaño de grano dentro del margen de las arcillas. El horizonte B está alterado hasta tal punto que existe muy poca indicación del material materno y no se observa ninguna estructura original de la masa rocosa. Algunas veces el horizonte B puede llegar a enriquecerse de silicio, aluminio y hierro y puede resultar cementado o ser susceptible a un endurecimiento irreversible. Debido al incremento de materiales y a que los horizontes C están sujetos a variaciones estacionales en la humedad, los horizontes B varían considerablemente en sus propiedades físicas.

2.2.3. Horizonte C, zona 1C

El horizonte C se reconoce por las estructuras originales de la roca que aún se preservan, el material es clasificado predominantemente como suelo más que como roca. Las estructuras preservadas incluyen diaclasas, fallas, minerales que tienen orientaciones idénticas a las posiciones relativamente originales. El material tiene la apariencia de roca dura, posee la consistencia del suelo y en muchos aspectos se comporta como tal.

La presencia y persistencia (continuidad) de las estructuras heredadas de la roca madre resulta en los planos de debilidad los cuales son mucho más continuos y numerosos que los que aparecen en los suelos transportados. Los limos arcillosos y las arenas limosas son predominantes. Al material de esta zona que tienen estructuras heredadas de la roca madre se le denomina saprolito, y tiene características específicas de un suelo.

Para poder distinguir esta capa de la de roca meteorizada subyacente a este horizonte se le define con un contenido de roca menor al 10% del volumen total.

2.2.4. Zona de transición, zona II A

La zona de transición II A se divide en dos capas

Zona Superior: la zona de transición del saprolito y la roca meteorizada.

Zona Inferior : constituida por la roca parcialmente meteorizada.

El material de la zona de transición IIA varía desde suelo hasta material rocoso. Los núcleos de roca comprenden del 10 al 95 % del volumen de la zona de transición. La meteorización ocurre más rápido a lo largo de discontinuidades (fallas, diaclasas, contactos geológicos) y a lo largo de unidades litológicas más susceptibles a la meteorización.

El suelo que rodea a los núcleos de roca es una arena de grano mediano a grueso, ya sea relativamente limpio o con cierto contenido limoso. Esta zona es muy permeable y durante la perforación pueden ocurrir pérdidas de agua cuando se le atraviesa. La caracterización de la zona de transición es muy importante ya que un gran número de problemas geotécnicos ocurren en esta zona.

2.2.5. Roca parcialmente meteorizada, zona IIB

La roca contenida en la zona IIB presenta una notable decoloración y algo de alteración a lo largo de las discontinuidades geológicas. Además la alteración de los feldespatos y micas ya ha comenzado, en algunos casos de manera muy acusada. Con el avance de la meteorización la roca se degrada hasta un estado en que la roca presenta menor resistencia al corte y módulo de elasticidad más bajo, y una mayor permeabilidad que la roca en estado "fresco".

El incremento en la permeabilidad se da como resultado de: 1) los cambios de volumen en algunos de los cristales al formarse nuevos minerales; 2) la solución de algunos de los minerales constituyentes más solubles y 3) el aumento en el diaclasado y la apertura de diaclasas existentes debido a la descarga producida por la erosión o bien a eventos tectónicos.

2.2.6. Roca no meteorizada, zona III

La roca no meteorizada ("roca fresca", ó "roca madre") se clasifica como zona III, los feldespatos y las micas se presentan inalterados y las diaclasas exhiben muy poca o ninguna oxidación que pudiera ser atribuida a los procesos de meteorización (por lo que se requiere que el nivel freático esté por encima de esta zona para cumplir con esta definición). El lecho de roca no meteorizada puede ser una masa de roca intensamente diaclasado.

2.3. Grado de meteorización del macizo rocoso

Para poder determinar de forma empírica del macizo rocoso como un todo se ha propuesto por Sakedo (1983) la siguiente tabla:

TABLA II.1: Descripción del grado de meteorización del macizo rocoso dependiendo del grado de alteración de la roca

Término	Descripción	Grado
Fresco	No hay señales visibles de meteorización. Si acaso una tenue decoloración en superficies de discontinuidades más desarrolladas	I
Levemente meteorizado	Decoloración indica meteorización de la roca intacta y superficies de discontinuidad. La roca puede estar algo más débil externamente, que en condición fresca.	II
Moderadamente meteorizado	Menos de la mitad de la roca está descompuesta y/o desintegrada a suelo. La roca puede estar presente fresca o decolorada como un enrejado discontinuo o en forma de pedazos individuales.	III
Altamente meteorizado	Más de la mitad de la roca está descompuesta y/o desintegrada a suelo.	IV
Completamente meteorizado	Todo el material rocoso está descompuesto y/o desintegrado. La estructura del macizo original está prácticamente intacta.	V
Suelo residual	Todo el material rocoso está descompuesto o desintegrado a suelo. La estructura del macizo original y su textura ha sido destruida. Hay un gran cambio de volumen, pero el suelo no ha sido transportado.	VI

2.3.1 Grado de meteorización de la roca

Comprende el grado de meteorización de las paredes de discontinuidades individuales o de un sistema particular que podría ser un plano de deslizamiento potencial. La Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas ha recomendado la siguiente descripción:

TABLA II.2: Descripción de meteorización de la roca dependiendo del grado de meteorización

Término	Descripción
Fresco	Roca sin señales visibles de meteorización
Decolorada	El color fresco de la roca original ha cambiado. El grado de cambio de color debe ser indicado y si está confinado a constituyentes minerales particulares
Descompuesta	La roca se ha meteorizado a la condición de un suelo en el cual la estructura original está todavía intacta, pero algunos de los granos minerales se han descompuesto.
Desintegrada	La roca se ha meteorizado a la condición de un suelo en el cual la estructura original está todavía intacta. La roca es friable pero los granos minerales no se han descompuesto.

3. LA INFLUENCIA DE LA ORIENTACIÓN DE LAS DISCONTINUIDADES EN LA ESTABILIDAD DE TALUDES EN MACIZOS ROCOSOS

La estabilidad de taludes rocosos depende en gran parte de la existencia, distribución espacial y naturaleza de planos defectuosos o discontinuidades dentro del macizo rocoso. Un mal control geológico en la estratigrafía de la zona, ó en la estructura geológica durante la etapa de factibilidad de un proyecto puede provocar malos diseños, que den como resultado posteriores y costosas reparaciones. En el presente capítulo se hace una reseña sobre la metodología empleada para determinar la orientación y la distribución espacial de las discontinuidades.

3.1. Origen de las discontinuidades

El origen de las discontinuidades puede ser muy variado, a continuación se mencionan algunas causas: a) discontinuidades provocadas por esfuerzos tectónicos regionales, en este caso las fracturas pueden ser asociadas a dominio frágil o dúctil dependiendo del tipo de deformación que afecte al área de estudio y los materiales en que actúa; b) fracturas por descarga (por ejemplo en casos donde la erosión ha descubierto intrusivos profundos, la relajación de esfuerzos provoca fracturas paralelas a la superficie del terreno), c) fracturas provocadas por enfriamiento de materiales ígneos efusivos o extrusivos que dependiendo del tipo de roca pueden tomar formas regulares, por ejemplo las columnatas hexagonales que se dan en algunos basaltos y andesitas, también se dan discontinuidades con formas curvadas en antiguos frentes de flujos lávicos.

Los casos más difíciles de estudiar son aquellos donde el metamorfismo ha actuado y la deformación de la roca está en el dominio dúctil (deformaciones principales de tipo plástico), y donde existen varias fases y procesos de deformación. Así mismo, pueden ser de difícil interpretación aquellos casos donde se combinan planos de estratificación, planos de enfriamiento y planos de fracturamiento, por lo que debe ponerse mucho énfasis en su diferenciación durante la etapa de medición.

3.2. Orientación de discontinuidades geológicas

La orientación de una discontinuidad se puede describir mediante su inclinación y dirección, las que se miden con brújula y clinómetro, en el mercado existen varios tipos de brújulas que pueden usarse en el trabajo de geología ya que traen un clinómetro incorporado. Por experiencia propia del

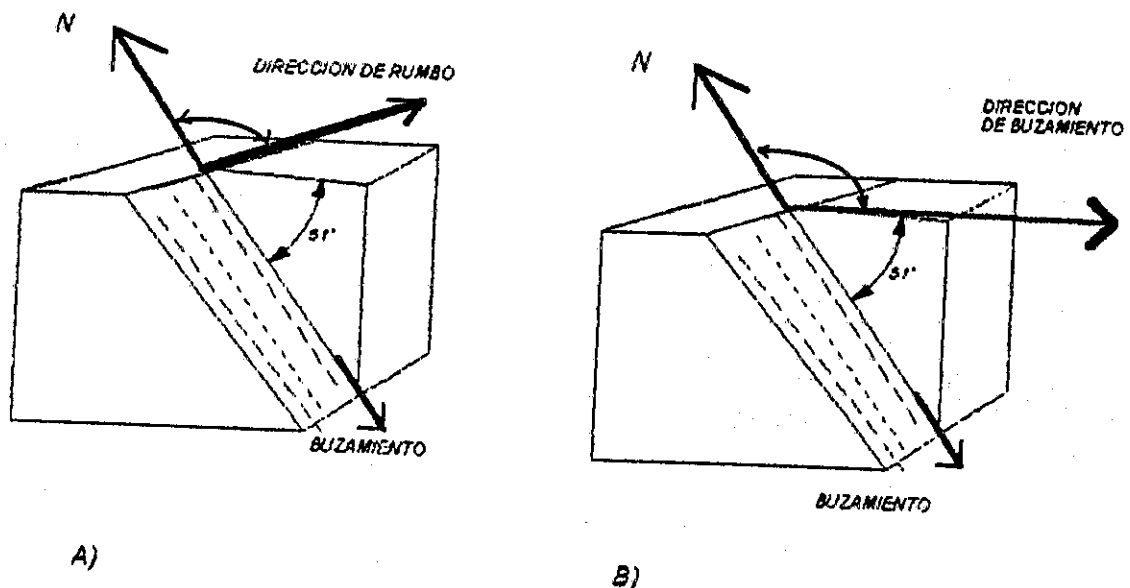
autor de la presente tesis se considera aceptable una brújula con una precisión de 1° y para ahorrar tiempo a la hora de la lectura de campo y durante el análisis de gabinete la escala del aparato debe estar en azimutes, esto último es muy importante ya que el uso de datos alfanuméricos, como es el caso de las brújulas en cuadrantes, incrementará considerablemente el tiempo de proceso de análisis ya sea manual o por medios mecánicos (computacionales). En la Fig. 18 se presenta las características geométricas de una discontinuidad. Además se presenta una descripción de cada término empleado:

Echado verdadero de una discontinuidad estructural :

Es la máxima inclinación medida sobre el plano del echado con respecto de la horizontal, para encontrar durante una medición la máxima inclinación del plano se hace rodar piedrecitas, agua o una bolita de acero sobre este, siempre se obtendrá de esta manera el echado verdadero.

FIGURA 18

El echado o buzamiento de una discontinuidad, no es más que la inclinación perpendicular a la dirección de rumbo de una fractura. A) Medición de una discontinuidad midiendo la dirección de rumbo/buzamiento; B) Medición de una discontinuidad mediante la dirección de buzamiento/buzamiento.



Dirección del echado (dirección de inclinación):

Es la dirección de la proyección del plano del echado o inclinación del plano estructural sobre la horizontal, medida alrededor de las manecillas del reloj a partir del Norte.

Rumbo

Es la traza de la intersección de un plano oblicuo inclinado con respecto a un plano horizontal de referencia. Nótese que el rumbo tiene dirección pero no sentido, por lo que siempre debe indicarse la dirección de la inclinación, no es conveniente utilizar este tipo de lecturas cuando se tiene que tomar gran cantidad de datos, sin embargo, al reportar los resultados este método es más útil y fácil de entender, ya que en una superficie horizontal del macizo rocoso la traza de una discontinuidad es visible.

La forma de hacer la lectura depende del tipo de brújula con que se cuenta. No importando el tipo de brújula que ha de emplearse algo muy importante, previo a comenzar una investigación en el sitio de estudio, es corregir la escala por declinación magnética, con el propósito de obtener las lecturas referidas al norte verdadero. Se puede reportar una discontinuidad de varias maneras (Fig. 18), las más comunes son:

- a) dirección de inclinación/inclinación; y
- b) rumbo/inclinación.

A continuación se presenta un ejemplo para las dos escalas comunes que pueden traer las brújulas, en todos los ejemplos que prosiguen se está describiendo a la misma discontinuidad:

A) DIRECCIÓN DE INCLINACIÓN E INCLINACIÓN

Escala de (buzamiento) la brújula	Dirección de inclinación	inclinación
AZIMUTES	135	25
RUMBOS	S45E	25

B) RUMBO E INCLINACIÓN

Escala de la brújula	rumbo/ inclinación	rumbo/ inclinación
AZIMUTES	45/25SE	225/25SE
RUMBOS	N45E/25SE	N45W/25SE

Al reportar los datos en la libreta se recomienda hacerlo de la siguiente manera 135/25 (S45E/25), si la inclinación es menor de 10 se sugiere escribir un cero y a continuación la inclinación así 123/08. No tiene ningún sentido escribir decimales ni tampoco el signo de grados ($^{\circ}$). Algunos autores usan un punto (.) en lugar de la diagonal (/). Es muy recomendable usar la diagonal, para evitar dudas sobre todo si los datos se comparten con diferentes tipos de profesionales e instituciones.

Como no existe ninguna norma entre geólogos y geotecnistas acerca del método utilizado en la medición de discontinuidades, es muy importante indicar de la manera más clara el método de medición empleado. Es necesario indicar que en otros lugares se usan otras formas diferentes de reportar los datos a las descritas en esta tesis, por lo que siempre debe tomarse la debida precaución de entender el método utilizado, sobre todo si se utilizan programas de computación elaborados en el extranjero.

Además de planos de discontinuidades existen algunas características que pueden estar presentes o no sobre estos planos que pueden servir para su posterior interpretación y determinar el posible origen de la discontinuidad, por ejemplo: los espejos de falla, y las estriaciones sobre los planos que pueden indicar la dirección de movimiento de tal plano (no así el sentido del movimiento), estos datos se toman como lineales y se miden mediante el método indicado en la Fig. 18 (ángulo de plunge).

Generalmente en la nomenclatura utilizada en geología se reconoce como buzamiento a la inclinación respecto de la horizontal de un plano estatigráfico, para no confundir la idea utilizada en estratigrafía es muy recomendable llamar "inclinación" o "echado" a la inclinación respecto de la horizontal de una discontinuidad que no corresponda con un plano estatigráfico.

3.3. Orientación de discontinuidades

Se determina mediante el uso de una brújula con clinómetro, definiendo el buzamiento (ángulo que forma la recta de máxima pendiente del plano con la horizontal) y dirección de buzamiento medida desde el Norte en el sentido de las agujas del reloj. En Guatemala se utilizan indistintamente varios métodos de medición de diaclasas, por lo que se presenta una relación entre estos métodos de la Fig. 18. De manera de realizar una conversión rápida de un término a otro se ha preparado la siguiente tabla que será de utilidad para estos fines.

TABLA III.1 Conversión de mediciones dirección de rumbo/buzamiento a dirección de buzamiento/buzamiento

RUMBO	BUZAMIENTO	DIRECCIÓN DE BUZAMIENTO
NE	S	90 + rumbo
NE	N	270 + rumbo
NW	S	270 - rumbo
NW	N	90 - rumbo
NS	E	90
NS	W	270
EW	N	0
EW	S	180

Los resultados de las mediciones de orientación de campo para una "región estructural" (región con propiedades similares), pueden ser representados de diferentes formas:

- a) En mapas geológicos mediante simbología ampliamente conocida.
- b) Mediante perspectivas en bloques diagramáticos donde se puede observar la relación entre la distribución espacial de las discontinuidades y la obra civil.
- c) Mediante las denominadas rosetas de discontinuidades donde se representa el rumbo de las mismas (véase Fig. 19).
- d) En proyecciones hemisféricas (equiareal o equiangular), representando la envolvente de todas las medidas de campo (véase Fig. 20).

La metodología detallada para elaborar estas representaciones aparece en muchas publicaciones, entre las cuales se pueden citar Hoek y Bray (1981), Phillips (1971) e ISRM (1981).

3.4. Análisis estadístico de las discontinuidades

Los datos angulares son una representación tridimensional de una discontinuidad, se han realizado intentos para tipificar la diferentes poblaciones por métodos puramente matemáticos, sin embargo es más frecuente el análisis mediante un enfoque gráfico utilizando: a) proyecciones hemisféricas (equiareales o bien estereográficas), b) rosas de orientación de los alineamientos de las discontinuidades; c) determinación estadística mediante el contorno de las poblaciones sobre una plantilla equiareal.

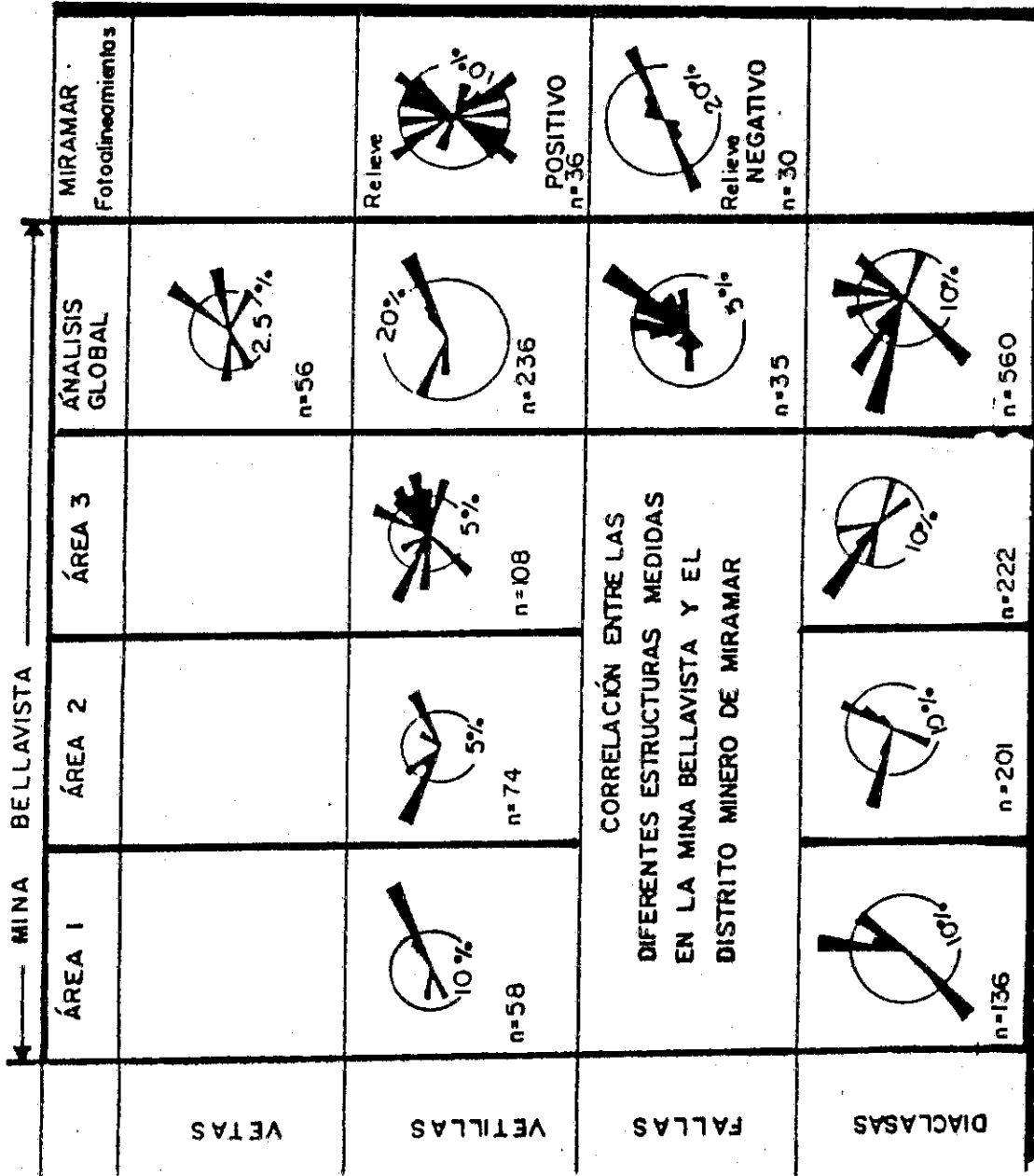


FIGURA 19: Utilización de rosas de orientación de discontinuidades (diacласas, vetas, vetillas y relieve topográfico), utilizado para caracterizar los diferentes estilos estructurales en una mina de oro en Costa Rica. La rosa de orientación no es más que un gráfico circular donde se hace una distribución porcentual del número de discontinuidades en un rango dando, generalmente se usan rangos a cada 5 ó 10 grados. Tomado de Cosillo, 1989.

3.5. Tipos de plantillas de proyección bidimensional para la interpretación gráfica de datos de discontinuidades geológicas

Para cualquier tipo de proyección que se utilice en geología estructural y geotecnia es casi una norma utilizar la proyección del hemisferio inferior al ecuador de la esfera, ya que da la idea de cómo se encuentra tal plano en forma bidimensional. Al utilizar las proyecciones deberá indicarse que hemisferio se utiliza y el tipo de proyección, para evitar errores al compartir sus datos en la presentación final.

- a) La plantilla estereográfica.
- b) La plantilla equiareal.
- c) La roseta de distribución de direcciones de inclinación.

Advertencia: durante el análisis de los datos no se deben usar las proyecciones de los datos obtenidos en una plantilla equiareal sobre una plantilla estereográfica (o viceversa) porque se obtendrán resultados un poco diferentes a los esperados, por lo que siempre se debe indicar el tipo de proyección utilizado en su presentación de resultados. A pesar de la diferencia conceptual de las ambas proyecciones, Hoeck & Bray, 1981, determinaron que pueden usarse los datos de una plantilla equiareal sobre una plantilla estereográfica, ya que el error provocado por la proyección únicamente está en el orden del 2%, lo cual es aceptable para la práctica de diseño de taludes en macizos rocosos.

Las redes hemisféricas tienen dos desventajas principales:

- a) Para que la proyección hemisférica sea una representación estadística válida de los elementos estructurales dentro de un área particular de un mapa, es necesario que las estaciones de campo sean distribuidas al azar a través del área de estudio. Cuando se analice el área total debe tenerse cuidado de no enfatizar demasiado las áreas bien expuestas y subrepresentar el resto de pequeños afloramientos.
- b) Los elementos graficados en una red hemisférica no tienen ninguna localización geográfica, por lo que es imposible distinguir entre una simple estructura y un conjunto de estructuras repetidas. Es decir las plantillas hemisféricas únicamente representan la geometría del sistema y nada más. La importancia de la localización geográfica es evidente en el estudio de zonas que han sido afectadas por varios periodos de deformación.

3.5.1. Plantilla estereográfica

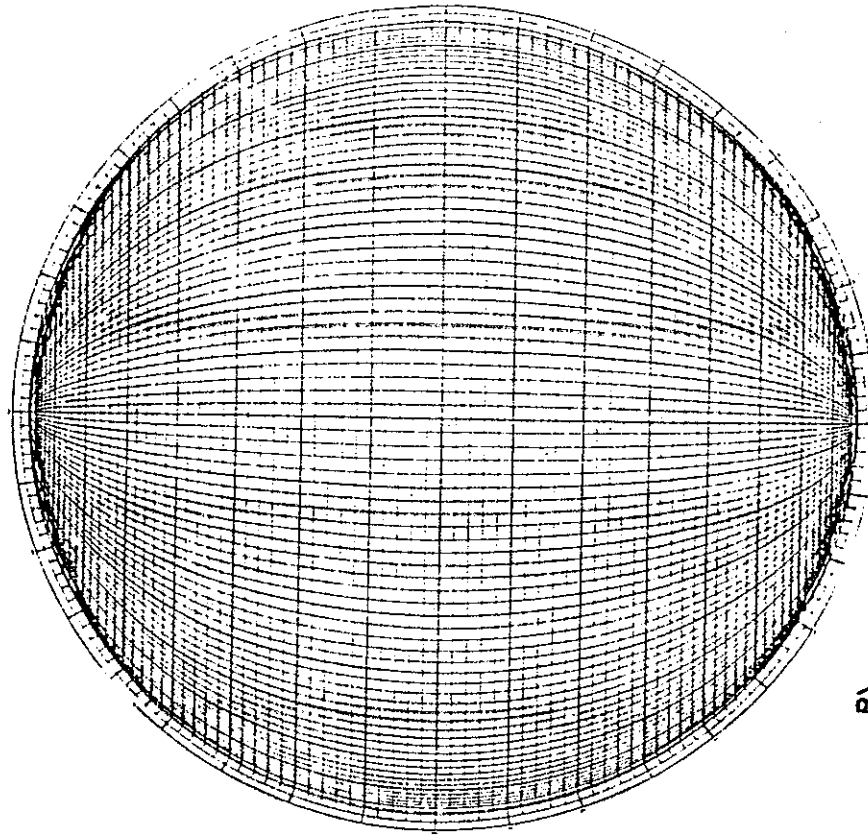
Esta plantilla es conocida como red de Wulf, plantilla estereográfica, ó plantilla equiangular, ya que la proyección no deforma los ángulos de cada rejilla (Fig. 20). La plantilla estereográfica es la más utilizada para resolver problemas de ingeniería de taludes. Hoeck y Brown (1985) sugieren que el error inducido al hacer un conteo estadístico sobre una plantilla estereográfica es despreciable para los propósitos de la ingeniería de túneles y taludes, no es mayor al 2% en la mayor parte de los casos.

Para los análisis de concentración de los datos planares se recomienda usar plantillas de un diámetro de 20 centímetros con círculos mayores y menores dibujados a cada 2°. El objetivo de usar la plantilla estereográfica es entre otros la resolución de problemas espaciales, por ejemplo, en el caso de ingeniería de taludes en roca se usa para determinar cuáles patrones de discontinuidades pueden provocar una inestabilidad y así predecir el tipo de falla del talud (ver Fig. 22).

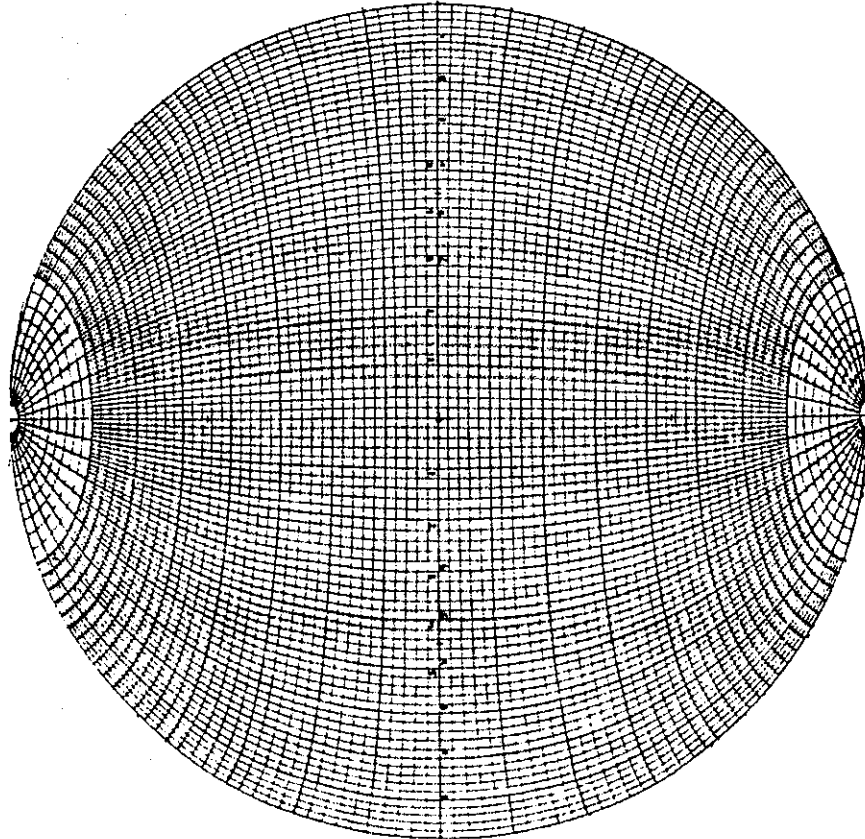
3.5.2. Plantilla equiareal

La proyección equiareal fue creada por Lamberth, es especialmente utilizada en cartografía. Schmidt en 1925 introdujo su uso en geología (ver Fig. 20), ya que esta proyección conserva las áreas proyectadas sobre el Ecuador de la esfera. El uso dado a la plantilla equiareal es la solución estadística de las poblaciones de las discontinuidades. Aunque puede servir para los mismos propósitos dados a la plantilla estereográfica, tiene el inconveniente que al deformar los ángulos es más difícil visualizar algunos problemas de tipo geológico, y se complican los dibujos de algunas de las soluciones en taludes de roca que más adelante se expondrán.

Existen varios métodos de conteo manuales y computacionales, el criterio empleado por Schmidt de contar en un círculo o una figura geométrica de forma definida (Dennes, 1971 en Hoeck y Bray, 1981) es proyectada sobre el Ecuador y representa el 1% del área de la superficie de uno de los hemisferios de la esfera. Kamb (1959 en Cheeney, 1981) introduce el concepto de tamaño mediante el círculo de conteo del método de Schmidt, pero utiliza la desviación estándar de la distribución binomial de los datos, intentando dar un sentido estadístico a la medición. Ambos métodos son utilizados por programas de cómputo. Cuando las poblaciones de datos son pequeñas se deberá preferir el método de Kamb, en poblaciones de más de 100 planos es indiferente el método de análisis de concentraciones.



B)



A)

FIGURA 20: El gráfico a) presenta la plantilla estereográfica (equiangular) o red de Wulff, esta red es la más utilizada para la interpretación de análisis de discontinuidades ya que los ángulos no son deformados. b) La plantilla de Schmidt representa en cada espacio de la red un punto proyectado de igual área, por tal razón es muy utilizada en conteos estadísticos.

3.5.3. Roseta de distribución de dirección de discontinuidades

Ésta no es más que la representación gráfica de la tendencia estadística de las direcciones de discontinuidad sin considerar la inclinación ni la dirección de inclinación (Fig. 19). Adicionalmente se puede realizar una especie de sobrepeso para aquellas discontinuidades que son más largas, con el propósito de no subrepresentar una discontinuidad. El autor del presente trabajo hace el sobrepeso mediante la asignación de un valor conforme a la longitud de la discontinuidad, comúnmente puede utilizarse la longitud de la discontinuidad dividido la sumatoria de todas las longitudes de las discontinuidades. En el ejemplo de la Fig. 19 se consideran el análisis por separado y en conjunto, la dirección de discontinuidades lineares de varios dominios estructurales en una mina de oro en Miramar, Puntarenas, Costa Rica.

3.5.4. Análisis de los datos

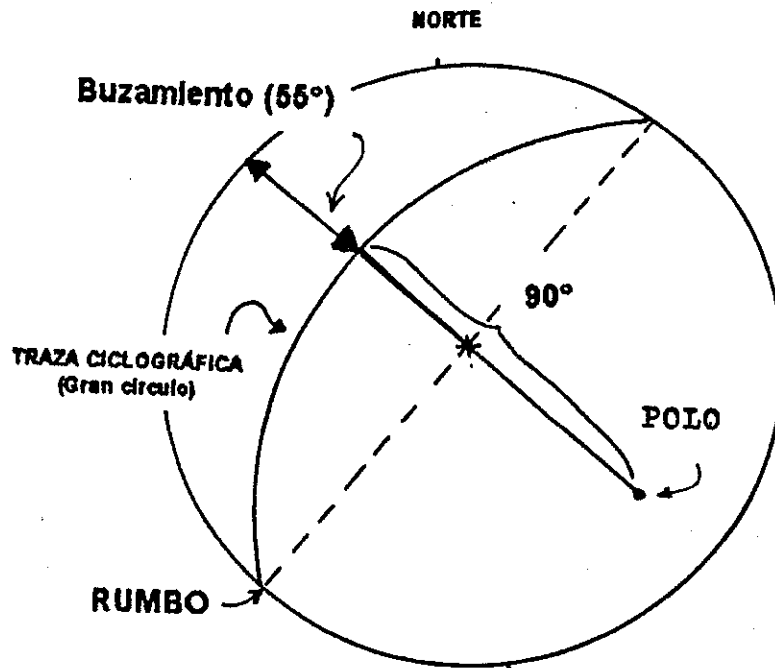
Para representar un plano en una plantilla estereográfica o equiareal, se puede realizar mediante el dibujo de su traza ciclográfica (gran círculo) y/o mediante la colocación del polo del plano, que no es más que la proyección perpendicular del plano sobre el ecuador de la esfera de análisis. El polo se localiza gráficamente a 90° de su traza ciclográfica. Al realizar el análisis de tendencias de concentración de planos, generalmente se prefiere analizar únicamente los polos de los planos, ya que el dibujo de todas las trazas ciclográficas tiende a complicar el dibujo.

En la Fig. 21 se expresa una discontinuidad en la plantilla estereográfica, tanto su traza ciclográfica como su polo. Dependiendo del tipo de problema a resolver a veces es conveniente solo dibujar la traza ciclográfica, otras veces únicamente el polo, y en casos especiales ambos.

A criterio del autor de la presente tesis actualmente existe gran facilidad de obtener y hacer programas de computadora para realizar la tediosa tarea manual de conteo de puntos en plantillas equiareales, para luego trasladar los resultados a una plantilla estereográfica. Por lo que se recomienda realizar el análisis estadístico sobre las plantillas equiareales. Entre los programas más asequibles están SPLOT (Darton Software) y Stereo (Rockware Incorporated, 4251 Kipling St. Suite 595, Denver, Colorado 80033 EE.UU.). Se recomienda el programa Splot por su facilidad de uso.

FIGURA 21

Dibujo de una discontinuidad mediante su polo, el cual está a 90° de la traza ciclográfica.



Algo importante de señalar al trabajar con plantillas estereográficas, es que a muchas personas se les dificulta la visualización espacial durante la interpretación, por lo que se recomienda que un geólogo sea el que interprete los resultados. En la figura 22 se representan los principales tipos de falla de taludes y las estereofalsillas que muestran las condiciones estructurales típicas que pueden predecir tales fallas.

3.6. Dominio estructural

Un dominio estructural es la diferencia entre los estilos tectónicos y de deformación de un área, dicho dominio estructural puede cambiar por diferencias de litología, por diferencias en los esfuerzos tectónicos que actuaron en cada litología, por la edad de la roca y por su competencia (capacidad de la roca de deformarse plásticamente), por lo que debe tenerse cuidado de no mezclar datos de diferentes zonas o litologías sin asegurarse que pertenezcan a un mismo dominio estructural, influye además la posición en que se realizará el proyecto respecto de la orientación de las principales discontinuidades. En la práctica es muy común observar la mezcla de eventos tectónicos y deformaciones estructurales, por lo que debe ponerse mucho énfasis en definir la estratigrafía y la historia geológica de un lugar previo a su análisis tectónico.

En la Fig. 23 se indica una forma de cómo presentar los datos estructurales de forma útil en el caso de una mina a cielo abierto, también se puede apreciar cómo en una misma obra pueden ocurrir diferentes tipos de falla de talud, debido al cambio de las condiciones geológicas. Así mismo, se puede observar la existencia de dos dominios estructurales diferentes, en este caso debido al cambio de orientación de la pendiente del talud.

FIGURA 22

Principales tipos de falla de taludes presentando las estereofalsillas de las condiciones estructurales que pueden ser utilizadas para predecir tales fallas. (Tomado de Hoek & Bray, 1981).

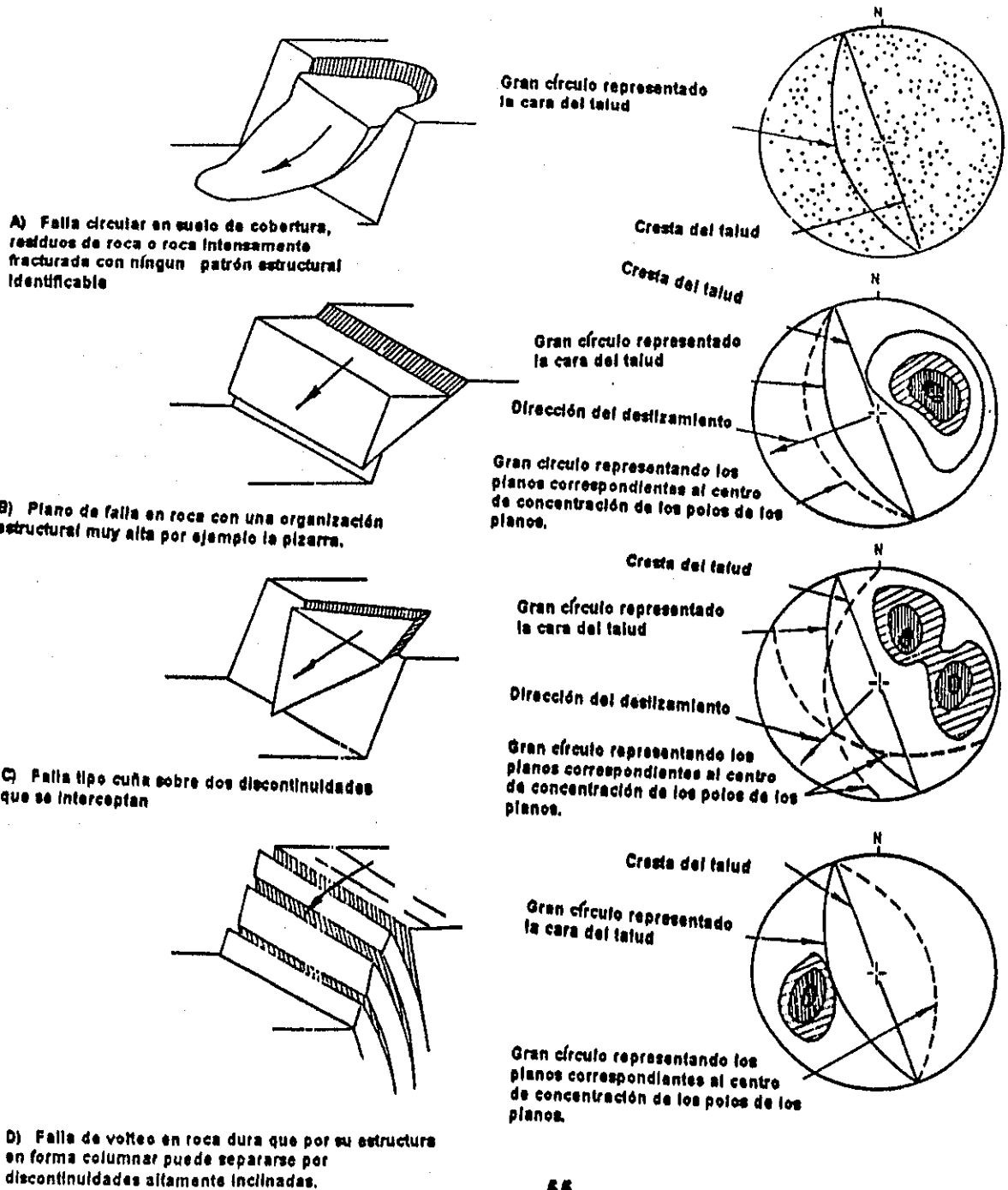
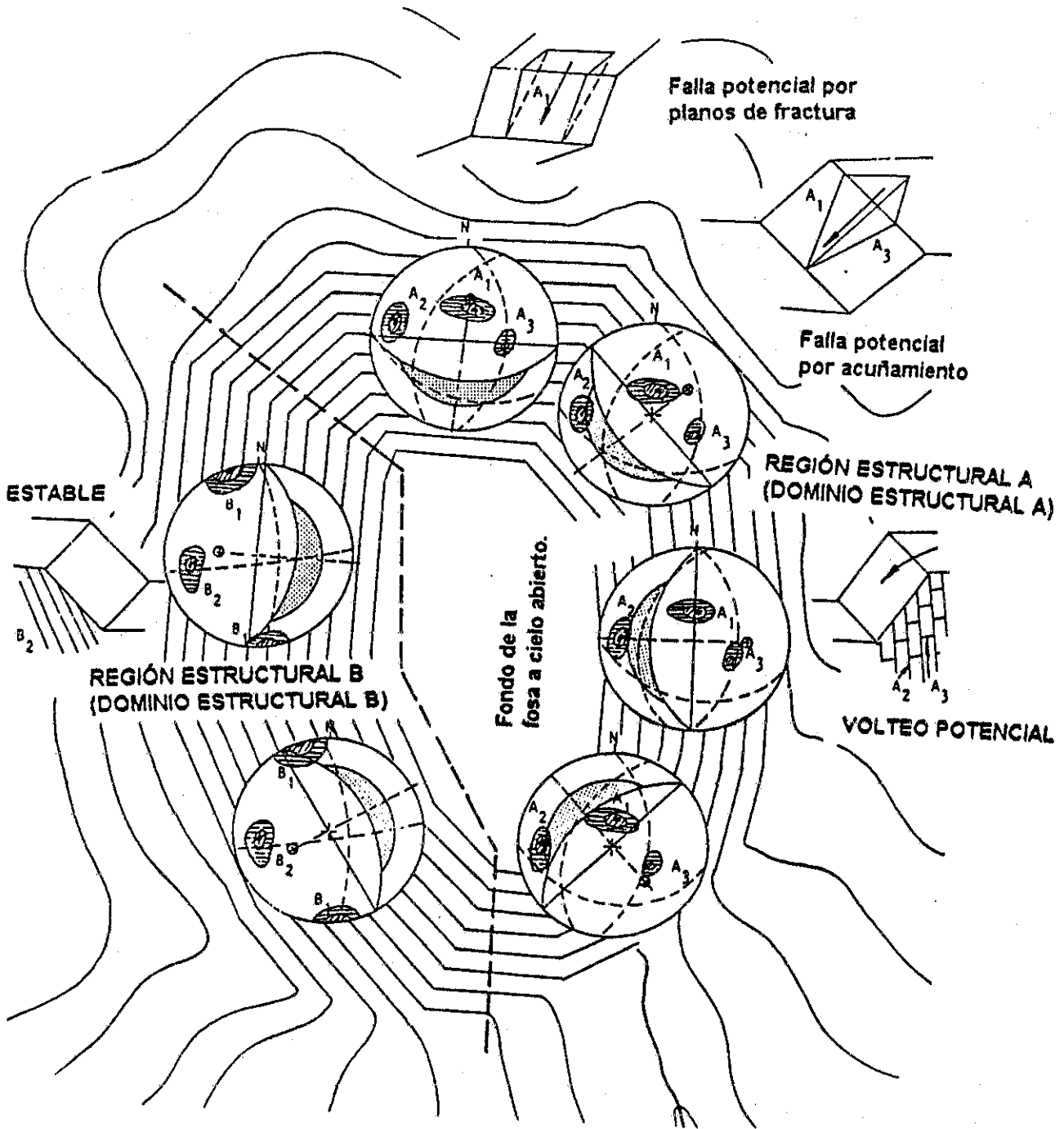


FIGURA 23

Forma de presentación de la información de geología estructural y la evaluación preliminar de la estabilidad de taludes de una propuesta de mina a cielo abierto. Nótese que existen dos tipos de dominio estructural, y que la orientación de las discontinuidades definen en gran parte el tipo de falla de talud. (Tomado de Hoek & Bray, 1981).



3.7. Tamaño óptimo de la muestra de datos de las discontinuidades

La recopilación de datos estructurales puede requerir gran consumo de tiempo y representar altos costos dentro de las fases de prefactibilidad, y factibilidad, por lo que es importante que la cantidad de datos recolectados sean el mínimo requerido y sean suficientes para definir las características geométricas del macizo rocoso (Hoeck & Bray 1981). El propósito de la recolección de datos estructurales es definir la geometría del macizo rocoso para proveer una base para la escogencia más apropiada del modo de ruptura del macizo. Esta es una de las más importantes decisiones de todo el proceso de la investigación de la estabilidad de taludes, ya que la escogencia incorrecta del modo de ruptura invalidaría el análisis realizado (Hoeck & Bray 1981).

Un macizo rocoso sólido, en el que se han desarrollado dos o tres juegos de discontinuidades, mostraría en un estereograma tres densas concentraciones de polos, usualmente la ruptura sería por deslizamiento sobre uno o dos planos o por volcamiento (rotación) (ver figura 22 c).

Una discontinuidad individual con características bien definidas tales como una falla geológica puede jugar un papel dominante dentro de la ruptura de un talud, por lo que es muy importante conservar durante el análisis estadístico sus características individuales, para no confundirlas con las de otros juegos de discontinuidades. Una macizo rocoso suave (meteorizado), en el cual la orientación de polos aparece distribuida aleatoriamente el modo de ruptura puede ser de tipo circular como ocurre en los deslizamientos de suelos (ver figura 22 a).

Adicionalmente a la determinación de los patrones de fracturas, de la resistencia del macizo rocoso, y, las condiciones del agua subterránea, ayudarían al geólogo a decidir sobre cuantos datos geológico - estructurales se requieren para llegar a una decisión realista sobre el modo de ruptura. Generalmente la experiencia del geotecnista definirá el número de medidas a realizar, las cuales deben ser suficientes para definir los planos estructurales presentes y sus patrones de comportamiento, las mediciones oscilarán entre 100 a más de 5000.

Algo importante durante las mediciones es definir cuidadosamente cada plano, por ejemplo diferenciar y analizar por separado de acuerdo a sus características físicas a las fallas geológicas, las diaclasas abiertas y rellenas, las diaclasas cerradas, las diaclasas con muestras de movimiento, las vetas y vetillas, la longitud, Etc. Así mismo deberá definirse cuáles son, primarias y cuáles son posteriores, es decir, de acuerdo a su edad, que sistemas de discontinuidades son cortadas por otro sistema.

Hoeck & Bray (1981) recuerdan que un diagrama de concentración de polos es necesario pero no suficiente en la estabilidad de taludes. Los diagramas de concentración de polos siempre deben ser usados conjuntamente con observaciones inteligentes. Toda decisión final sobre el método de análisis a utilizar en un talud en particular, debe basarse sobre una evaluación balanceada de toda la información obtenida. Es más, no necesariamente los datos observados podrán dar un resultado aproximado con la realidad, sobre todo si el analista impone algún criterio predeterminado, lo cual ocurre muy frecuentemente, sobre todo cuando los datos son escasos, o la muestra de datos no es estadísticamente representativa. Esto último es relevante, sobretudo con geólogos acostumbrados a extrapolar resultados generalmente sin ninguna sustentación real en sus datos.

4. ANÁLISIS A ESCALA REGIONAL

En los proyectos de gran magnitud por ejemplo represas, túneles de aducción, minas a cielo abierto, carreteras, Etc., es necesario realizar estudios a nivel regional con el propósito de prever problemas sociales, ambientales, de estabilidad y sismicidad. Para tal fin en el caso de los taludes en macizos rocosos se pueden elaborar una serie de mapas temáticos con el fin de integrar la información necesaria para el diseño a nivel regional, para luego pasar a nivel de detalle, a continuación se hace una descripción de los diferentes mapas posibles.

4.1. Mapa de orientación y estabilidad geométrica de taludes

En la evaluación de la estabilidad de una ladera o de un talud de corte, además del factor litológico, juega un papel significativo el tipo de estratificación (o foliación para las rocas metamórficas), y la disposición de los estratos o capas con respecto a la ladera.

4.1.1. Disposición de las capas o estratos:

Es la combinación de la estratificación o foliación en el espacio en relación con la morfología de la vertientes. El rol de la estructura principal (estratificación o foliación) depende no solamente de la disposición de las mismas, de la rugosidad de las superficies que están en contacto, además de la presencia de niveles arcillosos entre dos estratos consecutivos y de la eventual alternativa de litologías diferentes. Todos estos parámetros son difíciles de evaluar y varían de sitio a sitio.

Se pueden hacer mapas cualitativos de acuerdo a la disposición de los estratos soslayando casos intermedios, que dependerán de la disposición de los estratos y de la distribución espacial de la ladera o talud (véase figura 24).

4.1.1.1. Cuesta de buzamiento

Sectores con ángulos reales de buzamiento de las capas menores de aquellos entre los planos tangente al talud y el plano horizontal. De tal manera que la superficie topográfica interrumpe la continuidad de los planos de estratificación y el efecto de la gravedad se realiza a lo largo de la superficie que tiene una componente externa a la ladera (Fig. 24 número 2). Esta condición es muy desfavorable para la estabilidad geométrica, aún más si la roca es plegada, fracturada o interceptada por

planos de discontinuidad, principalmente fallas y/o diaclasas (Fig. 24 numerales 1, 3 y 4).

4.1.1.2. Contracuesta de buzamiento

Los estratos o capas buzando con sentido contrario a la ladera. Estas disposiciones son muy favorables para la estabilidad del talud. En efecto el ángulo de buzamiento con respecto a la ladera puede variar entre límites muy amplios, permaneciendo constante el valor de estabilidad del macizo rocoso (Fig. 24 números 7, 8, 9 y 10). Por lo general la situación favorable de la estratificación puede anularse por la presencia de planos de falla, por el elevado grado de fracturación y alteración de las rocas (Fig. 24 número 3).

4.1.1.3. Sectores intermedios

Se caracterizan por una disposición ortogonal transversal en relación a la ladera; el buzamiento de las capas tiene una orientación casi paralela al eje de la fila o estribo (Fig. 24 número 6). Esta condición puede tener una limitada componente hacia disposiciones de cuesta de buzamiento o de contracuesta de buzamiento, con las consiguientes variaciones de las características de estabilidad del versante (por ejemplo Fig. 24 número 6).

4.2. Mapa clinométrico (Mapa de pendientes)

Debe incluirse para el análisis de estabilidad el factor clinométrico natural de las laderas, esto se hace mediante la identificación de las pendientes comprendidas entre valores definidos (rangos de pendientes) y que puede constituir un elemento negativo para la evaluación de las condiciones de estabilidad. Este análisis preliminar aportará mucha información en diseños de detalle. La manera de efectuarlo es simplemente midiendo sobre un mapa la frecuencia estadística de las inclinaciones de las laderas, tomando una distancia fija que varía dependiendo de la escala en que se trabaje (cada 10 m, 100 m, 1 Km), además de la propia inclinación de la ladera, para desarrollar tal distancia.

Ejemplo: Distribución de frecuencia de las pendientes a cada 100 m de la zona de la Ciudad de San Cristóbal, Caracas. (Según Dirección de Geología, Ministerio de Energía y Minas de Venezuela, 1990).

RANGO	GRADOS	FRECUENCIA %
6	0x-6x	0-10
5	6x-14x	10-25
4	14x-32x	25-40
3	22x-32x	40-60
2	32x-40x	60-83
1	>40x	>83

Los rangos se han escogido en los ámbitos de pendiente más generalizados en el área de estudio.

4.3. Mapa geomorfológico

Un mapa geomorfológico aplicado a fines geotécnicos, pone especial atención a todos los procesos presentes en el área según su naturaleza, importancia (procesos profundos o superficiales), edad relativa (fenómenos antiguos o recientes) y dinámica (fenómenos activos, inactivos o estabilizados). Deben considerarse en el análisis de estabilidad de taludes solamente aquellos procesos geomorfológicos que por la acción en un momento dado pueden definir la estabilidad superficial o no de un sector. Para tal caso se debe identificar el proceso geomorfológico más activo y caracterizarlo de acuerdo al riesgo y amenaza que involucra, al producirse un eventual deslizamiento, derrumbe, caída o escurrimiento.

A continuación se hace una descripción somera de estos procesos, en la Fig. 25 se muestran gráficamente dichos procesos:

4.3.1. Deslizamientos (Fig. 25 IV, V, VI):

Comprende todos los movimientos lentos asociados a las condiciones de alteración del material, especialmente en áreas arcillosas. Este fenómeno es problemático porque generalmente funciona en cadena e involucra grandes cantidades de material. En este grupo se incluyen todas las variaciones de deslizamientos presentes en paquetes, inicial, estados potenciales, rotacionales, Etc., ya sean superficiales o profundos.

FIGURA 24

Orientación de los planos de discontinuidad con respecto al declive (según A. Desio, 1971 en Dirección de Geología, 1990a).

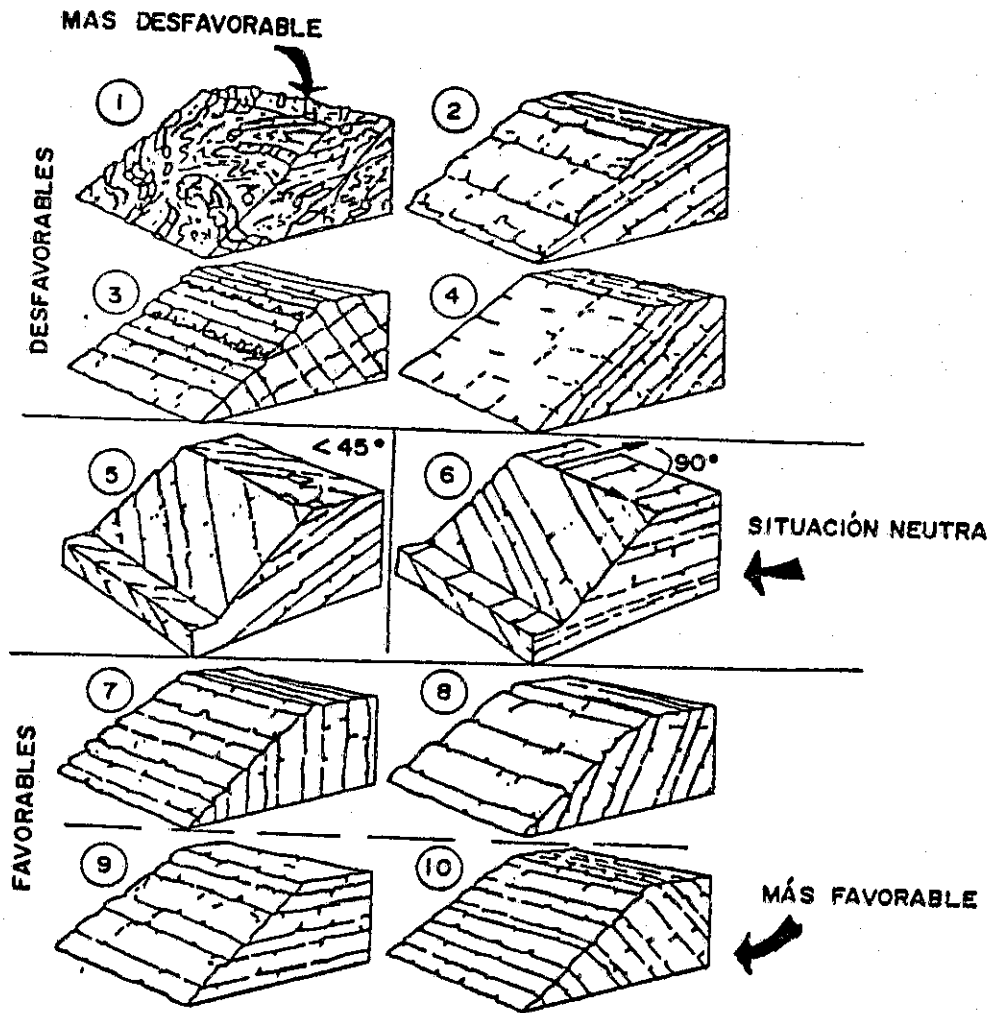


FIGURA 24

DESFAVORABLES

1. Capas desplazadas, trituradas y plegadas
2. Cuesta de buzamiento con ángulo menor que el declive
3. Contracuesta de buzamiento con sistema de fractura paralela al declive
4. Cuesta de buzamiento con inclinación igual que el declive

SITUACIÓN NEUTRA

5. Capas transversales al declive (Ángulo entre 45° y 90°)

SITUACIÓN FAVORABLE

6. Capas verticales
7. Cuesta de buzamiento con inclinación mayor que el declive
8. Capas horizontales
9. Contracuesta de buzamiento.

4.3.2. Derrumbes:

En este término se agrupan todos los colapsos bruscos, rápidos, asociados a la gravedad, con orígenes estructurales, o sea fracturamiento del material independiente de la alteración o no, y a la acción de los ríos y drenajes principales. Es necesario poner mucha atención a la cartografía de las cicatrices recolonizadas potenciales o en vías de reactivación. Este tipo de proceso está muy relacionado con taludes de fuerte pendiente, con las cabeceras de cuencas hidrográficas, con las áreas de corte en caminos y vías de comunicación, y en donde el agua erosiona la base de los taludes, dejando paredes muy verticales que terminan por colapsar violentamente. (Fig. 25 numerales VII, VIII y IX).

4.3.3. Flujos

Estos por lo general se presentan en grandes extensiones superficiales y pueden no representar peligrosidad por su dinámica de deposición. A este grupo pueden asociarse los procesos causados por flujos relacionados con la sobresaturación del agua en material arcilloso y a la acción libre del agua sobre la superficie. (Fig. 25 numerales XII, XIII, XIV).

4.3.4. Escurrimientos

En relación a aleación del escurrimiento, se deben estudiar los efectos de socavación importantes, ya que estos procesos no pueden ser controlados, evolucionan como cárcavas propiciando derrumbes en su desarrollo. (Fig. 25 numerales XV y XVI).

4.4. Mapa de análisis integrado

Este mapa temático interpretativo resulta de la adición de los parámetros tomados en cuenta según la metodología propuesta. En efecto se elabora utilizando y al mismo tiempo sintetizando los cuatro mapas temáticos básicos correspondientes a los parámetros de litología, clinometría, estructura y orientación de taludes. Para la ejecución del mapa de análisis físico integrado es necesario efectuar previamente, en las leyendas de mapas temáticos arriba mencionados, una simplificación que consiste en agrupar los casos favorables y los casos desfavorables.

Sucesivamente, a través de la superposición gráfica de los documentos cartográficos se deriva el mapa de zonificación o mapa de análisis físico integrado. En otras palabras el mapa es un documento de síntesis en donde un área de estudio se subdivide en zonas de sectores de comportamiento homogéneo y uniforme. La superposición permite obtener combinaciones de los parámetros favorables y desfavorables.

Se debe estar claro que todo método tiene validez si éste se aplica entre los límites de sensibilidad establecidos ya sea por precisión o el criterio común. Cuando se requiere un mayor detalle es necesario hacer investigaciones geotécnicas in situ tanto para roca como para suelo.

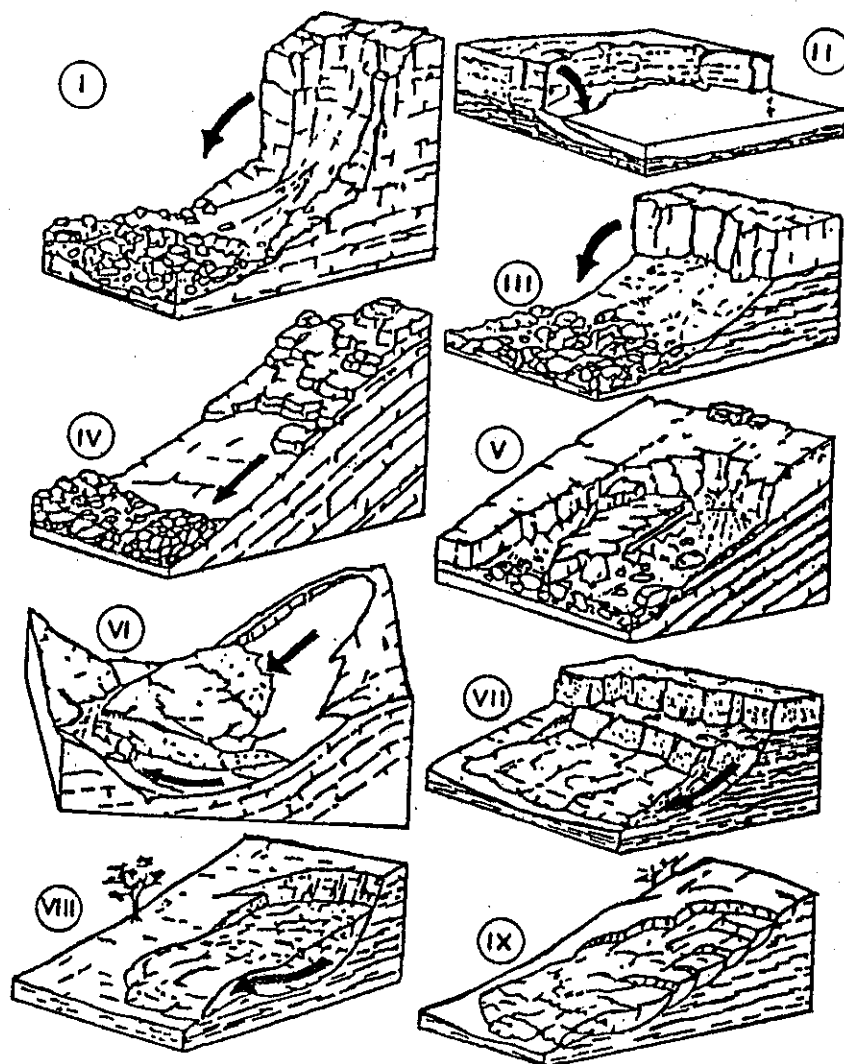
4.5. Mapa de análisis de alineamientos

En este mapa se estudian los patrones alineamientos ya sean rectos o curvados que evidencian cierta correlación (control estructural). Estos alineamientos pueden estudiarse por medio de:

- a) fotografías aéreas, en las que se pueden hacer estudios desde escalas 1:5000 a 1:60000 que dependerán en todo caso del nivel de detalle del estudio;
- b) imágenes de sensores remotos (especialmente imágenes de radar e imágenes infrarrojas), con estas imágenes es posible evaluar a nivel regional, y servirán para entender sobretodo la respuesta de la litología a las sollicitaciones de esfuerzos tectónicos.
- c) Por medio de la observación de alineamientos en mapas fisiográficos (topográficos), y se usarán todas aquellas escalas en las que se encuentre cartografiada el área de estudio, dependiendo la escogencia de la escala del nivel de detalle que requiera en el estudio.

FIGURA 25

Aspectos morfológicos de movimientos de masas (Según A. Desio, 1971 en Dirección Geología, 1990a).



CAÍDAS

- I. Rocas coherentes (Calcáreas, dolomías)
- II. Rocas incoherentes (Areniscas y conglomerados poco cementados)
- III. Rocas coherentes sobre rocas menos coherentes

DESLIZAMIENTOS

- IV. Planar sobre superficie definida
- V. Planar de rocas coherentes sobre rocas menos coherentes a lo largo de superficie definida
- VI. Rotacional

DERRUMBES. HUNDIMIENTOS

- VII. Rocas más coherentes sobre rocas menos coherentes (arenisca y arcillita)
- VIII. Rocas pseudocoherentes (la superficie de corte sube en contrapendiente)
- IX. Hundimientos múltiples y regresivos, similar al anterior.

FIGURA 25 (continuación)

Aspectos morfológicos de movimientos de masas (Según A. Desio, 1971 en Dirección Geología, 1990a).

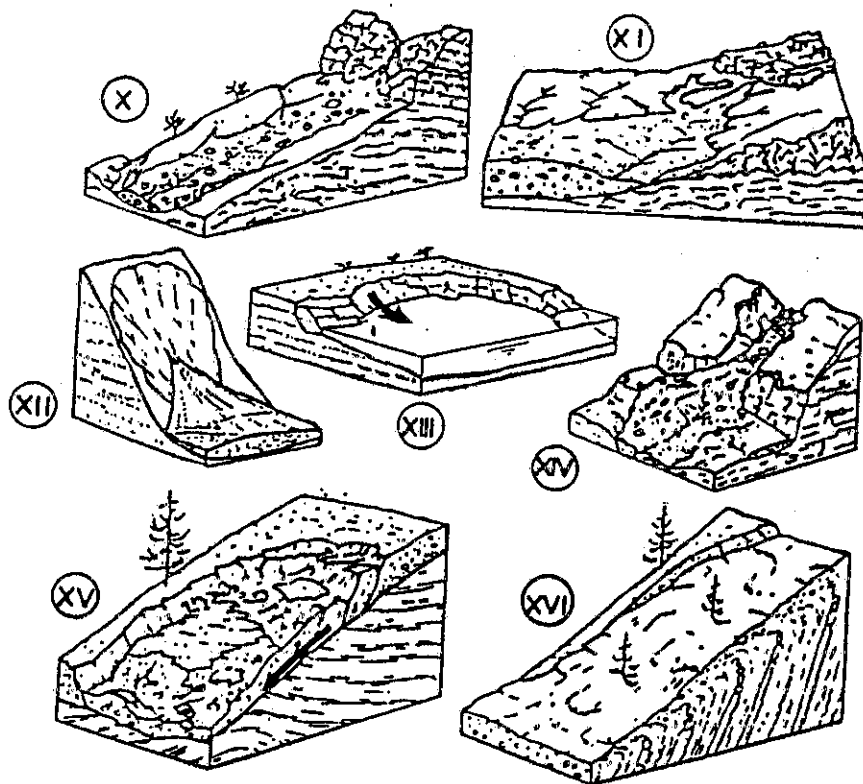


FIGURA 25

COLADAS

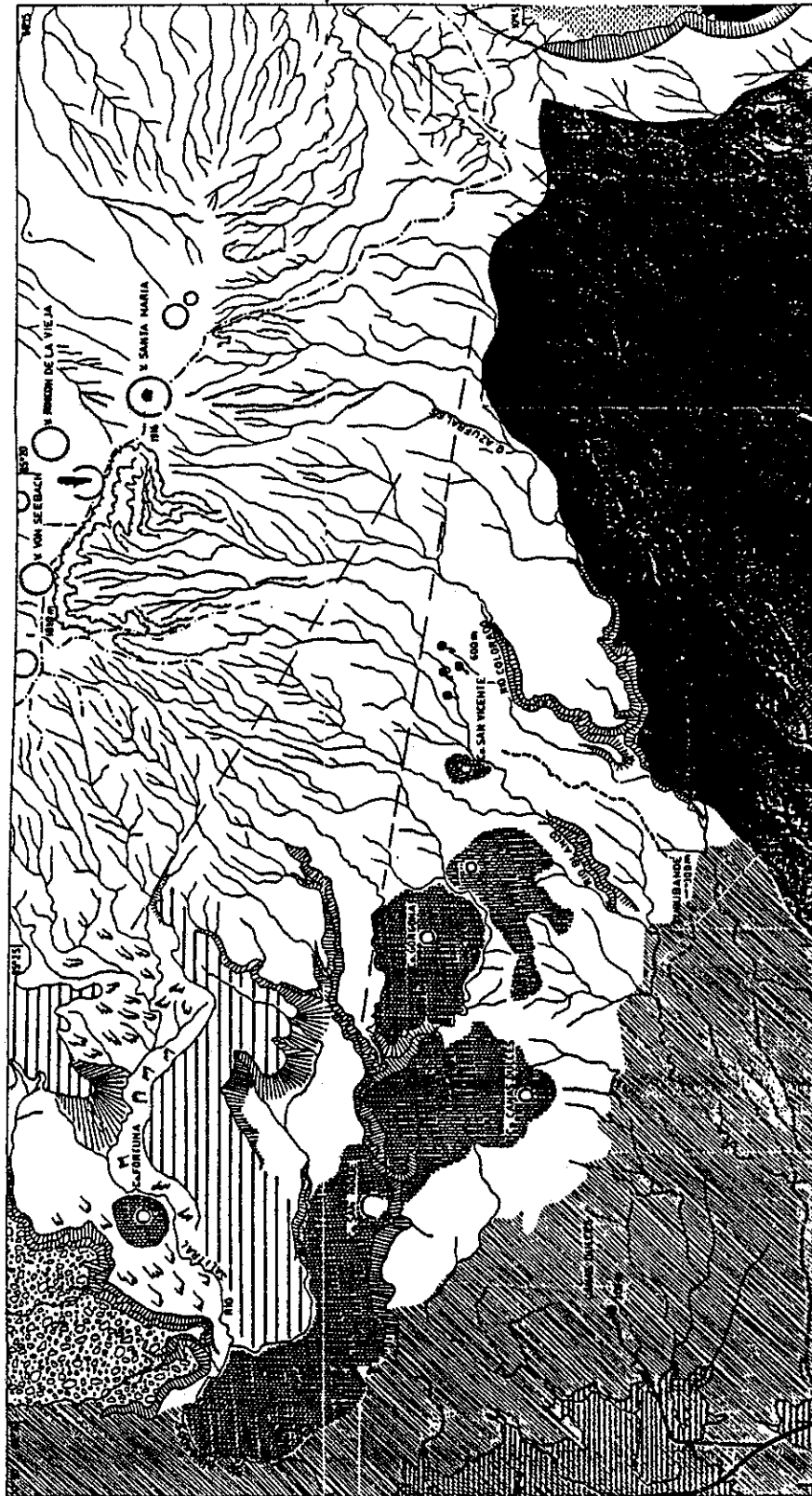
- X. Rocas pseudocoherentes con rocas coherentes arriba
- XI. Grandes coladas con ramificaciones

FLUJO

- XII. Material incoherente (arenas)
- XIII. Hundimiento de orilla de playa o río de material incoherente o poco coherente (arenas).
- XIV. Aspecto de derrumbe con material aluvial, después de grandes lluvias en terrenos muy erosionables

DESlizAMIENTOS DE SUELOS (RÁPIDOS A MUY LENTOS)

- XV. En paquetes de suelo sobre substrato de roca in situ el movimiento es más lento en superficie que en profundidad
- XVI. Creep, suelos con parte alterada de roca, el movimiento es más rápido en superficie que en profundidad.



- | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 | 13 | 14 | 15 | 16 | 17 | 18 | 19 | 20 |
| | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
- LEYENDA**
1. Bordo caudal (RIN).
 2. Colinas volcánicas.
 3. Zarcas rocosas (concretas).
 4. Tobilos de erosión.
 5. Pallas.
 6. Lomas caudales.
 - 7.
 8. Piedmonte (plumbífero cuaternario medio (Formación Liberia)).
 9. Piedmonte (plumbífero cuaternario inferior (Formación Sagacema)).
 10. Labares del Volcán Ocho (cuaternario medio).
 11. Suelos reguamales con "volcanocitos de barro".
 12. Montes topográficos y terrazas de erosión (Santo-Inés).
 13. Coleadas de lava.
 14. Lagos crátericos.
 15. Fondo lacustre de la caldera de Guayabo.
 16. Drenajes.
 17. Líneas de crestas.
 18. Colinas crátericas.
 19. Cosechas de cerros.
 20. Vías interredadas.

FIGURA 26

Mapa geomorfológico del Sector Sur Oeste del Volcán Rincón de la Vieja en Costa Rica. A diferencia de un mapa geológico el mapa geomorfológico presenta procesos físicos exógenos (viento, agua, erosión) poniendo énfasis en deslizamientos, y procesos de inestabilidad de suelos y/o estructuras tectónicas. (Tomado de Bergoing et al, 1983).

4.6. La influencia de la escala de las fotografías aéreas en la calidad de la cartografía

Un factor característico de muchos profesionales de ciencias de la tierra es el hecho que generalmente empiezan a tomar un gran número de medidas de fracturas, fallas y otras discontinuidades geológicas a nivel de detalle, pero no las relacionan con el entorno regional y el área aledaña al proyecto. Los trabajos con fotos aéreas pueden dar desde el comienzo una idea del comportamiento general del macizo rocoso. Atendiendo a este objetivo se recomienda iniciar todo trabajo con estudio a escala regional, para tal caso Sissakian et al (1983) en un estudio de la influencia de la escala de fotografías aéreas determina las siguientes características que influyen en la fotointerpretación:

- a) Las fotos a gran escala revelan más detalles de la superficie, ya que facilitan la clasificación de las unidades geológico ingenieriles y reconocer los movimientos de masa y fenómenos de erosión con mayor detalle.
- b) La foto - anotación y la producción posterior de mapas sobre una escala mayor permite la presentación de unidades geotécnicas y fenómenos de mucho menor tamaño, por ejemplo, el detalle de los mapas se incrementa.

4.6.1. La escala de las fotografías aéreas

La ampliación de la escala de fotografías aéreas de un negativo cuya escala original es de aproximadamente 1:20000 es posible si los negativos son de buena calidad, los cuales deben tener buen contraste y una variación de tonos grises. La ampliación entre factores de 6 a 7 x es posible, sin provocar distorsión considerable de la calidad de imagen, solamente si se usa una ampliadora de buena calidad. Ampliaciones con factores de 4 a 5 x, la cantidad de información se incrementa usando un estereoscopio de espejos. Muchos de los detalles presentes en la fotografía a la escala original son muy finos para ser distinguidos debido a las limitaciones del ojo y la mente humana.

Si los negativos son de buena calidad, ampliaciones de fotografías aéreas de una escala original relativamente pequeña usados en las primeras etapas de un proyecto pueden ser ampliadas para usarse en posteriores etapas de detalle. Por lo que no será necesario hacer un vuelo adicional para tomar nuevas fotografías a una escala mayor.

La interpretación de negativos ampliados presenta algunos problemas prácticos debido al tamaño de las impresiones. Con un factor de ampliación de 4 sobre un negativo original del tamaño de 23 x 23 cm resulta una impresión de casi 1 m². Estereoscopios que puedan acomodar fotografías de este tamaño generalmente pueden no estar disponibles. Al usar un estereoscopio de espejos estándar las fotografías deben ser cortadas en piezas apropiadas para ser observadas con la parte correspondiente de la fotografía siguiente, para formar el par estereográfico.

4.6.2. Calidad de la interpretación

Sissakian et al (1983) realizó un estudio comparativo de la interpretación relativa de varios aspectos del terreno en cuatro diferentes escalas. Para detalles micromorfológicos y de gradiente de pendiente es más apropiada la escala 1:3000, la cual resulta en una clara interpretación con mejor detalle de los fenómenos de movimientos de masa. Sissakian et al (1983) recomienda cualquiera de las escalas 1:3000 y 1:5000, sin embargo, él se inclina más por la escala 1:5000 ya que abarca una mayor área de estudio. En Guatemala el Instituto Geográfico Nacional normalmente proporciona fotografías a escala 1:40000, escalas más pequeñas deberán ser solicitadas bajo pedido, probablemente pagando a una empresa privada para su elaboración. En la tabla 5.1 se observa un claro incremento que ocurre en la calidad de interpretación en las escalas entre 1:20000 hasta 1:5000.

TABLA V.1 Uso relativo de las diferentes escalas de fotografías aéreas para diferentes elementos cartográficos de detalle en Ingeniería geológica. (Tomado de Sissakian et al, 1983).

PARAMETRO	TAMANO	1:20000	1:10000	1:5000	1:3000
Contactos entre unidades de roca y suelo		-0	0/+	++	++
Contactos entre unidades de resistencia del macizo rocoso		0	0/+	++	++
Contactos entre unidades principales de suelos		-	0/+	++	++
Aspectos micromorfológicos usados para la determinación de la resistencia del macizo rocoso		-	0	+ / ++	+++
Reconocimiento de diferentes fenómenos de inestabilidad	∠20 m	-	-	0	+
	20 - 25 m	+0	0/+	0	++
	75 m	0/+	+	++	+++
Reconocimiento de la actividad de áreas inestables	∠20 m	-	-	-0	+
	20 - 25 m	+0	-0	-0	++
	75 m	0/+	-0	++	+++
Reconocimiento de diferentes elementos de inestabilidad (grietas, ondulaciones, depresiones, Etc.)	∠20 m	-	-	-	+
	20 - 25 m	-	-0	0/+	++
	75 m	0	+	++	+++
Reconocimiento de fenómenos de erosión y su actividad		0	+	++	++
Reconocimiento de variaciones de pendientes y valles		-	0	+	++

- = Menos adecuado
 0 = De uso limitado
 + = útil

++ = muy útil
 +++ = extremadamente útil

5. CLASIFICACIÓN DE MACIZOS ROCOSOS EN EL DISEÑO DE TALUDES

No existe ninguna clasificación sencilla que de una idea del comportamiento de la roca que rodea una excavación o construcción, por lo que se ha necesitado idear clasificaciones que combinen los resultados de una serie de diferentes tipos de ensayos y medidas con el propósito de caracterizar el comportamiento mecánico de un macizo rocoso. Con el propósito de realizar la clasificación es necesario seguir los siguientes pasos (Beniawski, 1976 en Hoek & Brown, 1985).

- 1) Dividir el macizo en grupos de comportamiento parecido (dominios estructurales, ver sección 3.6).
- 2) Proporcionar una buena base para el entendimiento de las características del macizo rocoso.
- 3) Facilitar la planeación y diseño de estructuras en la roca al proporcionar datos cualitativos y cuantitativos necesarios para plantear y resolver el problema ingenieril.
- 4) Dar una base común uniforme de comunicación efectiva entre los grupos de personas relacionadas con la solución del problema.

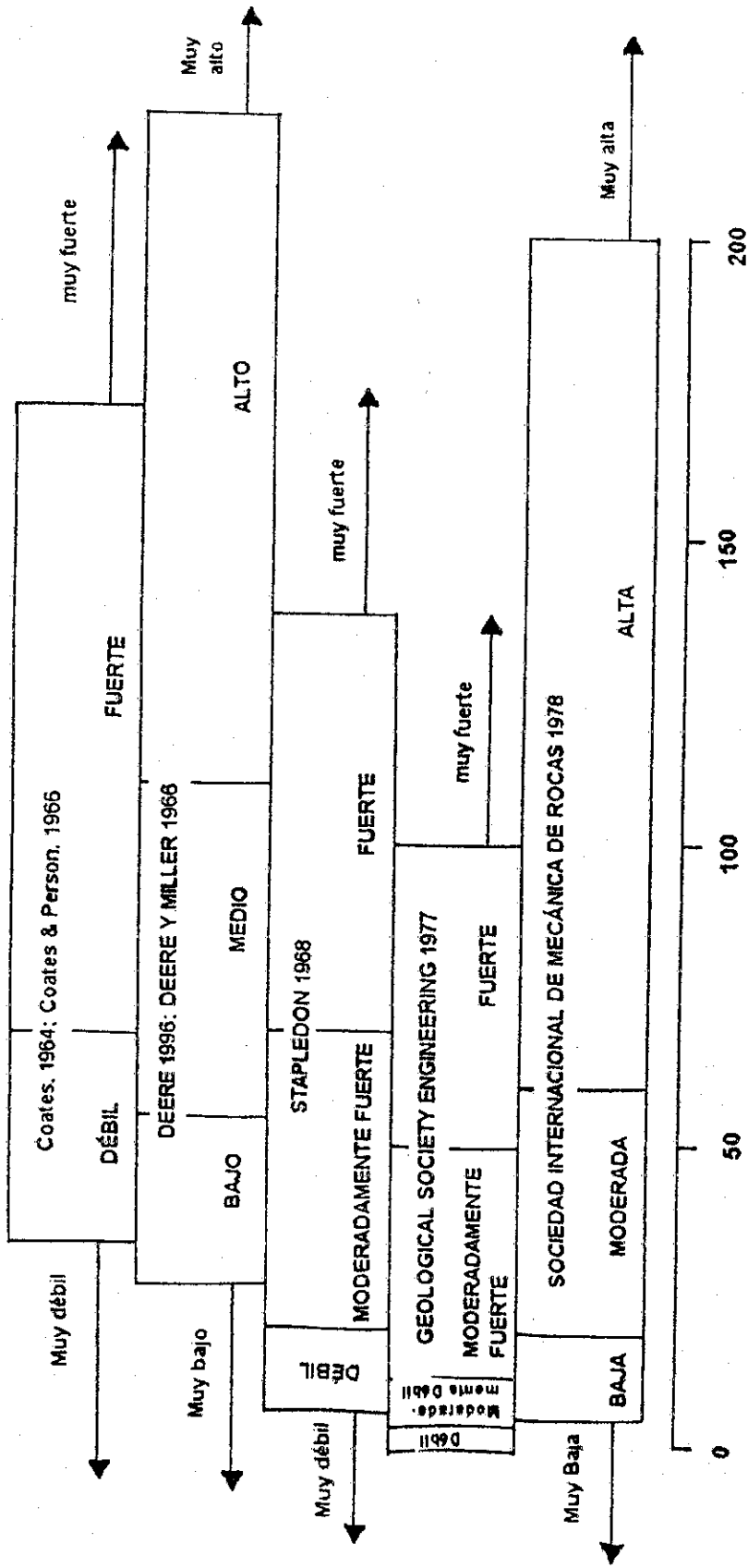
Los propósitos anteriores se logran si la clasificación:

- a) Es sencilla y significativa en sus términos.
- b) Se basa en parámetros fáciles de medir y que pueden establecerse en el campo de manera rápida y económica.

A continuación se describen algunas clasificaciones de mucha utilidad en el diseño en obras construidas directamente en roca, las cuales pueden aplicarse directamente al medio nacional.

5.1. Clasificaciones de rocas basadas en su resistencia a la compresión simple:

En la Figura 27 se presentan gráficamente varias clasificaciones utilizadas para roca intacta basada en la resistencia a la compresión simple. Sin embargo, es necesario reconocer que la resistencia de un macizo rocoso está influido más por el tipo de discontinuidades que lo atraviesan y por las características de la presión del agua freática que por la resistencia misma de la roca.



RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN SIMPLE (MN/m²)

1 MN/m² ≈ 10 Kgf/cm²

FIGURA 27 Resúmenes de clasificaciones de roca basadas en la resistencia a la compresión simple. (Tomado de Mora et al. 1983).

5.2. El índice de calidad de rocas (RQD)

El Índice de Calidad de Rocas (Rock Quality Design, "RQD", explicado en la sección 1.3.3) en algunas oportunidades fue empleado como factor único en la clasificación de macizos rocosos. Sin embargo, al utilizar el RQD en la clasificación de macizos rocosos se tienen los problemas de que este índice no toma en cuenta la dirección de discontinuidades geológicas, además de no considerar las fracturas con algún tipo de relleno. No obstante, en las clasificaciones CSIR y NGI (que se reseñarán más adelante) si incluyen estos factores, estas clasificaciones usan el RQD como un factor para evaluar el tamaño de los bloques formados por la de las fisuras (ver sección 1.3).

5.2.1 Mediciones sobre núcleos de perforación

En la sección 1.3.3. se presenta los pasos necesarios para la medición en núcleos de perforación del índice de Calidad de Rocas "RQD" (Rock Quality Design, Deer, 1964 en Hoek & Brown, 1985). Para poder interpretar el RQD se puede considerar lo siguiente (Deer, 1964):

TABLA V.1

CALIDAD DE LA ROCA SEGÚN EL ÍNDICE DE CALIDAD DE ROCAS RQD (Deer, 1964)

RQD %	CALIDAD
0 - 25	MUY POBRE
25 - 50	POBRE
50 - 75	ACEPTABLE
75 - 90	BUENA
90 - 100	EXCELENTE

5.2.2 Mediciones en afloramientos (Control volumétrico de diaclasas Jv)

En la sección 1.2.8.2. se definió el Control volumétrico de diaclasas (Jv), metodología mediante la cual puede medirse el RQD aproximadamente a partir de afloramientos en roca sin juntas con arcilla, en los casos que no se tengan disponibles núcleos de perforación. La ecuación 1.9 proporciona una relación que relaciona al control volumétrico de diaclasas con el Índice de Calidad de Rocas (RQD).

5.3. Sistemas de Clasificación de Macizos Rocosos NGI y CSIR

Hoeck & Brown (1985) sugieren que de los varios sistemas existentes para la clasificación de macizos rocosos, los métodos del Consejo Sudafricano para la Investigación Científica (CSIR, siglas en inglés) y el del Instituto Geotécnico Noruego (NGI, siglas en inglés), reúnen aceptablemente la suficiente cantidad de datos para poder evaluar todos los factores que influyen en la estabilidad de una excavación subterránea, o un talud en un macizo rocoso.

Hoeck & Brown (1985) además agregan que para que una clasificación sea efectiva deberán utilizarse conjuntamente ambos métodos (NGI y CSIR). Además, debe recordarse que estas clasificaciones han sido ideadas para excavaciones subterráneas, sin embargo, son ampliamente utilizadas en el diseño preliminar de taludes en macizos rocosos, con el propósito de determinar de manera muy rudimentaria la resistencia de los macizos rocosos. Los valores obtenidos pueden utilizarse como parámetros de diseño en las etapas iniciales de trabajos tanto de obras subterráneas como en taludes en roca.

A continuación se hace una descripción de los métodos NGI y CSIR por considerarse de importancia y ser poco conocidos en nuestro medio:

5.3.1. Método de Clasificación Geomecánica del Consejo Sudafricano para la Investigación Científica e Industrial (CSIR)

La clasificación Geomecánica del Consejo Sudafricano para la Investigación Industrial (South African Council for Scientific and Industrial Research CSIR) fue propuesta por Beniaowski en 1974 para la construcción de túneles y excavaciones subterráneas, según Hoeck y Brown (1985) y Hoeck & Bray (1981) esta clasificación ha sido muy utilizada para la clasificación de macizos rocosos en trabajos en superficie.

La metodología de la Clasificación Geomecánica CSIR consta de la determinación de cinco parámetros básicos mínimos, que al final constituirán la valoración del Macizo Rocosos (Rock Mass Rating RMR en inglés):

F1) Resistencia de la roca inalterada, utilizando la compresión uniaxial de Deere & Miller (1966), o bien la prueba de "Carga de Punta", en esta última se exceptúan las rocas muy frágiles (véase capítulo 6).

F2) RQD (Deer, 1964) véase la sección 1.3.3.

- F3) Espaciamiento de fisuras (ver tabla V.2., ver sección 1.2.8). Para tal caso se debe utilizar la clasificación propuesta por Deer (1964 en Hoek & Brown, 1985) Ver sección 1.2.2. para la clasificación del espaciamiento de fisuras.
- F4) El estado de las fisuras: por ejemplo la separación o abertura de las fisuras, continuidad, rugosidad de su superficie, rellenos, superficies blandas o duras.
- F5) Condiciones del agua subterránea: es una observación de tipo cualitativo, con el propósito de determinar la influencia del flujo de las aguas subterráneas en la estabilidad de la excavación.
- F6) Ya que no todos los parámetros intervienen de igual manera en el comportamiento del macizo, se han dado "valores de peso" a cada factor con el propósito de darle su valor correspondiente de acuerdo a sus características, a la valuación final se aplica una corrección por concepto de la orientación de las fisuras.

El valor final "RMR" (rock mass rating) se obtiene de la sumatoria de los factores del 1 al 5 obtenidos en la Tabla V.2. El factor F6 es una corrección por orientación de las discontinuidades, es un valor obtenido en la Tabla V.3. El factor F6 siempre es negativo o igual que 0.

Es decir:

$$RMR = \sum F_i \text{ (desde } i=1 \text{ hasta } n=6) \quad (5.3)$$

Donde:

RMR = Valuación del macizo rocoso (rock mass rating)

F_i = cada uno de los factores descritos anteriormente

La corrección por orientación de diaclasas se obtiene de la Tabla V.3 y de la Tabla V.2D se obtienen valores tentativos para la cohesión y el ángulo de fricción en el macizo rocoso. Para interpretar el significado del valor del RMR obtenido se utiliza la Tabla V.2D donde se obtienen los valores tentativos para la cohesión y el ángulo de fricción de la roca, o en las Figuras 29 y 30.

EJEMPLO del uso de la clasificación CSIR en el caso de un túnel que ha colapsado, y tuvo una valoración RMR de solamente 31 (Beniawski, 1974):

PARÁMETROS	PUNTEO	TABLAS CONSULTADAS
-Resistencia del material 50-100 Mpa	7	V.2. A Línea 1
-RQD 25-50%	8	V.2. A Línea 2
-Espaciamiento de 3 juegos de diaclasas		
1) 0.3 - 1 m		
2) 50 - 500 m	15	V.2. A Línea 3
3) 0.3- 1 m		interpolado
Condición de las juntas (diaclasas)		
Diaclasas continuas apretadas con superficies ligeramente ásperas, pared de las diaclasas duras, rellenos de arcilla(gouge) < 5 mm de ancho	6	V.2. A Línea 4
-Flujo de Agua Subterránea < 25 lt/min	7	V.2. A Línea 5
<hr/>		
VALOR BÁSICO IN-SITU (Σ parcial)	43	
Corrección por orientación muy desfavorable	-12	TABLA V.2 B y TABLA V.3
<hr/>		
VALOR FINAL (RMR= Σ de parámetros)	31	

Un valor de RMR = 31 indica un túnel en roca de muy mala calidad (Rango IV), es decir, se puede mantener un claro de 15 m sin ademe dentro de un túnel no más de 5 horas, (ver tablas V.2. C y V.2 D, y la Figura 28).

FIGURA 28: Relación entre el tiempo de sostén de un claro de una excavación subterránea sin ademe. Clasificación Geomecánica CSIR. Tomado de Hoek & Brown, 1985.

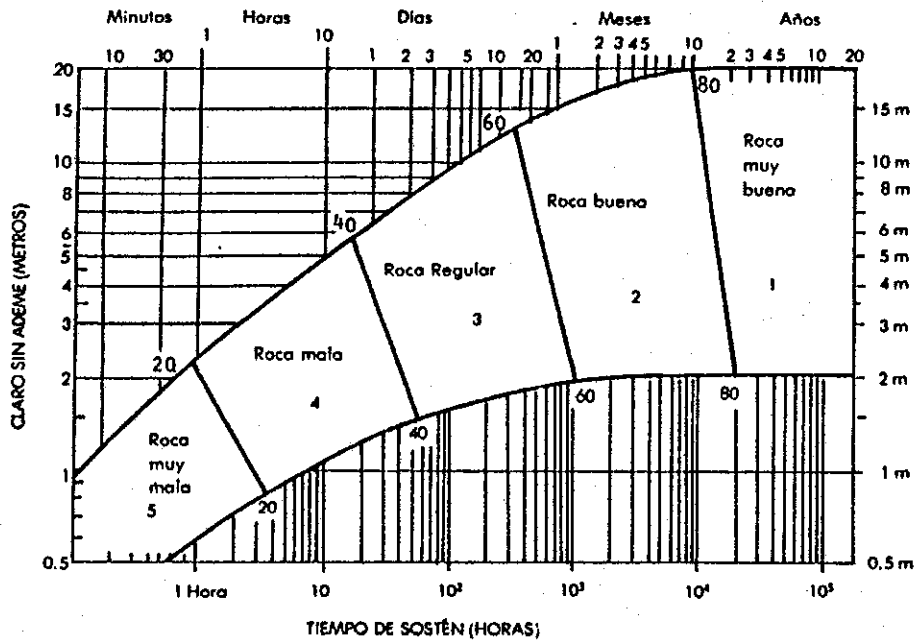


TABLA V.2. CLASIFICACIÓN GEOMECÁNICA CSIR DE MACIZOS DE ROCA FISURADA
A. Clasificación de los parámetros y su evaluación (Tomado de Hoek & Brown, 1985)

Parámetro		Escala de valores				Para esta escala tan baja se prefiere la prueba de la resistencia a la comp. uniaxial		
		> 8 MPa	4-8 MPa	2-4 MPa	1-2 MPa			
1	Resistencia de la roca inalterada	> 200 MPa	100-200 MPa	50-100 MPa	25-50 MPa	10-25 MPa	3-10 MPa	1-3 MPa
	Índice de la carga de punta	15	12	7	4	2	1	0
2	Resistencia a comp. uniaxial	90%-100%	75%-90%	50%-75%	25%-50%	< 25%		
	Valuación	20	17	13	8	3		
3	Cantidad de los núcleos de perforación, RQD	> 3m	1-3 m	0.3-1 m	50-300 mm	< 50 mm		
	Valuación	30	25	20	10	5		
4	Espaciamiento de juntas	Superficies muy rugosas, sin continuidad, sin separación. Paredes de roca dura	Superficies algo rugosas, separación < 1 mm paredes de roca dura	Superficies algo rugosas. Separación < 1 mm paredes de roca suave	Superficies pulidas o relleno < 5 mm Esp. 0 fisuras abiertas 1-5 mm fisuras continuas	Relleno blando < 5 mm fisuras abiertas < 5 mm fisuras continuas		
	Valuación	25	20	12	6	0		
5	Cantidad de infiltración losio m de tunnel	Ninguna		< 25 litros/min	25-125 litros/min	> 125 litros/min		
	Relación Presión de agua o en la fisura. Vrs. Esfuerzo principal o mayor	Cero		0.0-0.2	0.2-0.5	> 0.5		
Valuación	Situación general	Totamente seco		Sólo húmedo (agua de intersticios)	Ligera presión de agua	Serios problemas de agua		
	Valuación	10	7	4	0	0		

Tabla V.2. B. Ajuste en la valuación por orientación de fisuras.

Orientación de rumbo y echado de las fisuras		Muy favorable	Favorable	Regular	Desfavorable	Muy desfavorable
Valuación	Túneles	0	-2	-5	-10	-12
	Cimentaciones	0	-2	-7	-15	-25
	Taludes	0	-5	-25	-50	-60

Tabla V.2. C. Clasificación de rocas según el total de valuación.

Valuación	10-81	80-61	60-41	40-21	< 20
Clasificación No.	I	II	III	IV	V
Descripción	Muy buena roca	Buena roca	Roca regular	Roca mala	Roca muy mala

Tabla V.2. D. Significado de la clasificación del macizo rocoso.

Clasificación No.	I	II	III	IV	V
Tiempo medio de sostén	10 años para claro de 5m	6 meses para claro de 4m	1 semana para claro de 3m	5 horas para claro de 15m	10 minutos para claro de 0.5m
Cohesión de la roca	> 300 Kg. Pa	200-300Kg. Pa	150-200Kg. Pa	100-150Kg. Pa	< 100Kg. Pa
Ángulo de fricción de la roca	> 45°	40°-45°	35°-40°	30°-35°	< 30°

Tabla V.3. El efecto del rumbo y el echado de las fisuras en los túneles. Tomado de Hoek & Brown, 1985.

Rumbo perpendicular al eje del túnel				Rumbo paralelo al eje del túnel		Echado de 0-20° Independiente del rumbo
Penetración en el sentido del rumbo		Penetración contra el rumbo				
Echado 45°-90°	Echado 20°-45°	Echado 45°-90°	Echado 20°-45°	Echado 45°-90°	Echado 20°-45°	
Muy favorable	Favorable	Regular	Desfavorable	Muy desfavorable	Regular	Desfavorable

5.3.2 Índice de Calidad para roca en Túneles

El Índice de Calidad para roca en túneles (Q), básicamente ha sido definido como una relación entre el tamaño de los bloques que conforman el macizo rocoso, la resistencia al cortante entre los bloques y los esfuerzos que interactúan en el macizo (Barton et al. 1974, en Hoek & Brown, 1985).

$$Q = (RQD/J_n) \cdot (J_r/J_a) \cdot (J_w/SRF) \quad (5.5)$$

Donde:

- Q = Índice de calidad del macizo rocas y/o túnel (según sea el caso)
- RQD = Índice de Calidad de Rocas de Deere (sección 1.3)
- J_n = número de sistemas de fisuras. Cuando están muy evidentes estas "fisuras" paralelas deberán evidentemente considerarse como sistemas completos de discontinuidades. Sin embargo, si existen pocas fisuras visibles, o si no hay más interrupciones ocasionales, es más correcto contarlos como "fisuras aisladas" cuando se evalúa J_n .
- J_r = número de la rugosidad de las fisuras (joint roughness number).
- J_a = número de alteración de las fisuras (joint alteration number)
- J_w = Factor de reducción por agua en las fisuras
- SRF = Factor de reducción por esfuerzos

La explicación de cada factor en la ecuación (5.5) es la siguiente:

- a) RQD/J_n : Representa la estructura del macizo ("tamaño de los bloques").
- b) J_r/J_a : Representa la rugosidad y características de fricción de las paredes de las fisuras o de los materiales de relleno ("resistencia cortante entre los bloques"). Si existe relleno en las fisuras la resistencia entre los bloques se disminuye notablemente.

Los parámetros J_a y J_s que representan el esfuerzo cortante, deben referirse al sistema de fisuras o a las discontinuidades con relleno de arcilla más débiles dentro de la zona de estudio.

Sin embargo cuando un sistema de fisuras o una discontinuidad con la valuación mínima o muy baja (J_r/J_a), aún puede tener una orientación favorable para la estabilidad. Puede suceder que exista un sistema de discontinuidades o fracturas que aún teniendo un buen valor de relación J_r/J_a , la orientación de la discontinuidad sea poco favorable.

Por lo anterior al evaluar Q deben estudiarse cuidadosamente las orientaciones de las discontinuidades principales. De hecho el cálculo de la relación de J_r/J_a es uno de los parámetros más delicados en la determinación de Q.

- c) J_w/SRF : Representa los esfuerzos activos en el macizo rocoso (valor empírico).

El SRF (Safety Ratio Factor, en español, Factor de Seguridad) combina:

- i) La carga que se disipa en el caso de una excavación dentro de una zona de fallas y roca empacada en arcilla;
- ii) Esfuerzos en una roca competente;
- iii) Las cargas compresivas en rocas plásticas incompetentes.

J_w representa el efecto negativo que tiene la presión del agua en la reducción del esfuerzo efectivo normal.

Cuando un macizo contiene arcilla, se aplica el factor SRF para roca que se puede soltar o deslizar por la lubricación que causa la arcilla dentro de las fracturas. En estos casos la roca inalterada que rodea las fisuras es de poco interés y debe ponerse mayor atención a los sistemas de fisuras con arcilla.

Sin embargo, cuando las fisuras son pocas y no existe presencia de arcilla, la resistencia de la roca inalterada puede llegar a ser el factor que más influya en la estabilidad del macizo rocas y depender 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 al evaluar el factor de reducción de esfuerzos J_n .

En la Tabla V.4 se presentan los parámetros QD, J_n , J_a , J_w y el factor de reducción de esfuerzos que la clasificación del NGI toma en consideración.

Se pueden añadir más parámetros para mejorar la precisión de la clasificación NGI, p.e. la orientación de fisuras, sin embargo Según Hoek & Brown (1985) en el caso de túneles los parámetros J_n , J_r y J_a , tiene un papel mas relevante que la orientación de las discontinuidades y su inclusión solamente hubiera disminuido la generalidad de la clasificación.

Luego de estimar la "calidad de la roca" utilizando las clasificaciones CSIR y NGI, en el diseño de taludes en macizos rocosos se realiza un análisis cinemático que tomar en cuenta la orientación de las discontinuidades principales y el tipo de falla a esperar en el talud.

El Índice de Calidad para Túneles "Q" se relaciona con el comportamiento de la excavación subterránea y las necesidades de ademe en la misma, mediante un parámetro denominado "Dimensión Equivalente DE" de la excavación (Barton et al, 1974 en Hoek & Brown, 1985).

$$DE = EW / ESR \quad (5.6)$$

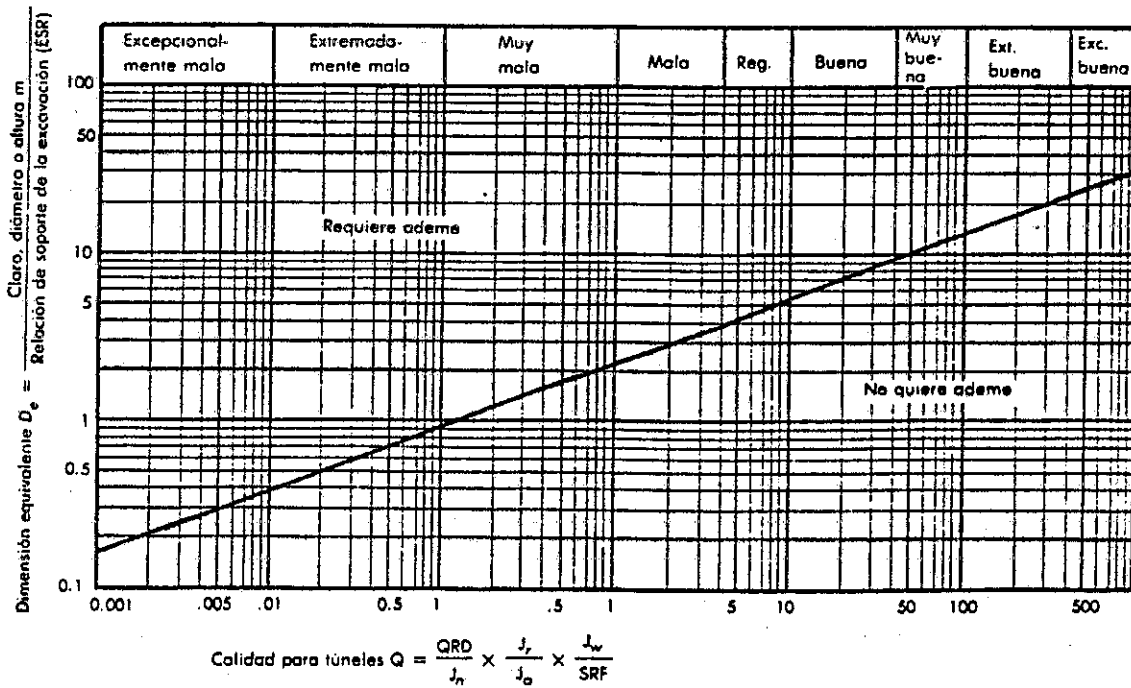
DE = Dimensión Equivalente

EW = Ancho de la excavación, diámetro o altura en metros

ESR = Relación de soporte de la excavación

El ESR (Excavation Support Ratio) depende del uso que se pretende dar a la obra y hasta cierto grado de inestabilidad del macizo (se obtienen de la Tabla V.4). El ESR funciona en forma análoga a un factor de seguridad.

FIGURA 29: Relación entre la Dimensión Equivalente (De) de una excavación subterránea sin ademe y del Índice de Calidad Para Túneles (Q) (NGI). Según Barton, Lien y Lunde, en Hoek & Brown, 1985.



EJEMPLO del uso de la clasificación de macizos rocosos del NGI:

Se requiere una planta subterránea de trituración en el pie de roca caliza de una formación de vetas de plomo-zinc, además es necesario determinar el claro que se podrá dejar sin ademe, los valores para cada determinación se obtuvieron de la Tabla V.5.

PARÁMETRO	DESCRIPCIÓN	VALOR (Ver Tabla V.4)
1. Calidad de roca (RQD)	Buena	RQD = 80% Tabla V.4.1
2. Sistema de fisuras	dos sistemas	Jn = 4 Tabla V.4.2
3. Rugosidad de fisuras	Rugosas	Jr = 3 Tabla V.4.3
4. Estado de las fisuras	Rellenas de arcilla	Ja = 4 Tabla V.4.4
5. Estado del agua en las fisuras	Grandes infiltraciones	Jw = 0.33 Tabla V.4.5
6. Reducción de esfuerzos	Esfuerzos medianos	SRF = 1.0 Tabla V.4.6

De la ecuación 5.5 se tiene

$$Q = 80/4 * 3/4 * 0.33/1 = 5$$

En la figura 29 se observa que la dimensión equivalente (De) máxima para una excavación sin ademe en este macizo es de 4 m. Una cavidad subterránea permanente tiene una relación de refuerzos/excavación ESR de 1.6 y por lo tanto el claro sin soporte máximo que se puede considerar para esta planta de trituración es de:

$$\text{Claro Máximo} = \text{ESR} * \text{DE} = 1.6 * 4 = 6.4 \text{ m.}$$

Tabla V.4 CLASIFICACIÓN DE LOS PARÁMETROS INDIVIDUALES EMPLEADOS EN EL ÍNDICE DE CALIDAD DE TÚNELES (NGI). Tomado de Hoek y Brown, 1985.

Tabla V.4.1. ÍNDICE DE CALIDAD DE ROCAS (RQD) (Ver Sección 1.3 y 5.2)

CALIDAD	RQD %
A. MUY POBRE	0 - 25
B. POBRE	25 - 50
C. ACEPTABLE	50 - 75
D. BUENA	75 - 90
E. EXCELENTE	90 - 100

Tabla V.4.2. Número de sistemas de fisuras (Jn)

	Jn
A. Masivo con pocas fisuras	0.5 - 1.0
B. Un sistema de fisuras	2
C. Un sistema de fisuras más una aislada	3
D. Dos sistemas de fisuras	4
E. Dos sistemas de fisuras mas una aislada	6
F. Tres sistemas de fisuras	8
G. Tres sistemas de fisuras mas una aislada	12
H. Cuatro sistemas de fisuras	15
J. Roca trituradas, terregal	20

Tabla V.4.3. Número de rugosidad de las fisuras (Jr)

	Jr
a) Contacto en las paredes	
b) Contacto en las paredes antes de un cizalleo de 10 cm	
A. Fisuras sin continuidad	4.0
B. Rugosas o irregulares, corrugadas	3.0
C. Suaves, corrugación suave	2.0
D. Espejo de falla o superficie de fricción ondulación	1.5
E. Rugosas o irregulares pero planas	1.5
F. Lisas y planas	1.0
G. Espejo de falla o superficie de fricción, plano	0.5

NOTAS

1. Añadir 1 si el espaciamiento es mayor de 3 m
2. Jr= 0.5 se puede usar para fisuras de fricción planas y que tengan alienaciones con la condición de que éstas estén orientadas para resistencia mínima

c) Sin contacto de roca después de un cizalleo de 10 cm.

H. Zona que contiene minerales arcillosos de espesor suficiente para impedir el contacto de paredes	1.0
J. Zona arenosa, de grava o roca triturada de espesor suficiente para impedir el contacto de paredes.	1.0

Tabla V.4.4. Número de alteración de las Juntas (Ja)

	Ja	ϕ_r (aprox.)
a) Contacto en las paredes de roca		
A. Relleno soldado, duro, inablandable, impermeable	0.75	
B. Paredes inalteradas, sólo con manchas de superficie	1.0	(25° - 35°)
C. Paredes ligeramente alteradas, con recubrimientos de minerales inablandables, partículas arenosas, roca triturada sin arcilla	2.0	(25° - 30°)
D. Recubrimientos limosos o arenoso-arcillosos, pequeñas partículas de arcilla (inablandables)	3.0	(25° - 30°)
E. Recubrimientos ablandables o con arcilla de baja fricción o sea kaolinita o mica, también clorita, talco, yeso y grafito, etc., y pequeñas cantidades de arcillas expansivas (recubrimientos sin continuidad de 1-2 mm de espesor o menos)	4.0	(4° - 16°)

NOTAS

1. Los valores de ϕ_r , el ángulo de fricción residual, se indican como guía aproximada de las propiedades mineralógicas de los productos de alteración, si es que están presentes

b) Contacto en las paredes artes de un cizalleo de 10 cm

	Ja	ϕ_r (aprox.)
F. Partículas arenosas, roca desintegrada sin arcilla etc.	4.0	(25° - 30°)
G. Rellenos de minerales arcillosos muy consolidados e inablandables (continuos menor a 5 mm de espesor)	4.0	(16° - 24°)
H. Rellenos de minerales arcillosos de consolidación media o baja (continuos, menos a 5 mm de espesor)	8.0	(4° - 16°)
J. Rellenos de arcillas expansivas, o sea montmorillonita (continuos, menor a 5 mm de espesor). El valor Ja depende del porcentaje de partículas expansivas y del acceso al agua	8 - 12.0	(6°-12°)

c) Sin contacto de las paredes después del cizalleo

	Ja	ϕ_r (aprox.)
K. Zonas o capas de roca y arcilla desintegrada	8.0	
L. o triturada (véase G, H, y J)	8.0	
M. para condiciones de arcilla)	0.8-12.0	(6°-24°)
N. Zonas o capas de arcilla limosa o arenosa pequeñas fracciones de arcilla (inablandables)	5.0	
Q Zonas o capas gruesas	10.0-13.0	(6°-24°)
P. de arcilla (véase G, H y J para las condiciones de arcilla)	13.0-20.0	

Tabla V.4.5. Factor de reducción por agua en las fisuras (Jw)

	Jw	Presión aprox. del agua (Kgf/cm ²)
A. Excavación seca o poca infiltración, o sea menor a 5 l/min localmente	1	1
B. Infiltración o presión medianas con lavado ocasional de los rellenos	0.66	1.0 - 2.5
C. Infiltración o presión alta en roca competente con junta sin relleno	0.5	2.5 - 10.0
D. Gran infiltración o presión alta, lavado importante de los rellenos	0.33	
E. Infiltración o presión excepcionalmente altas con las voladuras disminuyendo con el tiempo.	0.2 - 1.0	10
F. Infiltración o presión excepcionalmente altas en todo momento	0.1 - 0.05	10

NOTAS

1. Los factores C a F son estimaciones aproximadas. Aumenta Jw si se instalan drenes

2. Los problemas especiales causados por la presencia de hielo no se toman en consideración

NOTAS

Tabla V.4.6. Factor de reducción de esfuerzos (SRF)

a) Zonas de debilidad que intersecan la excavación y que pueden ser la causa de que el macizo se desestabilice cuando se construye el túnel	SRF
A. Múltiples zonas de debilidad que contengan arcilla o roca químicamente desintegrada, roca circundante muy suelta (Cualquier profundidad)	10.0
B. Zonas de debilidad aisladas que contengan arcilla o roca químicamente desintegrada (profundidad de excavación menor de 50 m)	5.0
C. Zonas de debilidad aisladas que contengan arcilla o roca químicamente desintegrada (profundidad de excavación mayor de 50 m)	2.5
D. Múltiples zonas de fracturas en roca competente (sin arcilla), roca circundante suelta (cualquier profundidad)	7.5
E. Zonas de fracturas aisladas en roca competente (sin arcilla), (profundidad de la excavación menor 50 m)	5.0
F. Zonas de fracturas aisladas en roca competente (sin arcilla), (profundidad de la excavación mayor 50 m)	2.5
G. Fisuras abiertas sueltas, fisuración intensa (cualquier profundidad)	5.0

1. Redúzcase estos valores SRF de 25.50% si las zonas de fracturas sólo interesan pero no cruzan la excavación

2. Para un campo virgen de esfuerzos fuertemente anisotrópico (si se mide): cuando $5 \leq \sigma_1/\sigma_3 \leq 10$, redúzcase σ_c/σ_t a $0.8 \sigma_1/\sigma_c$. Cuando $\sigma_1/\sigma_3 > 10$, redúzcase σ_c/σ_t a $0.6 \sigma_1/\sigma_t$

Donde σ_c = fuerza compresiva no confinada, y σ_t = fuerza de tensión (carga de punta) y σ_1 y σ_3 son las fuerzas mayores y menores principales.

b) Roca competente, problemas de esfuerzos	σ_c/σ_t	σ_t/σ_1	SRF
H. Esfuerzos bajo, cerca de superficie	mayor 200	mayor 13	2.5
J. Esfuerzos mediano	200 - 10	13 - 0.6	1.0
K. Esfuerzo grande, estructura muy cerrada (generalmente favorable para la estabilidad, puede ser desfavorable)	10 - 5	0.66 - 0.33	0.5 - 2
L. Desprendido moderado de la roca (roca masiva)	5 - 2.5	0.33 - 0.16	5 - 10
M. Desprendido intenso de la roca (roca masiva)	< 2.5	< 0.16	10 - 20

3. Hay pocos casos reportados donde el techo abajo de la superficie sea menor que el ancho del calor. Se sugiere que el SRF sea aumentado de 2.5 a 5 para estos casos (Vea H

c) Roca Compresiva, flujo plástico de roca incompetente bajo la influencia de presiones altas de la roca	SRF
N. Presiones compresiva moderadas	5 - 10
O. Presiones compresivas altas	10 - 20

d) Roca expansiva, acción química expansiva dependiendo de la presencia de agua	SRF
P. Presiones expansivas moderadas	5 - 10
R. Presiones expansivas altas	10 - 20

5.3.3. Limitaciones de los métodos NGI y CSIR para la clasificación de macizos rocosos

El método del CSIR tiene dificultades en terrenos de calidad extremadamente mala, que involucran rocas comprimidas o expansivas, y grandes flujos de agua, debido a que el sistema originalmente fue ideado para túneles a baja profundidad en roca dura fracturada. En estos casos la clasificación del NGI es más efectiva (Hoeck & Brown, 1985).

Es de hacer notar que para el caso de diseño de taludes en macizos rocosos duros y con características muy inclinadas donde la estabilidad de la excavación se puede ver afectada por caídas y deslizamientos gravitacionales, sobre las discontinuidades inclinadas, en estos casos los sistemas de clasificación de rocas no son adecuados (Hoeck & Bray, 1981).

Por la razón anterior se recomienda que cuando se realicen estudios en macizos rocosos se empleen conjuntamente las metodologías NGI y CSIR, lo cual permitirá la comunicación de datos entre profesionales de diferentes países, e instituciones, sobretudo en proyectos de gran magnitud.

5.3.4. Comparación entre los métodos de clasificación de macizos rocosos NGI y CSIR

Los resultados de las metodologías de clasificación de macizos rocosos CSIR y NGI se pueden comparar con la siguiente relación Beniawski, 1976 en Hoeck & Brown, 1985)

$$RMR = 9 \ln(Q) + 44 \quad (5.6)$$

donde

RMR = "Rock Mass Rating", en el sistema del CSIR (Véase sección 5.3.1)

Q = Índice de calidad de Túneles en el sistema NGI (véase sección 5.3.2).

ln = logaritmo nepperiano.

5.4. Deformación de los macizos rocosos

Una aplicación adicional de la clasificación de macizos rocosos utilizando la clasificación CSIR ideada por Beniaowski (1978, en Hoek & Brown, 1985) y ampliada para la clasificación NGI por (Hoek & Brown, 1985) es la determinación del módulo de deformación de la roca in situ. Este módulo se utiliza para los estudios numéricos de la distribución de esfuerzos y del desplazamiento alrededor de excavaciones subterráneas.

En la Figura 30 se destaca la información más importante para determinar el Módulo de Deformación de la roca in situ a partir de las clasificaciones NGI y CSIR.

FIGURA 30A

Representación de la relación m/m_i y s para la andesita de Panguna (Nueva Guinea), en oposición a las clasificaciones de macizos rocosos para este material. Se comparan al mismo tiempo las clasificaciones del CSIR y NGL, a partir de datos de resistencia. Tomado de Hoek & Brown, 1985.

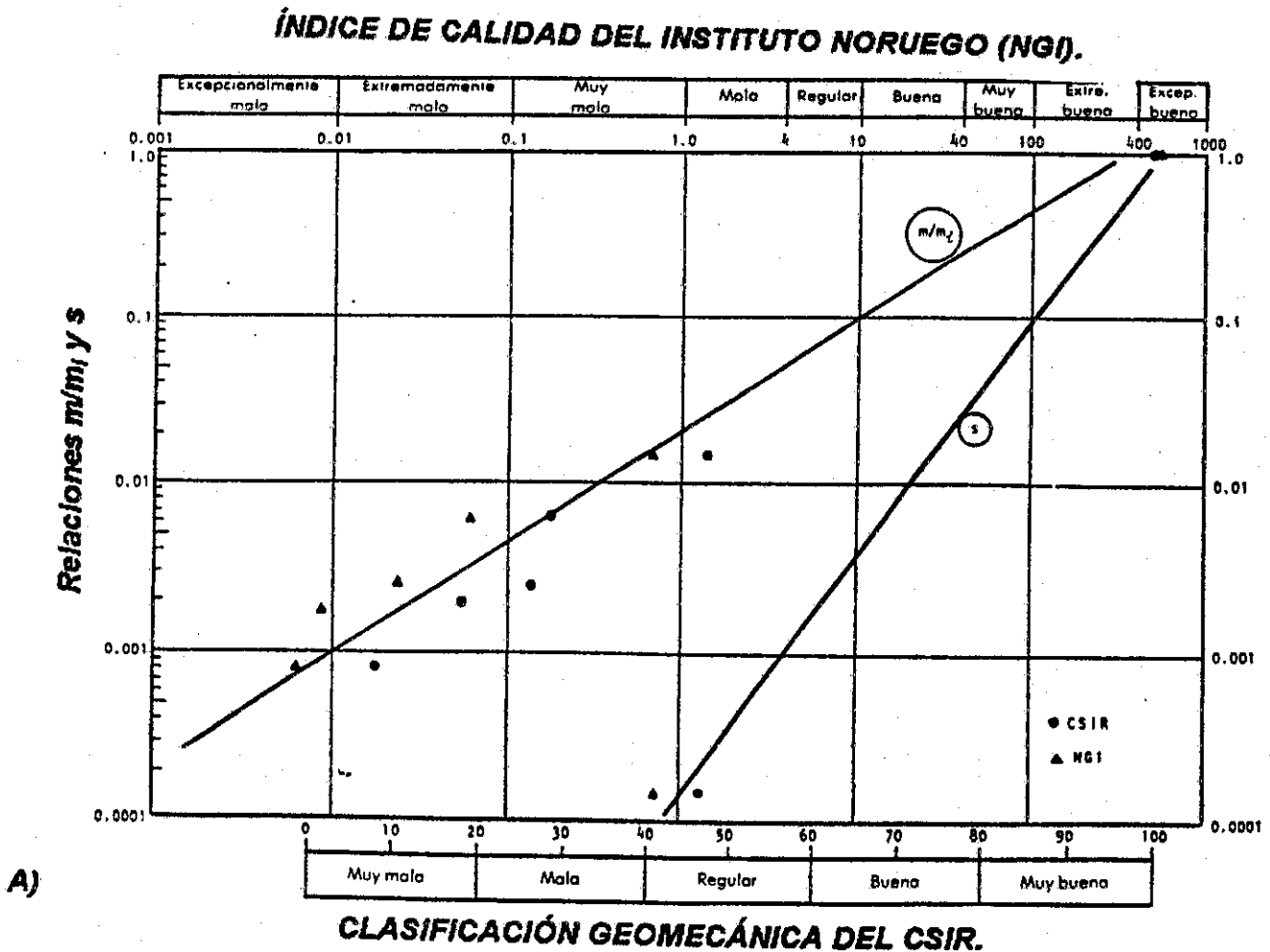
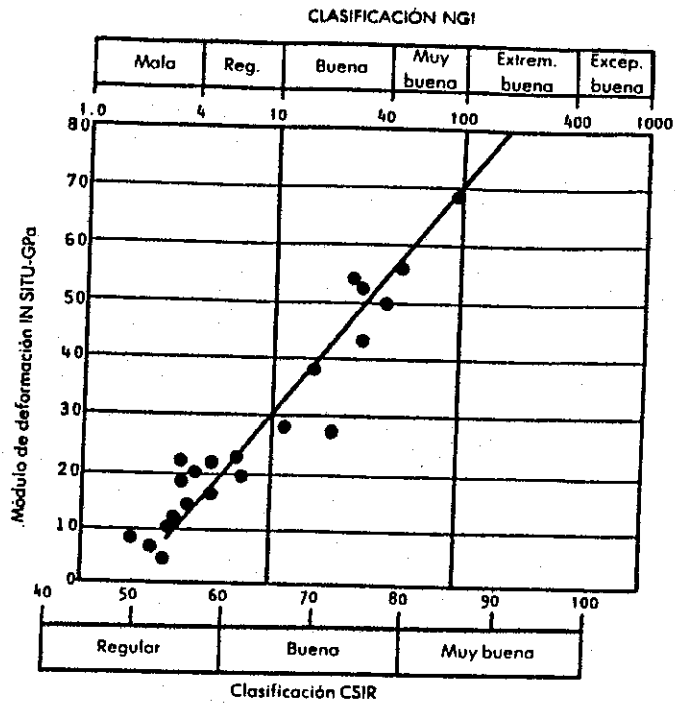


FIGURA 30B

Relación entre el módulo de deformación in situ de macizos rocosos y las clasificaciones CSIR y NGI (Según Bieniawski en Hoek & Brown, 1985).





6. PROPIEDADES MECÁNICAS DE LOS MACIZOS ROCOSOS

Al analizar la estabilidad de un talud en roca el factor más importante para considerar es la geometría del macizo rocoso detrás de la cara del talud a ser diseñado. De modo tal que las relaciones geométricas entre las discontinuidades en el macizo rocoso, el talud, y la orientación de la cara excavada determinará cuántas partes del macizo rocoso estarán libres a deslizarse o caer.

El factor inmediato más importante a considerar es la resistencia al corte de la superficie de rotura potencial la cual puede consistir en una sencilla discontinuidad plana o bien una superficie complicada que seguirá varias discontinuidades e involucrará alguna fractura del material de roca intacto, considerando el ángulo de fricción del material más la dilatación provocada por el embonamiento de la rugosidad. Adicionalmente, se presentan en este capítulo algunas consideraciones de tipos de ensayos para determinar el esfuerzo cortante y normal, además del ángulo de fricción.

6.1 Esfuerzos de corte en roca

La determinación de los valores de resistencia de corte más confiables es una etapa crítica en el diseño de taludes, debido a que pequeños cambios en la resistencia al corte pueden ocasionar cambios muy significativos en la altura o la inclinación de un talud. La escogencia de los valores de corte apropiados dependen no solo en la disponibilidad de datos de ensayos, sino también de la cuidadosa interpretación de estos datos basados en el comportamiento completo del macizo rocoso.

Los resultados de ensayos de roca en una diaclasa individual en la roca, pueden ser usados en el DISEÑO de un talud, solamente si la rotura de éste ocurre sobre una superficie individual, pero estos datos no podrían ser usados directamente en un macizo rocoso si se anticipa que la rotura ocurrirá a través de varios juegos de diaclasas y que además incluye el cizallamiento de roca intacta. En este último caso algunas modificaciones deben ser consideradas para que los datos de corte en la roca tomen en cuenta la diferencia entre el proceso de corte y el ensayo, que puedan anticipar el comportamiento del macizo rocoso. Además, se deben considerar la diferencias sobre el cizallamiento provocadas por el grado de meteorización, por la rugosidad de las superficies, y la presencia de agua bajo presión.

6.1.1 Resistencia al corte

Una roca discontinua puede fallar de 4 maneras diferentes, dependiendo si la rotura es por tensión o por corte, y dependiendo si las superficies de rotura ocurren a lo largo de discontinuidades preexistentes, o cortan a través de la roca intacta. El comportamiento mecánico de rocas anisotrópicas es resumido por Sakedo (1983).

- La resistencia a la compresión en rocas anisotrópicas es una función tanto de la presión confinante como de la orientación del plano de anisotropía respecto al esfuerzo aplicado.
- El comportamiento anisotrópico de la resistencia tiende a disminuir con el aumento de la presión confinante.
- La resistencia cohesiva (c) y el coeficiente de fricción interna ($\tan \phi$) varía con la orientación del plano de anisotropía.
- La máxima resistencia a la compresión usualmente ocurre a $\beta=0$, mientras que el valor mínimo se alcanza entre $\beta=45^\circ$ y 30° . β = ángulo entre la horizontal y el plano de discontinuidad.
- El módulo de elasticidad de las rocas anisotrópicas ensayadas aumenta con la presión confinante hasta un máximo, luego del cual tiende a disminuir.
- En esquistos silíceos grafitosos la resistencia a la compresión no confinada es mayor cuando los planos de foliación tienden a ser horizontales ($\beta = 90^\circ$).

6.1.2 Resistencia al corte en discontinuidades planas

Haciendo la suposición que un conjunto de muestras han sido obtenidas a través de un programa de perforación y que éstas tienen una discontinuidad que las atraviesa como un plano de estratificación. Este plano de estratificación está todavía cementado, y es absolutamente plano, no tiene superficies onduladas ni rugosidad.

Cada espécimen es sometido a un esfuerzo normal σ , aplicado a través de la superficie de discontinuidad Fig. 31, y el esfuerzo de corte τ requerido para provocar un desplazamiento u , el desplazamiento es medido.

En la Fig. 32 se observa el efecto que tiene la rugosidad mayor i , esta rugosidad tiende a aumentar el esfuerzo de corte que se obtiene únicamente con el ángulo de fricción básico, a dicho aumento de esfuerzo de corte se le conoce como "dilatancia o dilatación", y puede ser observado en la figura 33 a, en el cual el incremento al esfuerzo de corte se da principalmente por el embonamiento de material con la rugosidad mayor (i) de la figura 32.

Al graficar los niveles de esfuerzos de corte contra varios desplazamientos de corte, para cada uno de los ensayos realizados se tiene que resulta un nivel de esfuerzos normales constante en la primera parte de la curva (Fig. 33). A muy pequeños desplazamientos, el espécimen tiene un comportamiento elástico y el incremento de esfuerzo de corte es lineal respecto a los desplazamientos. Al sobrepasar las fuerzas resistivas la curva toma un comportamiento no lineal y alcanza un pico (resistencia pico) en el que la resistencia al corte es máxima. Luego del máximo los esfuerzos de corte requeridos para provocar posteriores desplazamientos de corte disminuyen rápidamente hasta alcanzar un valor constante llamado resistencia al corte residual (figuras 33 a y c).

Si los valores de resistencia al corte pico obtenidos de ensayos realizados a diferentes niveles de esfuerzos normales (esfuerzos confinantes) son graficados, se obtiene una curva como la que se ilustra en la Fig. (33a). Esta curva será aproximadamente lineal, dentro de la precisión de los resultados experimentales.

La pendiente de la curva será aproximadamente igual a $\tan \phi_p$ (donde ϕ_p es el ángulo de fricción pico) y con una intersección de la curva con el eje de esfuerzos a un nivel de corte c_p (que es la resistencia cohesiva del material cementante). La componente cohesiva de la resistencia total al corte es independiente de los esfuerzos normales aplicados pero la componente friccional se incrementa con el aumento de los esfuerzos normales como se muestra en la Fig. 33 c. El corte máximo (pico) en una discontinuidad cementada se define mediante la ecuación, (según el criterio de rotura de Mohr-Coulomb):

$$\tau = c_p + \tan \phi_p \quad (6.1)$$

Donde: c_p = coeficiente de fricción pico del material cementante.

ϕ_p = ángulo de fricción pico

Al graficar la resistencia de corte residual contra los niveles de esfuerzo normal, se obtiene una relación lineal definida por la ecuación:

$$\tau = \sigma \tan \phi_r \quad (6.2)$$

Que muestra que toda la resistencia cohesiva del material cementante se ha perdido. El ángulo de fricción residual (ϕ_r) es usualmente más bajo que el ángulo de fricción pico (ϕ_p).

FIGURA 31
Simplificación de una prueba de corte directo en una discontinuidad plana no rugosa.

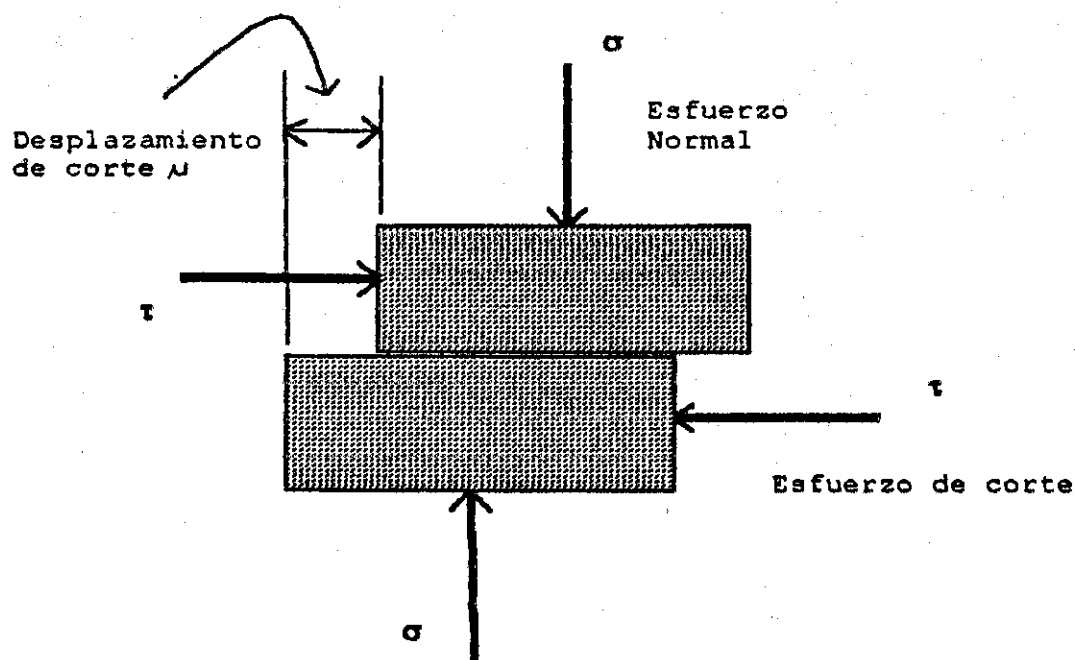


FIGURA 32

Simplificaciones realizadas por Patton (en Hoek & Brown, 1981) para experimentos sobre proyecciones regulares. La rugosidad y provoca un embonamiento en el material que tiende a aumentar el esfuerzo de corte (dilatancia).

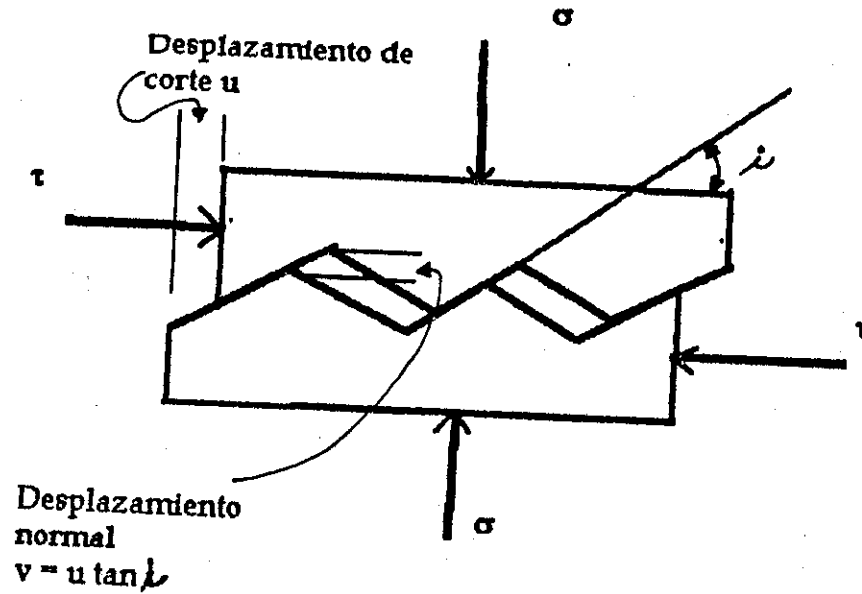
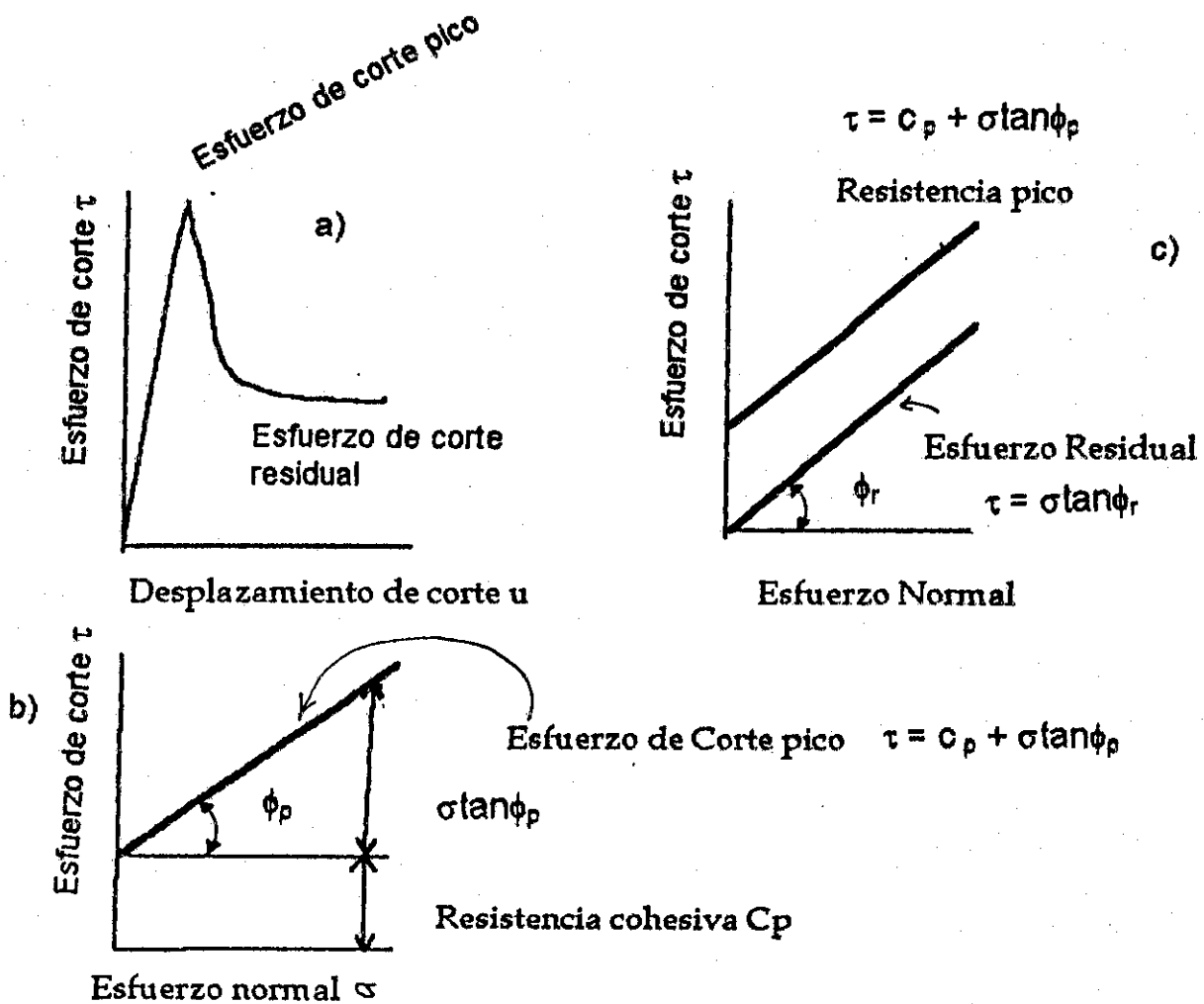


FIGURA 33

Comportamiento a esfuerzos de corte de la roca: a) La roca se comporta elásticamente hasta alcanzar el esfuerzo de corte pico (a este fenómeno se le denomina dilatación); b) La resistencia cohesiva es independiente del esfuerzo normal friccional, pero se incrementa a medida que aumenta el esfuerzo normal; c) Al perderse la resistencia cohesiva y al llegar el esfuerzo pico, únicamente queda lo que se conoce como esfuerzo residual que depende directamente del ángulo de fricción.



6.1.3. Rugosidad de la superficie de las discontinuidades

Quizá el efecto más importante de la rugosidad es el aumento del esfuerzo de corte, este proceso es conocido como dilatación, el cual ocurre cuando una roca con alta rugosidad es sometida a esfuerzos de corte, en este proceso se considera que el volumen de la roca aumenta. Un aspecto extremadamente importante en el comportamiento al cortante sobre discontinuidades que son inclinadas respecto a la dirección del esfuerzo de corte aplicado τ , es que cualquier desplazamiento de corte u debe ser acompañado de un desplazamiento normal v . En el caso de un espécimen con varias proyecciones, es decir, que todo el volumen de la muestra se incrementará o se dilatará. Esta dilatación juega un importante papel en el comportamiento al cortante de las verdaderas superficies de la roca. Anteriormente se hablaba únicamente de discontinuidades individuales, sin embargo, al combinar varios juegos de discontinuidades se debe tomar en cuenta el embonamiento de las proyecciones de las superficies sobre estas (ver Figura 32).

Cuando una muestra es sometida a esfuerzos normales muy bajos las proyecciones de la rugosidad de segundo orden se toman en cuenta, sin embargo, cuando el esfuerzo normal se incrementa las proyecciones de segundo orden tienden a ser cortadas y las proyecciones de primer orden son el factor controlante en la dilatación. Si los esfuerzos normales se incrementan a tanto que las proyecciones de la rugosidad de primer orden se pierde hasta llegar a una situación donde el cizallamiento toma lugar a través de la roca intacta, esto hace ver cómo el ángulo de rugosidad efectiva i tiende a cero.

La expresión 6.3 fue confirmada experimentalmente por Patton (1966 en Hoeck & Bray, 1981), y sugiere que a mayor rugosidad de un plano de una discontinuidad se obtiene la mayor altura en el talud. Patton determinó que la inclinación del plano de estratificación es aproximadamente igual a la sumatoria del promedio del ángulo i , y del ángulo de fricción básica ϕ determinado en los ensayos de laboratorio sobre superficies planas.

$$\tau = \sigma \tan (\phi + i) \quad (6.3)$$

donde:

τ = resistencia al corte

σ = resistencia normal

ϕ = ángulo de fricción

i = ángulo de rugosidad si existe

Un problema con la relación 6.3 es que sobrestima la resistencia al cortante, por tal razón se ha tratado de resolver empíricamente mediante expresiones que se acerquen más a la realidad (ver Fig. 34). Para estimar cuál es la relación de la dilatación se pueden realizar varias aproximaciones, en Salcedo (1983) se mencionan varias, sin embargo, en el presente trabajo únicamente se analizan los enfoques propuesto por Barton (1973 en Hoek & Bray, 1981), Ladanyi & Archambault (1970 en Hoek & Bray, 1981), por ser los más sencillos de aplicación. No obstante, se debe tener en cuenta que la determinación de cada uno de sus parámetros, como son: el ángulo de fricción ϕ , el ángulo de rugosidad i , y los resistencia a la compresión uniaxial, deben determinarse con cierto nivel de relevancia, dependiendo de la aplicación. Por ejemplo en el sitio de una presa no se deberán escatimar ninguna inversión en equipo y en números de ensayos, en cambio, para el calculo de la posible ruptura de talud en una fosa a cielo abierto de una mina la aplicación de las siguientes fórmulas pueden se utilizadas sin ningún problema.

6.1.3.1. Teoría de ruptura de Barton:

Barton (1973, en Hoek & Bray, 1981) analizó el problema de la dilatación mediante el estudio de "diaclasas" con rugosidad importante producidas artificialmente, logrando obtener la siguiente ecuación empírica:

$$\tau = \sigma \tan (\phi + JRC * \text{Log} (\sigma_j / \sigma)) \quad (6.4)$$

Donde:

JRC = coeficiente de rugosidad el que es obtenido de la Fig. (38, sección 6.4.4.). El ángulo de rugosidad i en la ecuación (6.3) ha sido reemplazado por el esfuerzo normal en función del término JRC.

σ_j - la resistencia a la compresión uniaxial del material de roca adyacente a la discontinuidad la cual, debido a la meteorización o pérdida de su superficie, puede ser más bajo que la resistencia compresiva uniaxial σ_c del material dentro del cuerpo de un bloque de roca intacto. Puede considerarse usar la compresión uniaxial σ_c si la roca no está meteorizada como resistencia de la pared de la discontinuidad, pero puede ser reducida hasta un 1/4

σ_c por meteorización de las paredes en las discontinuidades Barton (1973).

ϕ_b = ángulo de fricción básico. (ver sección 6.4.2.). Barton propone que en el caso de roca meteorizada se utilice el ángulo de fricción residual ϕ_r que es menor al ángulo de fricción básico ϕ_b .

Barton recomienda utilizar un máximo de $\tau/\sigma = \text{tg } 70^\circ$, para $\sigma_j \geq 100$, y limita la ecuación para valores menores $<= 1$.

Ya que Barton aplicó su investigación a esfuerzos normales muy bajos, que son los que frecuentemente ocurren en los problemas de Ingeniería de Taludes, Hoek & Bray (1981) recomiendan sin lugar a duda el siguiente rango de utilización de la ecuación (6.4):

$$0.01 < \sigma / \sigma_j < 0.3$$

6.1.3.2. Teoría de ruptura de Ladanyi & Archambault (1970 en Hoek & Bray, 1981):

El problema de la dilatación fue estudiada por Ladanyi & Archambault (1970 en Hoek & Bray, 1981) proponiendo la siguiente ecuación:

$$\tau = \frac{[\sigma(1 - a_s)(v + \tan \phi) + a_s * \tau_r]}{[1 - (1 - a_s) * v \tan \phi]} \quad (6.5)$$

donde:

a_s = es la proporción de las superficies discontinuas, las que son cizalladas a través de proyecciones de roca intacta.

v = es la tasa de dilatación dv/du en la resistencia al corte pico, es decir la tasa de desplazamiento normal versus el desplazamiento paralelo al corte.

τ_r = la resistencia al corte del material de roca intacto.

A muy bajos niveles de esfuerzos cuando casi no ocurre cizallamiento de las proyecciones de rugosidad, a_s tiende a cero y v tiende a $\tan i$, en este caso la ecuación (6.5) se reduce a la ecuación (6.3). A muy altos esfuerzos normales cuando a_s tiende a 1, τ tiende a τ_r .

En τ_r puede ser tomado cualquier criterio de ruptura que aproxime la gráfica de los resultados al plotear τ vs. σ , Ladanyi & Archambault (1970) sugieren la ecuación de tipo parabólica definida por Fairhurst (1964):

$$\tau_r = \sigma_j [(1+n)^{1/2} - 1] * \{ [1 + n * \sigma / \sigma_j]^{1/2} \} + n \quad (6.6)$$

donde

n = relación de compresión uniaxial respecto a la resistencia a la tensión uniaxial. Hoek (1968) sugiere, que para la mayor parte de las rocas duras n es aproximadamente igual a 10.

Otro criterio posible de usar para τ_r en la ecuación 6.5 es la ecuación 6.1, cambiando únicamente los sub índices de c y ϕ a los determinados para la discontinuidad.

Una de las dificultades que la mayor parte de autores critican a la expresión determinada por Ladanyi & Archambault (1970) es la determinación de a_s que aún bajo condiciones de laboratorio es difícil. Por esta razón para la ecuación 6.5 Ladanyi & Archambault proponen las siguientes ecuaciones empíricas para la determinación de a_s y v en función únicamente de la relación de esfuerzos σ / σ_j :

$$v = [(1 - \sigma / \sigma_j)^k]^* \tan i \quad (6.7)$$

$$a_s = 1 - (1 - s / \sigma_j)^L \quad (6.8)$$

i = ángulo de rugosidad promedio
 σ = esfuerzo normal
 σ_j = esfuerzo compresivo uniaxial

Donde: L y k son constantes empíricas, y para roca con superficies muy rugosas se propone:

L = 4 y k = 1.5

En la Fig. 34 se grafican combinadamente los criterios de Patton y de Ladanyi & Archambault, para el fenómeno de la dilatación provocado por la rugosidad en las discontinuidades. El uso de la ecuación de Ladanyi & Archambault 6.5 se recomienda únicamente cuando los límites para la ecuación 6.4 de Barton sean sobrepasados, ya que es un poco más complicada.

FIGURA 34

Predicción de Barton para el esfuerzo de corte en discontinuidades. Se presenta además la ecuación de Ladanyi & Archambault, la cual tiende a dar valores de dilatación un poco más altos que la ecuación de Barton. Obsérvese que la ecuación de Barton no puede utilizarse en el rango mayor de $\tau/\sigma = \text{tg } 70^\circ$ (Tomado de Hoek & Bray, 1981).

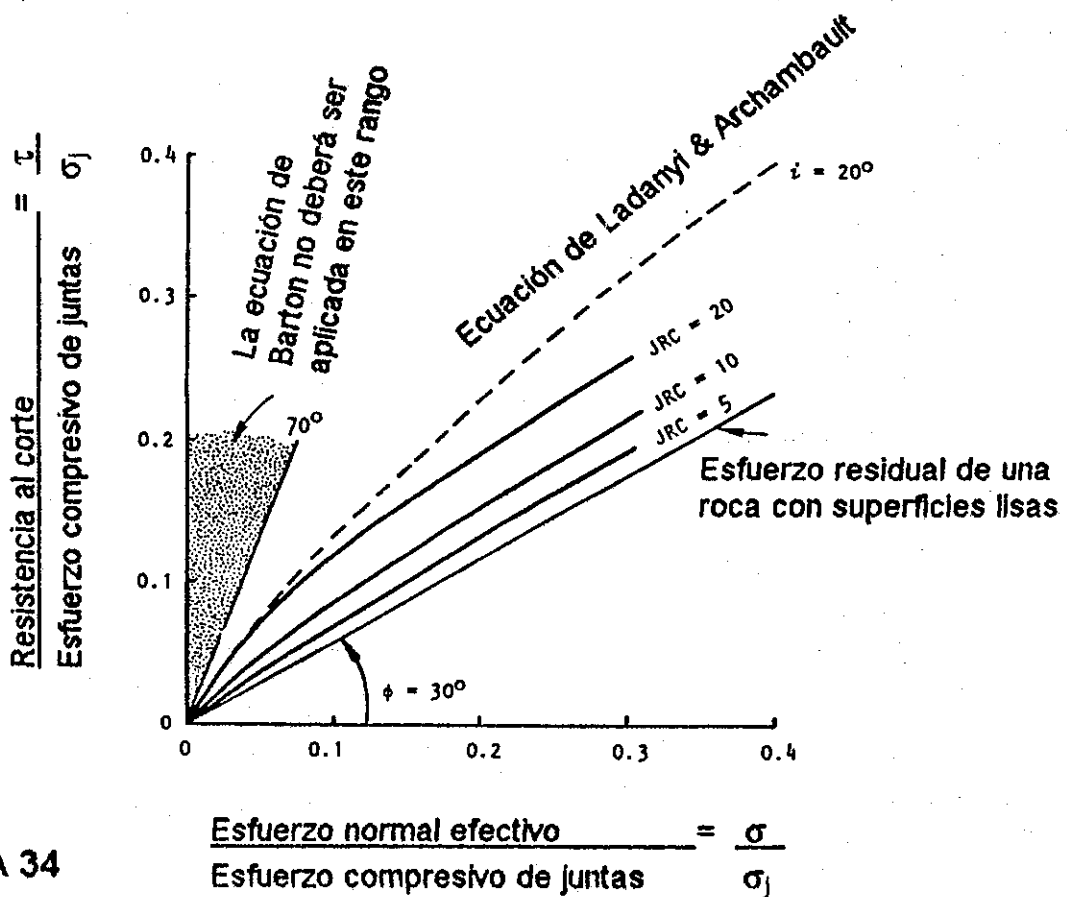


FIGURA 34

6.2. Ecuaciones aproximadas que definen la resistencia de la roca inalterada y de los macizos rocosos muy fisurados

Hoeck & Brown (1985) determinaron que un macizo con gran cantidad de discontinuidades al aplicarle esfuerzos tiende a comportarse de forma isotrópica, salvo en los casos donde una discontinuidad tiende a ser preponderante respecto a las otras. En el diseño preliminar de túneles y taludes en macizos rocosos pueden emplearse las clasificaciones NGI y CSIR (ver capítulo 5 del presente trabajo) para la determinación de algunas de las propiedades mecánicas de la roca muy fisurada. Hoeck & Brown (1985) a partir de ensayos en diferentes tipos de roca, y analizando información de publicaciones de diferentes partes, deducen ecuaciones empíricas a partir de las relaciones de los esfuerzos principales, y las envolventes de Mohr para muestras inalteradas y la relacionan con macizos rocosos muy fisurados utilizando un ensayo triaxial.

La relación de los esfuerzos principales determinada de una manera empírica por Hoeck & Bray (1981) y Hoeck & Brown (1985), relaciona el esfuerzo de rotura axial con la presión confinante σ_3 , mediante la expresión 6.9 (véase figura 35):

$$\sigma_{1n} = \sigma_{3n} + (m\sigma_{3n} + s)^{1/2} \quad (6.9)$$

donde:

m y s son constantes adimensionales del material que dependen de las propiedades y del grado de fracturación de la roca antes de ser sometida a los esfuerzos principales 1 y 3, así como de la forma y el grado de embonamiento de las piezas de individuales dentro del macizo.

σ_{1n} y σ_{3n} son los esfuerzos normalizados σ_1/σ_c y σ_3/σ_c respectivamente.

σ_c es la resistencia a la compresión uniaxial de las piezas de roca inalterada dentro del macizo rocoso.

Las envolventes de Mohr se pueden definir mediante la ecuación (ver Fig. 35)

$$\tau_n = A (\sigma_n - \sigma_{tn})^B \quad (6.10)$$

donde:

τ_n y σ_n son los esfuerzos normalizados de corte y de la compresión τ/σ_c y σ/σ_c respectivamente.

σ_{tn} = a la resistencia a la tensión uniaxial normalizada, y es definida por la ecuación siguiente:

$$\sigma_{tn} = \sigma_t / \sigma_c = \{m - (m^2 + 4s)^{1/2}\} / 2 \quad (6.11)$$

Las constantes A y B en la ecuación 6.10 son determinadas al generar una serie de valores para σ_n y τ_n para los valores dados de m y s, utilizando en esta ocasión las siguientes ecuaciones (6.12 y 6.13):

$$\sigma_n = \sigma_{3n} + \tau_n^2 m (\tau_n m + m/8) \quad (6.12)$$

y la ecuación para el esfuerzo cortante:

$$\tau_n = (\sigma_n - \sigma_{3n}) (1 + m (4\tau_n)) \quad (6.13)$$

Los valores de c y m para una serie dada de datos se determinan por medio del análisis de regresión lineal utilizando la menor curva definida por la ecuación 6.9. Hoek y Brown (1985) han aplicado dicho análisis para una serie de datos que contienen más de 5 puntos experimentales bien repartidos en el rango de los esfuerzos por $\sigma_t < \sigma_3 < (\sigma_1/3.4)$.

La Tabla VI.1 fue calculada por Hoek & Brown (1985) y Hoek & Bray (1981) para el análisis aproximado del debilitamiento de la roca, dicha tabla puede utilizarse en etapas iniciales de un proyecto, o cuando no se tienen facilidades de laboratorio. Para su uso se deben confrontar las descripciones de los componentes de la roca y la calidad del macizo rocoso y utilizar las ecuaciones indicadas para calcular el esfuerzo principal mayor normalizado la resistencia al corte normalizada según se requiera. La multiplicación de los esfuerzos y resistencias normalizados calculados por la resistencia a la compresión uniaxial de las piezas de roca inalterada, dan la resistencia del macizo en unidades apropiadas de esfuerzos.

La ecuación 6.9 tiene una limitación práctica, en la zona donde el comportamiento de la mayor de las rocas sin planos de debilidad cambia de quebradizo a dúctil bajo altas presiones de confinamiento. Magi (en Hoek & Brown, 1985) al investigar el comportamiento en esta transición frágil-dúctil define la siguiente relación:

$$\sigma_1 = 3.4\sigma_3 \quad (6.14)$$

En pruebas triaxiales con muestras afectadas por planos de debilidad o que se hayan quebrado con anterioridad, la transición del debilitamiento de quebradizo a dúctil no se define con la misma claridad, como en el caso de muestras inalteradas. En estos casos la diferencia entre los esfuerzos principales σ_1 y σ_3 oscila en un factor de 1 y 3, para este último Hoek y Brown (1985) proponen arbitrariamente como límite aplicable:

$$\sigma_1 = 2\sigma_3 \quad (6.15)$$

Un resumen de sus conclusiones se presenta en el cuadro Tabla 6.1, se sugiere utilizarlo cuando no se cuenta con facilidades de laboratorio o bien se requiere estimar a *grosso modo* la resistencia de una gran parte de un macizo rocoso (Hoek & Bray, 1981), considerando desde luego las consiguientes limitaciones de aproximación. Así mismo cuando únicamente se tienen los valor Q de la clasificación NGI y/o el valor RMR de la clasificación CSIR.

FIGURA 35

A) Relación entre el esfuerzo de máximo de falla (esfuerzo principal mayor σ_1) y el esfuerzo de confinamiento (esfuerzo menor principal σ_3) en un ensayo triaxial sobre núcleos de perforación no disturbados de andesitas muy diaclasadas. La curva mostrada es resuelta para varios tipos de roca y con índices de calidad de roca de muy mala a roca inalterada en el Cuadro 6.1. B) Envoltentes de Mohr para ensayos triaxiales en andesitas intensamente fracturadas. Según Jaeger, en Hoek & Bray, 1981.

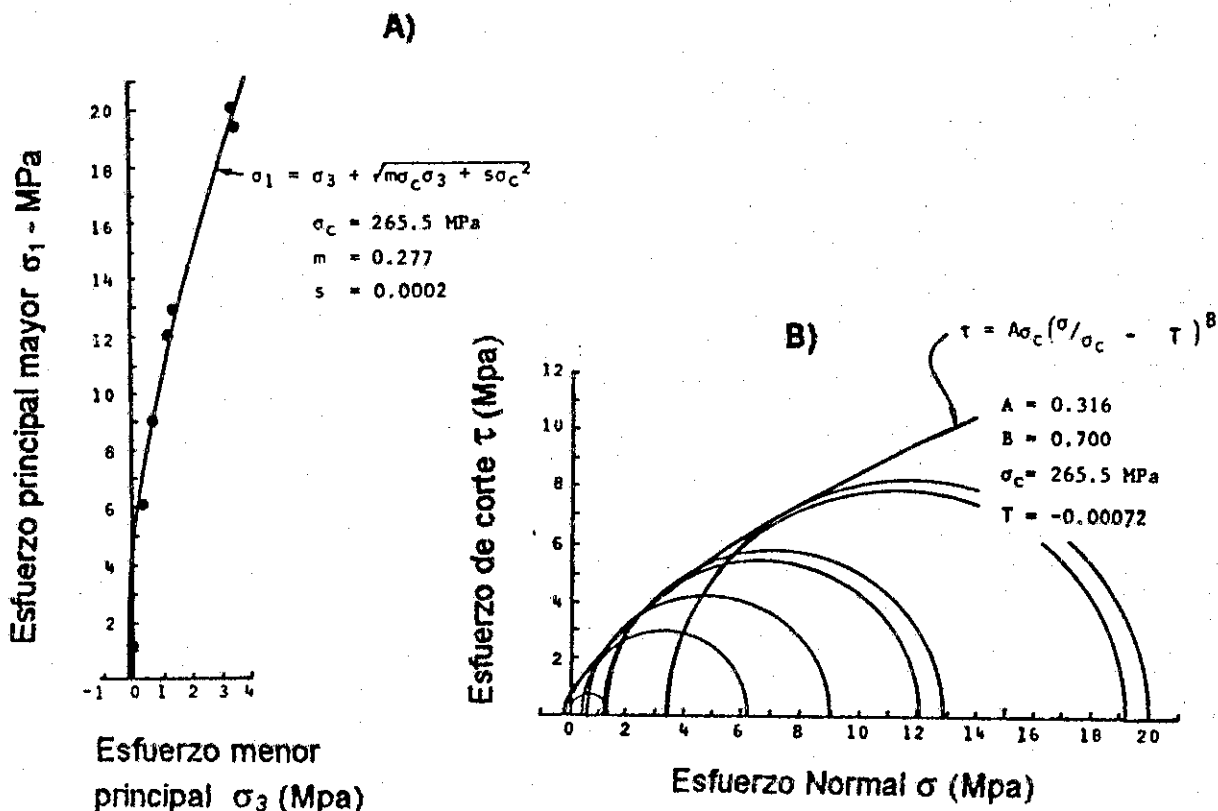


TABLA VI.1. RELACIONES APROXIMADAS ENTRE EL ÍNDICE DE CALIDAD DE MACIZOS ROCOSOS Y LAS CONSTANTES EMPÍRICAS Tomado de Hoek & Brown, 1985.

	Rocas Carbonatadas con el crucero de los minerales bien desarrollado (dolomita, caliza y mármol)	Rocas arcillosas litificadas (lodolita, limolita, lutita y pizarra) (normales al crucero)	Rocas arenosas con cristales fuertes y el crucero de los cristales poco desarrollado (arenisca y cuarcita)	Rocas (ígneas cristalinas de grano fino y poliminerálicas (andesitas, dolerita, diabasa y riolita)	Rocas cristalinas ígneas y metamórficas de grano grueso y poliminerálicas (anfíbolas, gabro, gneiss, granito, norita y granodiorita).
$\sigma_{1n} = \sigma_{3n} + (m\sigma_{3n} + s)^{1/2}$	$m = 7$ $s = 1.0$	$m = 10$ $s = 1.0$	$m = 15$ $s = 1.0$	$m = 17$ $s = 1.0$	$m = 25$ $s = 1.0$
$\tau_n = A (\sigma_n - \sigma_{tn})^B$	$A = 0.816$ $\sigma_{tn} = 0.140$ $B = 0.658$	$A = 0.918$ $\sigma_{tn} = 0.099$ $B = 0.677$	$A = 1044$ $\sigma_{tn} = 0.067$ $B = 0.692$	$A = 1.086$ $\sigma_{tn} = 0.059$ $B = 0.696$	$A = 1.220$ $\sigma_{tn} = 0.040$ $B = 0.705$
Macizo rocoso de muy buena calidad Roca intensamente emboorada inalterada con fisuras no meteorizadas con separación de +/- 3 mm Valor CSIR 85 Valor NGI 100	$m = 3.5$ $s = 0.1$ $A = 0.651$ $\sigma_{tn} = 0.028$ $B = 0.679$	$m = 5$ $s = 0.1$ $A = 0.739$ $\sigma_{tn} = 0.020$ $B = 0.692$	$m = 7.5$ $s = 0.1$ $A = 0.848$ $\sigma_{tn} = 0.013$ $B = 0.702$	$m = 8.5$ $s = 0.1$ $A = 0.883$ $\sigma_{tn} = 0.012$ $B = 0.705$	$m = 12.5$ $s = 0.1$ $A = 0.998$ $\sigma_{tn} = 0.008$ $B = 0.712$
Macizo rocoso de buena calidad Roca sana a poco afectada por fisuras espaciadas de 1 a 3 m Valor CSIR 65 Valor NGI 10	$m = 0.7$ $s = 0.004$ $A = 0.369$ $\sigma_{tn} = 0.006$ $B = 0.669$	$m = 1.0$ $s = 0.004$ $A = 0.427$ $\sigma_{tn} = 0.004$ $B = 0.683$	$m = 1.5$ $s = 0.004$ $A = 0.501$ $\sigma_{tn} = 0.003$ $B = 0.695$	$m = 1.7$ $s = 0.004$ $A = 0.525$ $\sigma_{tn} = 0.002$ $B = 0.698$	$m = 2.5$ $s = 0.004$ $A = 0.603$ $\sigma_{tn} = 0.004$ $B = 0.707$
Macizo rocoso de mediana calidad Varias series de fisuras de meteorización moderada, con espaciamiento de 0.3 a 1 m Valor CSIR 44 Valor NGI 1.0	$m = 0.14$ $s = 0.0001$ $A = 0.198$ $\sigma_{tn} = 0.0007$ $B = 0.662$	$m = 0.20$ $s = 0.0001$ $A = 0.234$ $\sigma_{tn} = 0.0005$ $B = 0.675$	$m = 0.3$ $s = 0.0001$ $A = 0.280$ $\sigma_{tn} = 0.0003$ $B = 0.668$	$m = 0.34$ $s = 0.0001$ $A = 0.295$ $\sigma_{tn} = 0.0003$ $B = 0.691$	$m = 0.50$ $s = 0.0001$ $A = 0.346$ $\sigma_{tn} = 0.0002$ $B = 0.700$

TABLA VI.1. RELACIONES APROXIMADAS ENTRE EL ÍNDICE DE CALIDAD DE MACIZOS ROCOSOS Y LAS CONSTANTES EMPÍRICAS Tomado de Hoek & Brown, 1985. (Continuación)

	Rocas carbonatadas con el crucero de los minerales bien desarrollado (dolomita, caliza y mármol)	Rocas arcillosas litificadas (lodolita, limolita, lutita y pizarra) (normales al crucero)	Rocas arenosas con cristales fuertes y el crucero de los cristales poco desarrollado (arenisca y cuarcita)	Rocas (ígneas cristalinas de grano fino y poliminerálicas (andesitas, dolerita, diabasa y riolita)	Rocas cristalinas ígneas y metamórficas de grano grueso y poliminerálicas (amfibolitas, gabro, gneiss, granito, norita y granodiorita).
$\sigma_{1n} = \sigma_{3n} + (m\sigma_{3n} + s)^{\frac{1}{2}}$ $\tau_n = A (\sigma_n - \sigma_{tn})^B$					
Macizo rocoso de mala calidad Muchas Juntas meteorizadas, con espaciamiento de 30 a 500 mm con algo de relleno/pedazos de roca limpia. Valor CSIR 23 Valor NGI 0.1	m = 0.04 s = 0.00001 A = 0.115 $\sigma_{tn} = 0.0002$ B = 0.646	m = 0.05 s = 0.00001 A = 0.129 $\sigma_{tn} = 0.0002$ B = 0.655	m = 0.08 s = 0.00001 A = 0.162 $\sigma_{tn} = 0.0001$ B = 0.672	m = 0.09 s = 0.00001 A = 0.172 $\sigma_{tn} = 0.0001$ B = 0.676	m = 0.13 s = 0.00001 A = 0.203 $\sigma_{tn} = 0.0001$ B = 0.686
Macizo rocoso de muy mala calidad Muchas Juntas muy meteorizadas, con espaciamiento de menos de 50 mm con relleno/pedazos de roca con finos. Valor CSIR 3 Valor NGI 0.01	m = 0.007 s = 0 A = 0.042 $\sigma_{tn} = 0$ B = 0.534	m = 0.010 s = 0 A = 0.050 $\sigma_{tn} = 0$ B = 0.539	m = 0.15 s = 0 A = 0.061 $\sigma_{tn} = 0$ B = 0.546	m = 0.017 s = 0 A = 0.065 $\sigma_{tn} = 0$ B = 0.548	m = 0.025 s = 0 A = 0.078 $\sigma_{tn} = 0$ B = 0.556

6.3. Resistencia al corte de discontinuidades rellenas

Un problema común encontrado en el diseño de taludes en roca es cuando una discontinuidad está rellena con algún material suave. Este material de relleno puede ser material detrítico proveniente de movimientos de cizallamiento anteriores, ejemplo típico en fallas con desplazamiento ó de material que fue depositado en diaclasas abiertas como un resultado del movimiento del agua subterránea a través del macizo rocoso. Por otro lado, la presencia de un material suave de relleno con un importante grosor, puede ser un factor determinante en la disminución de la estabilidad de un macizo rocoso.

Se ha demostrado que existe un decremento de resistencia al corte con un incremento en el grosor del material de relleno, media vez el material de relleno excede la amplitud de las proyecciones de superficie, la resistencia de la diaclasa está controlada únicamente por el material de relleno.

Cuando se encuentra una discontinuidad con un importante grosor de material de relleno, es prudente asumir que la ruptura al corte ocurrirá a través del material de relleno. Consecuentemente en una análisis preliminar se puede ignorar la rugosidad, y debe tomarse como la resistencia al corte de la discontinuidad la resistencia del material de relleno. El material de relleno de una discontinuidad puede analizarse con los principios reconocidos de la mecánica de suelos. Por experiencia personal un material de relleno muy húmedo puede jugar el papel de lubricante, por tal razón la existencia de un relleno húmedo disminuye la resistencia al corte considerablemente.

Otro importante factor relacionado con las discontinuidades rellenas, es la influencia que tiene este relleno sobre la permeabilidad en el macizo rocoso. La permeabilidad del gouge arcilloso y material similar relleno discontinuidades es entre 3 y 4 veces más bajo que el de la roca de los alrededores en el macizo rocoso, y esto puede elevar el agua subterránea apresada dentro del macizo rocoso. Cuando se permite que la presión de agua se incremente detrás de una discontinuidad rellena con arcilla (v.g. una falla geológica), la estabilidad del talud puede verse comprometida, ya que el material de relleno tiene una baja resistencia al cizallamiento, y puede ocurrir que la rotura del talud se inicie a lo largo de esta discontinuidad.

Un aspecto extremadamente importante en un programa de investigación *in-situ* para el diseño de un talud en un macizo rocoso, es la detección de las discontinuidades mayores, las cuales podrían estar rellenas con arcillas o cualquier otro material de relleno.

6.4 Estimación de la resistencia al corte en discontinuidades

En términos generales la resistencia al corte consistirá de un ángulo de fricción máximo (pico) o un ángulo de fricción mínimo (residual o último), o de un ángulo intermedio que depende de los desplazamientos previos, más una contribución debida a las rugosidades (dilatancia). Luego, la resistencia al corte (pico o residual) se puede expresar como sigue:

$$\tau = \sigma'_n \operatorname{tg}(\phi + i)$$

Donde:

σ'_n = esfuerzo normal efectivo

ϕ = ángulo de fricción pico o residual

i = ángulo de rugosidad, si existe

6.4.1. Estimación del ángulo de fricción residual (ϕ_r)

El valor del ángulo de fricción residual (ϕ_r) dependerá del grado de meteorización de las paredes de la discontinuidad y del tipo de roca. En ausencia de meteorización ϕ_r varía generalmente de 25° a 35°; en el caso de paredes muy meteorizadas o de existencia de abundantes minerales micáceos, el valor puede disminuir hasta 10°.

Un método sencillo para estimar ϕ_r ha sido propuesto por Barton y Choubey (en Sakedo, 1983) de acuerdo a la siguiente expresión:

$$\phi_r = \phi_b - 20^\circ + 20 (r/R) \quad 6.16$$

donde:

ϕ_r = ángulo de fricción residual

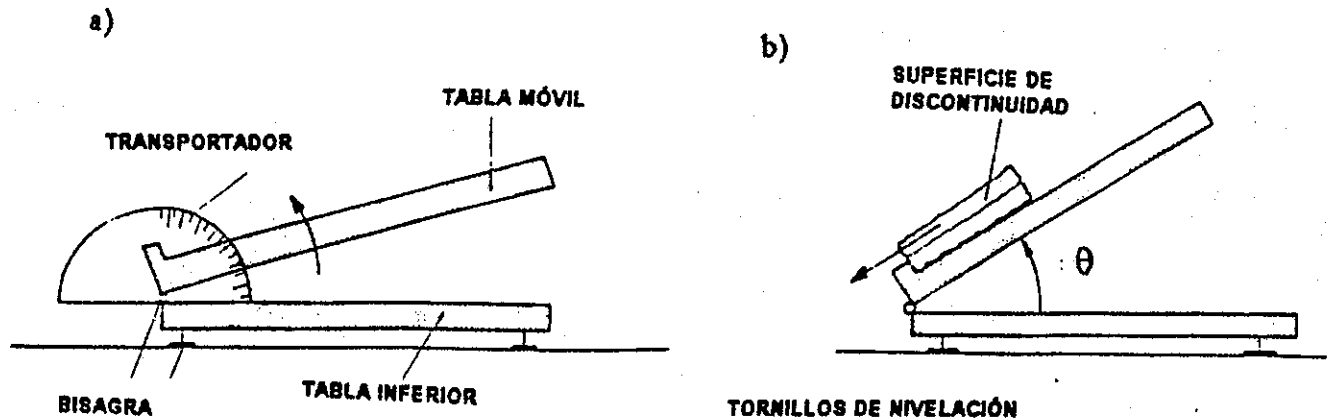
ϕ_b = ángulo de fricción básico obtenido mediante ensayos de bloques deslizantes (Tilttests) en superficies secas, no meteorizadas, de discontinuidades cortadas con sierra, o estimado de la Tabla 7.2.

R = rebote de Schmidt en las superficies secas no meteorizadas, cortadas con sierra.

r = rebote de Schmidt en las mismas superficies, pero humedecidas (meteorizadas).

FIGURA 36

Equipo de bloque deslizante utilizado para estimar el ángulo de fricción. (Según Sacedo, 1983).



Salcedo (1983) y sus asociados han fabricado un equipo simple de bloque deslizante para estimar el ángulo de fricción en discontinuidades. Este equipo de bloque deslizante consiste en dos tablas de madera de dimensiones 20 X 25 X 2.5 cm, articuladas entre sí y equipadas de un transportador para medir el ángulo que forman. Ver figura 36a. Se toma una muestra de roca que contenga una parte representativa de la discontinuidad abierta a ser analizada. La muestra se coloca sobre la tabla móvil del aparato de tal manera que la discontinuidad se encuentre en dirección horizontal y orientada con la posible dirección del deslizamiento hacia la bisagra. Seguidamente, se empieza a inclinar lentamente la tabla móvil, hasta que la parte superior del bloque de roca empiece a deslizar sobre la superficie de discontinuidad. En ese momento se registra el ángulo formado entre ambas tablas, como el ángulo de fricción. Ver figura 36b.

Si la discontinuidad ensayada ha sido cortada con sierra, se obtiene una estimación de ϕ básico; si la discontinuidad es natural se obtiene una estimación de ϕ pico.

Tabla VI.2 . Ángulo de fricción estimado para diferentes tipos de roca. (Según Barton & Choubey en Salcedo, 1983).

Tipo de Roca	Condición de humedad	Ángulo de fricción básico (grados)	Tipo de Roca	Condición de humedad	Ángulo de fricción básico (grados)
A. ROCAS SEDIMENTARIAS			C. ROCAS ÍGNEAS		
Areniscas	Seca	26 - 35	Basalto	Seca	35 - 38
Areniscas	Húmeda	25 - 33	Basalto	Húmeda	31 - 38
Areniscas	Húmeda	29	Granito grano fino	Seca	31 - 35
Areniscas	Seca	31 - 33	Granito grano fino	Húmeda	29 - 31
Areniscas	Seca	32 - 34	Granito grano grueso	Seca	31 - 35
Areniscas	Húmeda	31 - 34	Granito grano grueso	Húmeda	31 - 35
Areniscas	Húmeda	33	Pórfido	Seca	31
Lutita	Húmeda	27	Pórfido	Húmeda	31
Limolita	Húmeda	31	Dolerita	Seca	36
Limolita	Seca	31 - 33	Dolerita	Húmeda	32
Limolita	Húmeda	27 - 31			
Conglomerado	Seca	35			
Calizas blancas	Húmeda	30			
Caliza	Seca	31 - 37			
Caliza	Húmeda	27 - 35			
B. ROCAS METAMÓRFICAS					
Anfibolita	Seca	32			
Gneiss	Seca	26 - 29			
Gneiss	Húmeda	23 - 26			
Pizarra	Seca	25 - 30			
Pizarra	Seca	30			
Pizarra	Húmeda	21			

6.4.2. Estimación de ángulo de fricción básico (ϕ_b)

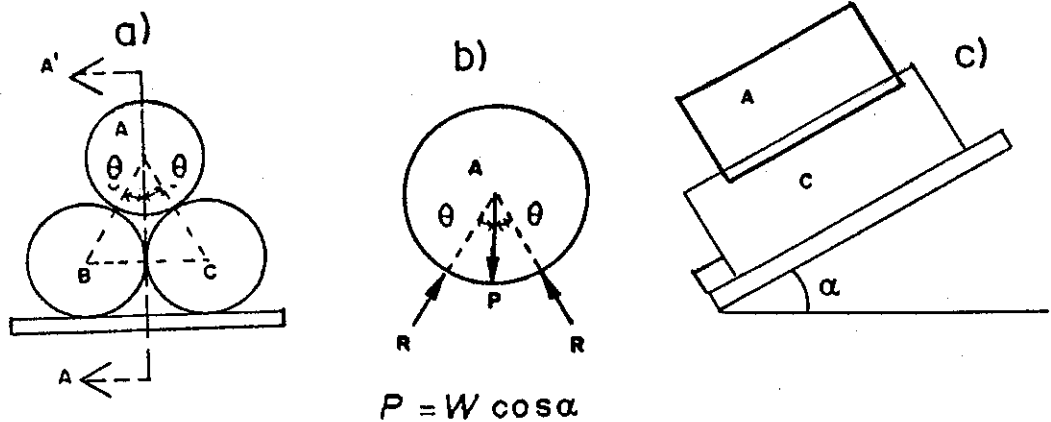
Además del ensayo del bloque deslizante y de los valores indicados en la tabla VI.2, Stimpson (1981) ha propuesto un método sencillo para la determinación del ángulo de fricción básico, a partir de núcleos de rocas obtenidos de perforaciones. El procedimiento consiste en colocar tres núcleos de rocas idénticas en forma triangular, sobre una base que puede inclinarse gradualmente, y cuya inclinación puede medirse mediante un transportador.

La figura 37a muestra los testigos en posición horizontal; seguidamente la base se comienza a inclinar gradualmente hasta que se produce el

deslizamiento del núcleo superior sobre los dos inferiores que le sirven de apoyo. Figura 37b. En el preciso momento que comience a deslizarse el bloque superior, se anota el ángulo de inclinación α .

FIGURA 37

Forma de evaluar el ángulo de fricción básico, utilizando núcleos de perforación. a) Núcleo en posición horizontal; b) Fuerzas actuantes en el ensayo; c) Medición del ángulo en el momento de deslizamiento.



De acuerdo a la figura 37c, se tiene:

W = peso del núcleo A

R = reacciones sobre el núcleo A

θ = ángulo que forma con la vertical la línea que une los centros de los núcleos A y C.

ϕ_{AB} = ángulo efectivo de fricción entre núcleos A y B.

ϕ_{AC} = ángulo efectivo de fricción entre núcleos A y C.

ϕ_b = ángulo de fricción básico.

En equilibrio límite:

$$R = (W \cos \theta \cos \alpha) / 2 \quad 6.17$$

Las fuerzas que se oponen al deslizamiento del núcleo superior son:

$$\frac{(W \cos \theta \cos \alpha \operatorname{tg} \phi_{AB})}{2} + \frac{(W \cos \theta \cos \alpha \operatorname{tg} \phi_{AC})}{2} = \frac{(W \cos \theta \cos \alpha)}{2} (\operatorname{tg} \phi_{AB} + \operatorname{tg} \phi_{AC}) \quad 6.18$$

La fuerza que induce al deslizamiento del núcleo superior será:

$$W \operatorname{sen} \alpha \quad 6.19$$

igualando las ecuaciones (6.17) y (6.18), y reagrupando términos:

$$(\operatorname{tg} \phi_{AB} + \operatorname{tg} \phi_{AC}) = (2 \operatorname{sen} \alpha / \cos \theta \cos \alpha) = 2 \operatorname{sec} \theta \operatorname{tg} \alpha \quad 6.20$$

Es obvio que existen infinitos valores de $\phi_{AB} = \phi_{AC}$ que satisfacen la ecuación 6.20, pero si se considera que los núcleos han sido obtenidos con los mismos procedimientos y equipos, y considerando tres núcleos de rocas homogéneas, se puede concluir que:

$$\phi_A = \phi_{AB} = \phi_{AC} \quad 6.21$$

y por lo tanto la ecuación (6.20) se reduce a:

$$\operatorname{tg} \phi_A = \operatorname{sec} \theta \operatorname{tg} \alpha \quad 6.22$$

De la figura 37c,

$$\operatorname{sec} \theta = (2 / \sqrt{3}) = 1.155 \quad 6.23$$

y sustituyendo en (6.22), resulta:

$$\operatorname{tg} \phi_A = 1.155 \operatorname{tg} \alpha \quad (6.24)$$

Con esta ecuación se puede calcular el ángulo de fricción $\phi_A = \phi_b$, a partir del ángulo de inclinación α de la base, en el momento del deslizamiento.

6.4.3. Estimación del ángulo de fricción pico (ϕ_{pico})

El ángulo ϕ_{pico} puede ser estimado utilizando la ecuación empírica de Barton:

$$\phi_{\text{pico}} = \text{JRC} \log_{10} (\text{JCS} / \sigma_n) + \phi_r \quad (6.25)$$

donde:

JRC = coeficiente de rugosidad

JCS = resistencia a la compresión de la pared de la discontinuidad

σ_n = resistencia a la compresión

El valor de JRC puede ser obtenido de la figura 38, identificando el perfil de rugosidad que corresponde al obtenido en la discontinuidad. El valor de JRC puede ser estimado mediante el dispositivo o martillo de Schmidt, o mediante ensayos de carga puntal; asimismo el valor de ϕ_r , se puede obtener de la expresión (6.16).

El valor de σ_n dependería del peso del bloque y puede ser calculado mediante la siguiente fórmula empírica:

$$\sigma_n = \gamma h \cos^2 \alpha \quad (6.26)$$

donde:

γ = peso unitario de la roca

h = espesor del bloque encima de la discontinuidad (bloque superior)

α = ángulo al cual ocurre el deslizamiento del bloque.

Debido a que la resistencia pico se moviliza con desplazamientos relativos muy pequeños, no es lógico sumarle a ϕ_{pico} la contribución de las rugosidades de gran escala (i). Para fines prácticos ϕ_{pico} puede ser considerado como el valor máximo de una discontinuidad 100% persistente.

Sin embargo, ϕ_{residual} no se moviliza hasta que se produzcan desplazamientos relativamente grandes, lo cual justifica añadir la contribución (i) de las rugosidades de gran escala. En el caso de discontinuidades completamente planas o aquellas que han sido cizalladas hasta un punto donde no es posible dilatación adicional, ϕ_{residual} sería la única componente de

resistencia al corte y representa la resistencia al corte mínima para esa discontinuidad.

6.4.4. Estimación del Coeficiente de Rugosidad (JRC) en base a ensayos de bloque deslizando

Si el ensayo del bloque deslizando se realiza en una discontinuidad rugosa, el ángulo α al cual ocurre el deslizamiento puede ser de 40° a 50° más que ϕ_b y aún más alto comparado con ϕ_r . Esta componente adicional de resistencia al corte es debida al efecto geométrico de la rugosidad. La máxima dilatación (d_o) cuando ocurre el deslizamiento, puede obtenerse en forma aproximada de la siguiente relación:

$$d_o = \alpha - \phi_r \quad (6.27)$$

Cuando ocurre el deslizamiento a esfuerzos normales bajos, el ángulo α es función de la relación entre el esfuerzo normal (σ_{no}) que actúan en la discontinuidad.

$$\alpha = \arctg(\tau_o / \sigma_{no}) \quad (6.28)$$

El esfuerzo normal efectivo generado por la fuerza gravitacional, actuando en la parte superior del bloque, es, para el caso de un bloque infinitamente largo:

$$\sigma_{no} = \gamma h \cos \alpha \quad (6.29)$$

Barton & Choubey (en Salcedo 1983) demuestran que dependiendo de las dimensiones de los bloques ensayados, puede haber una tendencia a que se desarrolle tensión en el tope del plano de la discontinuidad; en este sentido el valor obtenido de la expresión (6.29), considerando el caso de un bloque infinitamente largo, es cuestionable. Por estas razones ha propuesto la siguiente relación empírica:

$$\sigma_{no} = \gamma h \cos^2 \alpha \quad (6.30)$$

lo cual compensa en cierto modo la distribución dispereja de esfuerzos, particularmente cuando α es alto.

En base a lo expuesto el valor del coeficiente de rugosidad (JRC) puede ser obtenido mediante ensayos de bloque deslizante en discontinuidades rugosas, mediante la siguiente expresión:

$$JRC = (\alpha - \phi_r) / ((\log_{10}(JCS / \sigma_{no})) \quad (6.31)$$

La terminología es la misma utilizada en la ecuación (6.25). En la Figura 39a se muestra un ensayo simple de bloque de dimensiones reales.

Un ejemplo de utilización de esta ecuación es la siguiente:

$\alpha = 51^\circ$ (ángulo al cual deslizaron los bloques)
 $h = 500$ mm (espesor del bloque superior)
 $\sigma_{no} = 0.005$ MPa
 $\gamma = 25$ KN/m³
 $\phi_r = 23^\circ$ y $JCS = 50$ MPa (estimados utilizando el Martillo de Schmidt)

Luego, JRC resulta:

$$JRC = ((51^\circ - 23^\circ) / \log_{10}(50 / 0.005)) = 7.0$$

Otro ensayo de campo, cuyos resultados pueden ser utilizado para estimar JRC, es un "ensayo de extracción" (pull test) que consiste en "halar" o "empujar" (push test) un bloque típico de un afloramiento rocoso. Véase Figura 39b. Si se "hala" el bloque, se requiere una fuerza externa T_2 para movilizar el valor pico de JRC. Esto puede ser realizado mediante un perno inyectado. Si es necesario, los lados laterales del bloque deben ser "liberados" mediante perforaciones lineales, a fin de evitar cualquier efecto de las rugosidades de los bloques adyacentes. En este caso el valor de JRC se estima de la siguiente expresión:

$$JRC = \arctg ((T_1 + T_2) / N)^\circ - \phi_r / \log_{10}(JCS^* A / N) \quad (6.32)$$

donde:

T_2 = fuerza aplicada por un gato hidráulico.
 N y T_1 = componentes normal y tangencial del peso propio de la parte superior del bloque, (calculadas)
 A = área de la superficie ensayada
 ϕ_r y JCS = estimados mediante el dispositivo de Schmidt, utilizando la ecuación (6.16) y la Figura 38, respectivamente.

FIGURA 38

Perfiles de rugosidad y vales de JRC correspondientes (según Barton y Choubey en Sakedo, 1983).

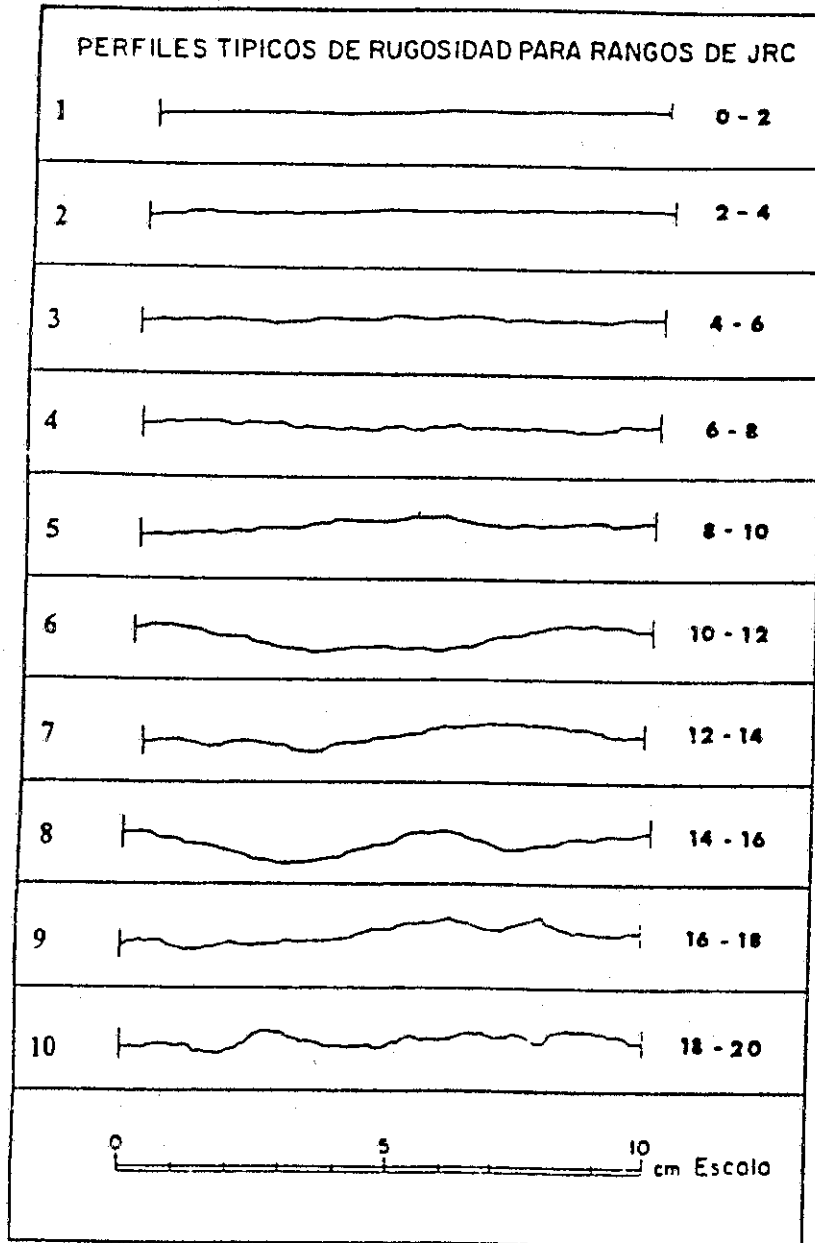
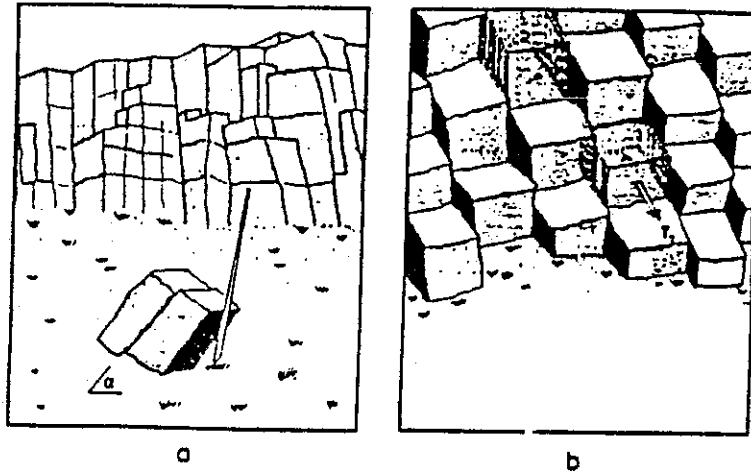


FIGURA 39

Ensayos de campo para determinar el ángulo de fricción. a) Bloque deslizante; y b) Halando el bloque en el afloramiento (Bandis et al. en Sakedo 1983).



6.5. Determinación de las propiedades mecánicas importantes de macizos en el diseño de taludes

6.5.1. Métodos de determinación de la resistencia a la compresión

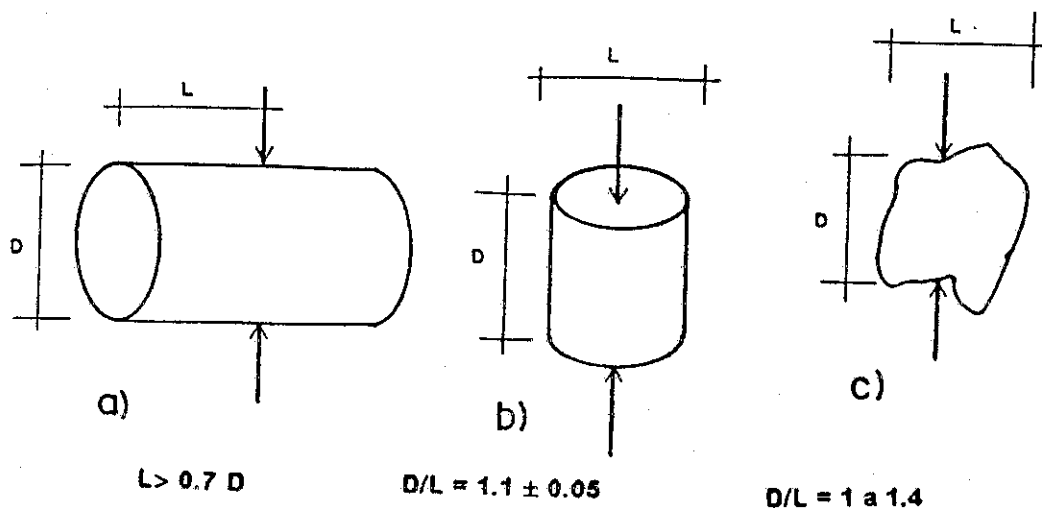
6.5.1.1. Ensayo de carga puntual

El ensayo de carga puntual es un método alternativo para la determinación indirecta de la resistencia a la compresión simple (esfuerzo normal), es el desarrollado por Broch & Franklin (1972 en Mora, 1983) y luego normalizado por la ISMR en 1973. El ensayo de la carga puntual puede ser efectuado tanto en el laboratorio como en el campo, y tiene la característica de no necesitar testigos preparados con antelación, lo que abarata los costos y simplifica la medición. El ensayo puede ser realizado de tres formas diferentes:

Tipo de ensayo	Tipo de testigo (muestra)
1) Ensayo diametral	corte de un núcleo de perforación
2) Ensayo axial	corte de un núcleo de perforación
3) Ensayo irregular	muestra de forma irregular

FIGURA 40

Posibilidades de ensayo de carga puntual: a) Ensayo diametral; b) Ensayo axial; c) Ensayo aplicado a una muestra irregular. Se presentan además, las relaciones largo / diámetro permitidas. En todos los ensayos se debe ver que la roca no tenga discontinuidades o zonas de debilidad.



En el ensayo diametral las muestras cilíndricas deben tener una relación longitud/diámetro mayor a 1.4, y los bordes de la misma no necesitan ser cortados ni preparados, pero la distancia (L en la Fig. 40) entre el punto de contacto y el borde libre más cercano debe ser en el diámetro más largo de la muestra, es decir lejos de las esquinas o vértices que pudiesen afectar una medición correcta.

El diámetro de la muestra juega un papel importante en la determinación del Índice de Resistencia, a este efecto se le denomina "Efecto de Tamaño". En los ensayos se toma el diámetro de 50 mm como el tamaño estándar, por lo que las muestras que tienen variaciones respecto al tamaño anterior se correlacionan por medio del diagrama de la Fig. 42, en el que se obtiene un ajuste del esfuerzo medido al tamaño normalizado.

Con el ensayo de carga puntual se determina un **ÍNDICE DE RESISTENCIA** (I_s), que relaciona la carga aplicada con la separación de las puntas de aplicación de la fuerza al cuadrado así :

$$I_s = Q/D^2 \quad 6.33$$

donde:

I_s = Índice de resistencia

Q = carga aplicada

D = distancia de separación de las puntas en mm.

El Índice de resistencia (I_s) se correlaciona con la resistencia a la compresión simple mediante un factor de conversión Según Beniaowski en Hoeck & Brown (1985):

$$\sigma_c = (14 + 0.175 D) I_s \quad (6.34)$$

σ_c = resistencia a la compresión simple.

6.5.1.1.1. Equipo

Actualmente existen varios equipos comerciales para el ensayo de carga puntual, uno de los más sencillos fue diseñado en el Imperial College de Londres, se describe a continuación:

El equipo de ensayo de carga puntual consiste en un marco de carga de 2 columnas, con una serie de huecos para la fácil fijación de las puntas de carga. Tiene una escala calibrada en mm y fijada a los soportes para determinar la distancia de las puntas cónicas cuando ocurre la ruptura del testigo. Las puntas de carga son también parte integral del marco, tienen un diseño cónico esférico truncado, y tienen el propósito de transmitir la carga al testigo (Fig. 41). Todas las partes descritas se montan en un cilindro hidráulico (gato hidráulico), la presión es transmitida por bombeo hidráulico manual proveniente de una fuente de aceite hidráulico, que es fijada a una placa de soporte, conjuntamente

con el marco de carga. La carga aplicada se lee en un manómetro incorporado al cilindro hidráulico.

6.5.1.1.2. Utilización del ensayo de carga puntual para medir el esfuerzo de compresión en discontinuidades:

En el diseño de taludes es muy importante la determinación del esfuerzo de compresión en discontinuidades, un método alternativo aproximado es la utilización del ensayo de carga puntual. Como se explicó anteriormente el ensayo de carga puntual determina indirectamente el esfuerzo de compresión simple (σ_c) mediante la ecuación 6.34, el esfuerzo de compresión en discontinuidades (σ_j) puede ser mucho menor que el esfuerzo a la compresión simple (σ_c).

Para verificar la validez del ensayo de carga puntual debe observarse detenidamente que la fractura provocada por la indentación sea a lo largo de un plano, para que el resultado del ensayo pueda ser aceptado. Sin embargo si la fractura sigue a lo largo de algún otro plano (como sucede cuando se ensayan rocas con esquistosidad), o si las puntas penetran la muestra causando fracturamiento excesivo o deformación, el resultado debe ser rechazado para la determinación del esfuerzo de compresión en discontinuidades (Hoeck & Bray, 1981).

FIGURA 41
Instrumento para ensayo de carga puntual (Tomado de Mora et al. 1983).

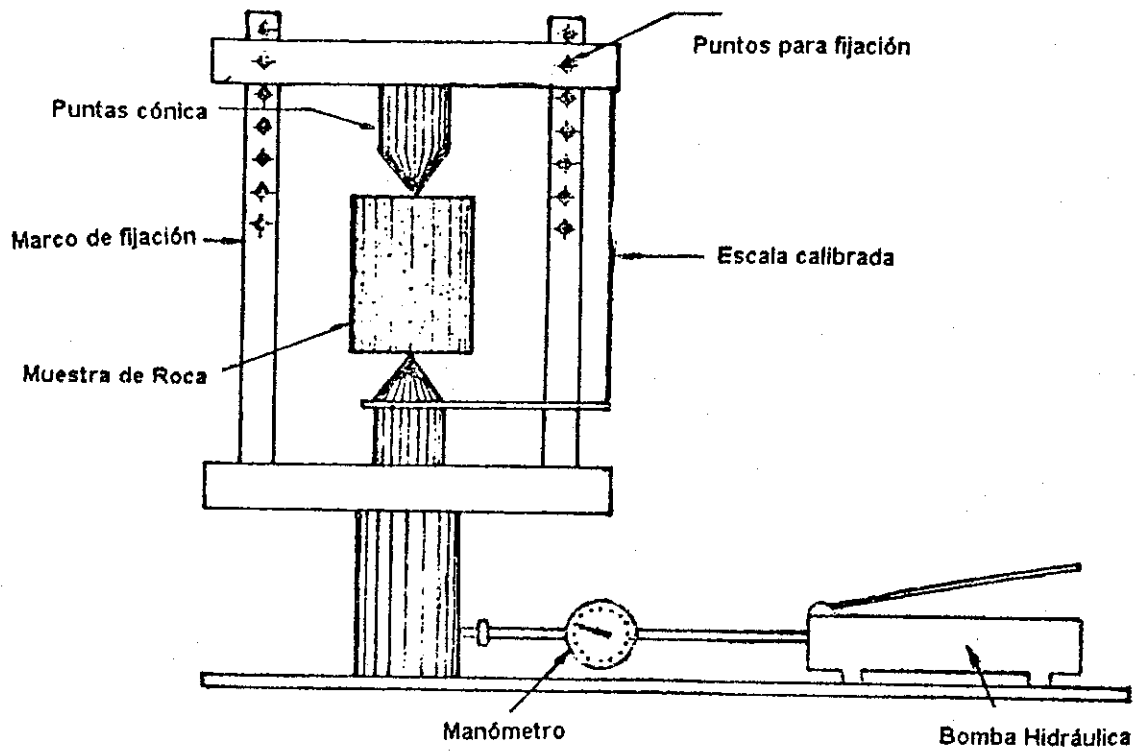
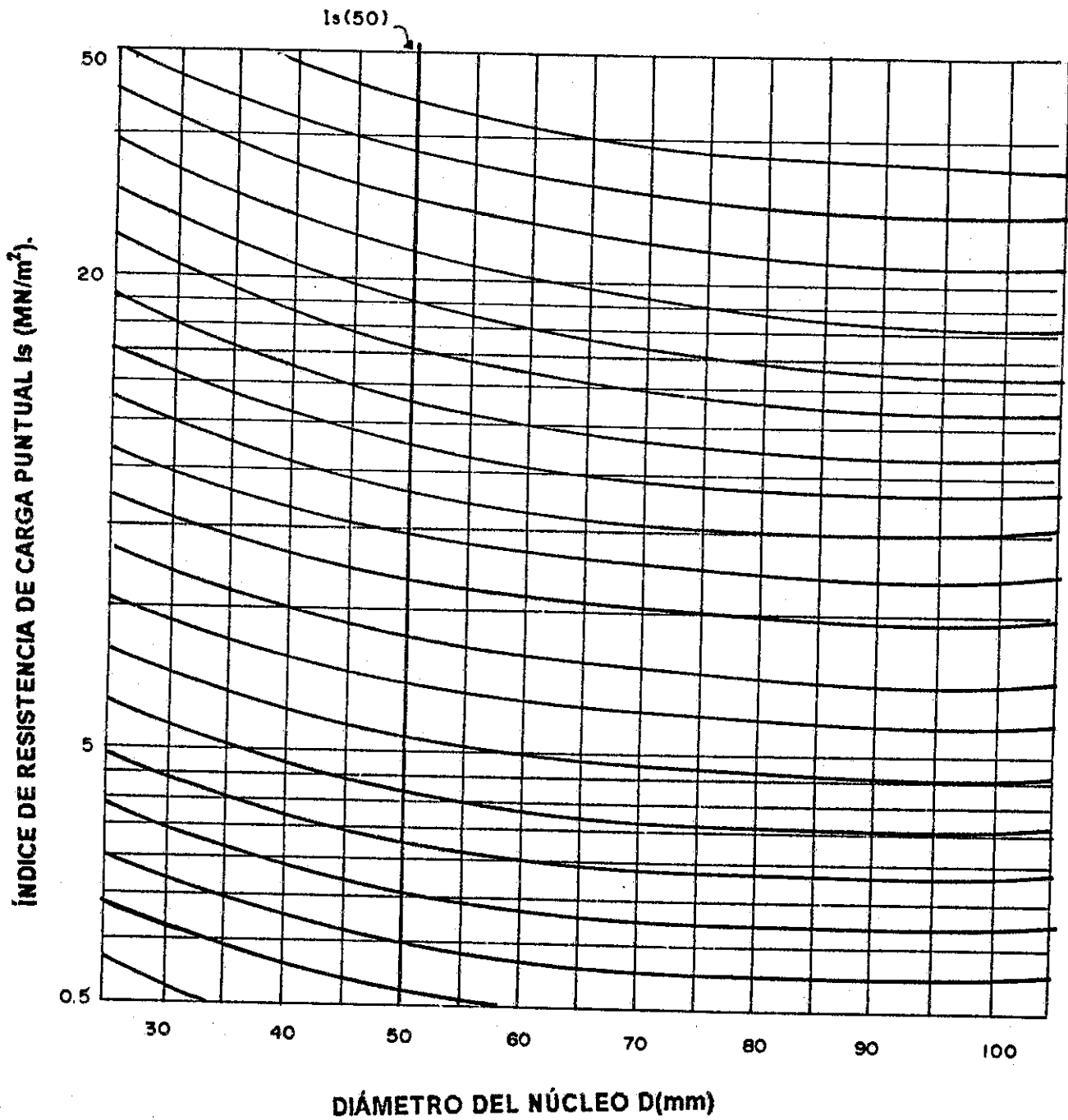


FIGURA 42

Curvas de corrección por tamaño, para el ensayo de carga puntual. (Según Broch & Franklin, en Mora et al. 1983).



6.5.1.2. Martillo Schmidt

Un ensayo menos confiable que el de carga puntual para determinar la resistencia a la compresión uniaxial en una roca es el método indirecto de determinación de la dureza del martillo Schmidt. El ensayo del martillo Schmidt tiene la ventaja que se aplica directamente sobre la superficie no preparada de una discontinuidad para obtener un estimativo directo de la resistencia a la compresión en discontinuidades (σ_j) (Hoeck & Bray, 1981).

Equipo: El martillo Schmidt está constituido por un vástago de acero sobre el cual golpea una masa impulsada por un resorte de energía determinada. El índice de dureza del Schmidt se determina por el rebote de la masa sobre el punzón que está en contacto con la roca. La norma recomienda utilizar el martillo Schmidt tipo L que tiene una energía de 0.74 Nm. El impacto se aplica sobre una superficie limpia de la roca, perpendicular a la discontinuidad. La prueba puede hacerse bajo condiciones saturadas que da el valor más conservador, y bajo condiciones secas. Debe evitarse que el impacto mueva la superficie que está siendo ensayada pues el rebote medido será artificialmente bajo, estos resultados deben descartarse (Salcedo, 1983).

Cada superficie debe ser ensayada como mínimo diez veces, antes de cada impacto debe aplicarse el martillo a un nuevo sitio de la superficie. Las 5 lecturas más bajas de cada grupo de 10 se descartan y se anota el valor promedio de "R" de las 5 lecturas más altas. La dureza obtenida por el martillo Schmidt normalmente está en un rango de 10 a 60; los números más bajos se obtienen en rocas "débiles" ($\sigma < 20$ MPa) mientras que los valores más altos son aplicables a rocas "muy resistentes" y extremadamente resistentes ($\sigma > 150$ MPa) (Salcedo, 1983). Rocas "muy débiles" y "extremadamente débiles" (donde $\sigma < 15-20$ MPa) no puede ser ensayadas con el martillo tipo L. Salcedo (1983) recomienda usar en este último caso índices manuales para determinar la resistencia a la compresión (Tabla 6.1).

Para la determinación indirecta de la resistencia a la compresión simple (σ_s) y la resistencia a la compresión en discontinuidades (σ_j), con el ensayo de dureza del martillo Schmidt debe conocerse además la densidad de la roca, y la orientación del martillo en el momento del ensayo, luego se utiliza el diagrama de la figura 43 que ha sido calculado para un martillo Schmidt tipo L.

Miller (1965 en Salcedo, 1983) propone la siguiente relación para estimar la resistencia a la compresión sin confinar (σ_c en Kg/cm²), en función de la densidad de la roca (densidad en t/m³) y el índice de dureza de Schmidt (martillo tipo L).

$$\log \sigma_c = (8.75 \cdot 10^{-3}) \cdot \text{densidad} \cdot R + 2.14$$

6.35

donde R = al índice de dureza del martillo Schmidt

La meteorización puede reducir la resistencia a la compresión de la pared de una discontinuidad (σ_c) hasta en un 25% de la resistencia en una roca fresca (Salcedo, 1983). Este proceso varía dependiendo del tipo de roca original, por ejemplo un basalto solo se irá cubriendo de una delgada capa de material meteorizado mientras que un granito será meteorizado más profundamente, las rocas porosas como las areniscas podrán meteorizarse uniformemente a profundidades más considerables.

6.5.1.3. Resistencia del relleno

Para la medición de la resistencia del relleno, en una primera aproximación éstos pueden estimarse mediante índices manuales indicados en la Tabla VI.3 (S1 a S6); asimismo se puede utilizar un penetrómetro de bolsillo para suelos.

TABLA VI.3 ÍNDICES MANUALES DE RESISTENCIA DE RELLENO (Tomada de Sakedo, 1983)

No.	Descripción	Identificación en campo	Rango aproximado de la resistencia a la compresión simple. (MPa)
S1	Arcilla muy blanda	Penetrada fácilmente varias pulgadas por el puño	< 0.025
S2	Arcilla blanda	Penetrada fácilmente varias pulgadas por el dedo pulgar	0.025 - 0.05
S3	Arcilla media	Penetrada varias pulgadas por el dedo pulgar, usando esfuerzo moderado	0.05 - 0.10
S4	Arcilla semidura	Deja fácilmente hendidura por la acción del dedo pulgar, pero penetra solamente con gran esfuerzo	0.10 - 0.25
S5	Arcilla dura	Mallada fácilmente por la uña del pulgar	0.25 - 0.50
S6	Arcilla muy dura	Mallada con dificultad por la uña del pulgar	> 0.50
R0	Roca extremadamente débil	Mallada por la uña del pulgar	0.25 - 1
R1	Roca muy débil	Se disgrega por golpes fuertes de la punta de la piqueta; puede ser desconchada por una navaja	1.0 - 5.0
R2	Roca débil	Puede ser desconchada por una navaja, con dificultad	5.0 - 25
R3	Roca medianamente resistente	No puede ser rayada o desconchada por navaja; la muestra puede ser fracturada por un golpe fuerte de la punta de la piqueta.	25 - 50
R4	Roca fuerte	La muestra requiere más de un golpe de la piqueta para fracturarla	50 - 100
R5	Roca muy fuerte	La muestra requiere varios golpes de la piqueta para fracturarla	100 - 250
R6	Roca extremadamente resistente	La muestra puede solamente ser astillada por la piqueta	> 250

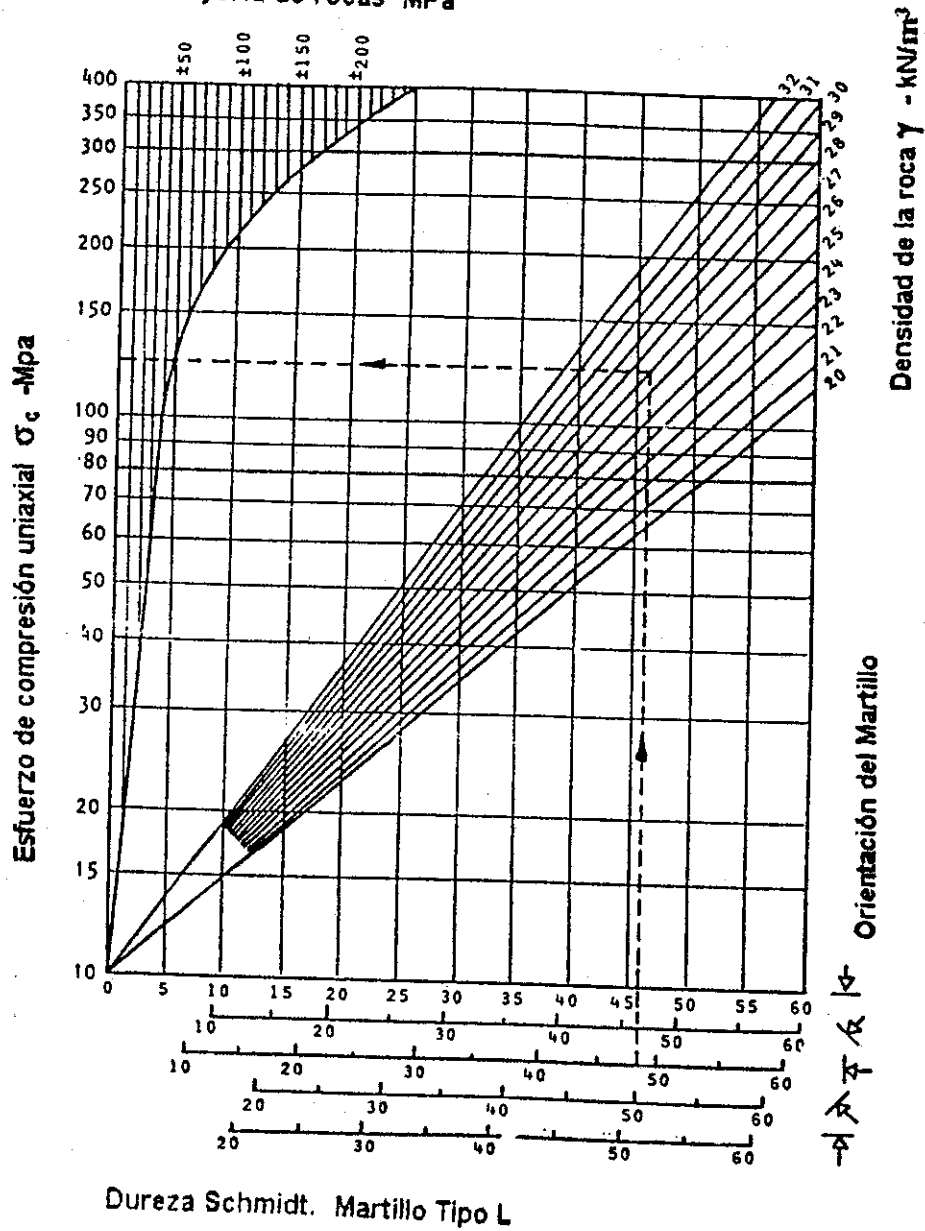
FIGURA 43

Relaciones entre la dureza de Schmitt y el esfuerzo de compresión uniaxial en la roca. (Según Deere & Miller en Hoek & Bray, 1981).

1 Mpa = 1 MN/cm² = 10.2 kg/cm² = 145 lb/pulg²

1KN/m³ = 102 kg/m³ = 6.7 lb/pie³

Dispersión promedio del esfuerzo para la mayoría de rocas MPa



6.5.2. Ensayos de corte directo en discontinuidades

La manera directa de determinar la resistencia al corte en discontinuidades es mediante la ejecución de ensayos de corte a lo largo de discontinuidades. Los cuales se pueden realizar en muestras de diferente tamaño.

Ensayos a gran escala pueden realizarse utilizando el equipo presentado en la figura 44, sin embargo, dicho tipo de ensayos son altamente costosos, por lo que Hoeck & Bray (1981) lo recomienda únicamente para proyectos permanentes, como son presas, y túneles.

Para ensayos a pequeña escala Hoeck & Bray sugieren el equipo portátil, la ventaja del diseño presentado es que se puede construir fácilmente lo cual lo hace asequible. El testigo utilizado en este equipo se limita a muestras de 10 cm x 10 cm, y la utilización de este equipo deberá limitarse a la obtención del ángulo de fricción básico. Lo cual puede realizarse ensayando muestras cortadas, o bien probando muestras de campo y sustrayendo el ángulo de rugosidad i , previamente medido sobre la superficie del testigo antes de la realización de la prueba.

6.5.3. Pruebas uniaxiales y triaxiales

Los ensayos uniaxiales y triaxiales determinan los esfuerzos principales de la roca intacta, o bien de roca fisurada de la siguiente manera:

- a) Pruebas uniaxiales: se utilizan para la determinación del esfuerzo principal menor σ_3 , mediante tensión, en dicho ensayo $\sigma_1 = \sigma_2 = 0$ y $\sigma_3 = -x\sigma_c$, donde σ_c es la resistencia a la tensión uniaxial. En dicho ensayo testigos similares a los utilizados en ensayos de concreto.
- b) Ensayos triaxiales: en estos ensayos se aplican además de esfuerzos normales de carga, esfuerzos de presión por medio de dispositivos hidráulicos, para confinar el testigo, en este ensayo se puede hacer cuando $\sigma_1 = \sigma_2 = p < \sigma_3$, cuando $\sigma_1 = \sigma_2 = p > \sigma_3$, para determinar la influencia del esfuerzo intermedio principal σ_2 en el debilitamiento de la roca. .

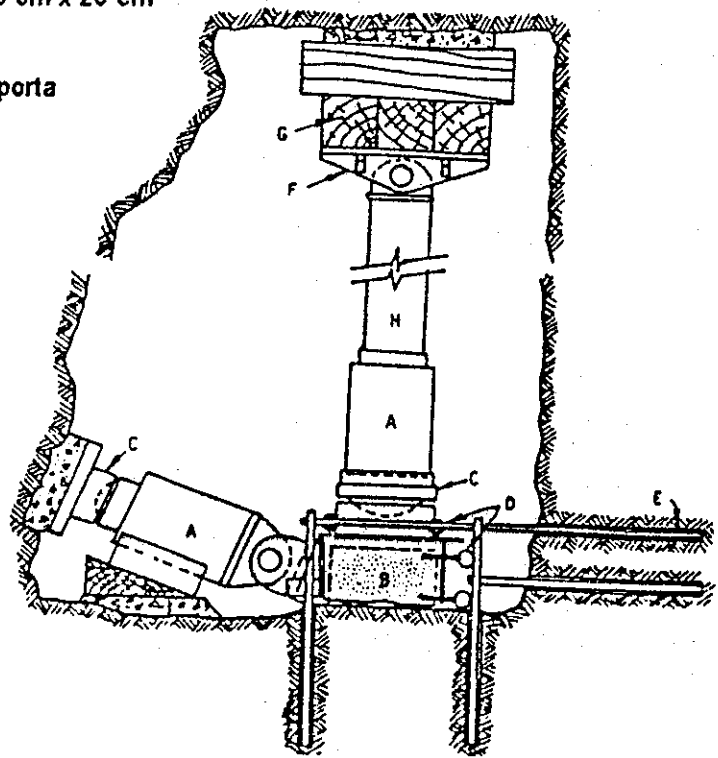
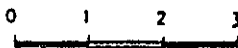
- c) **Ensayos triaxiales de macizos rocosos muy fisurados:** Cuando se tienen macizos de roca muy fisurada, los ensayos pueden realizarse en cámaras triaxiales de gran tamaño, utilizados para probar rellenos de roca en presas, donde se colocan el material rocoso previamente analizando su granulometría, y utilizando los principios utilizados para pruebas triaxiales en suelos, estos ensayos por su alto costo generalmente solo son aplicados a obras permanentes (túneles, presas, y sitios nucleares). En muchos casos cuando el macizo rocoso esta muy fisurado, no es factible encontrar un modo de falla posible, en estos casos Hoeck & Bray recomiendan realizar análisis de precedentes de taludes que han fallado con la mismas o similares condiciones.

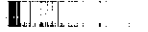
FIGURA 44a

Ensayo in situ de corte directo en el sitio de presa de Auburn en el estado de Nueva York, EEUU (Según Haverland & Slebir en Hoeck & Bray, 1981).

- A) Gato hidráulico de 200 Toneladas
- B) Muestra de roca de 38 cm x 38 cm x 20 cm
- C) Base esférica
- D) Manómetros
- E) Anclajes para el marco que soporta los manómetros
- F) Base del Pivote
- G) Bloque de Madera sólida
- H) Columna espaciadora

ESCALA APROXIMADA EN PIES.





7. EL FLUJO DE AGUA SUBTERRÁNEA: Permeabilidad y presión

Los proyectos de gran magnitud (presas, proyectos nucleares, y la minería a cielo abierto) están basados en la construcción intensiva de taludes en roca. La presencia de agua subterránea en el macizo rocoso en los alrededores de dichas obras tiene un efecto negativo por las siguientes razones:

- a) La presión del agua reduce la estabilidad de los taludes mediante la reducción de la resistencia al corte sobre las superficies potenciales de ruptura (discontinuidades geológicas).
- b) En el caso de minería, el alto contenido de humedad incrementa el peso unitario de la roca y por consecuencia eleva los costos de transporte. Los cambios en el contenido de humedad de algunas rocas, particularmente en las lutitas, puede provocar una meteorización acelerada dando como resultado una reducción en la estabilidad. En Guatemala el caso anterior se puede observar en la mina de antimonio Clavito IV localizada en San Ildefonso Ixtahuacán, Huehuetenango.
- c) El congelamiento del agua subterránea durante el invierno puede provocar acuífamiento del agua infiltrada en las fisuras debido a los cambios de volumen por temperatura que ocurren en el hielo. El congelamiento del agua localizada en la superficie de la roca sobre los taludes puede causar el bloqueo del drenaje natural de la roca, lo que ocasionaría el incremento de la presión del agua dentro del macizo rocoso con el consecuente decremento de la estabilidad.
- d) La erosión de la superficie del suelo y relleno de las fisuras puede ocurrir como resultado de la alta velocidad del flujo del agua subterránea. Esta erosión puede reducir la estabilidad y taponar los sistemas de drenaje natural.
- e) En el caso de una mina a cielo abierto, la descarga del agua subterránea en un "open pit" (fosa a cielo abierto) puede incrementar los costos de operación al tener que bombear el agua que inunda la fosa, o bien provocar lodazales que impedirían que la maquinaria pesada opere con eficiencia. Además, se incrementan los costos y los problemas de detonaciones y voladuras sobre agujeros húmedos.
- f) La solifluxión de los suelos de cobertura o las colas de minería, puede ocurrir cuando la presión dentro de los materiales se elevan a un punto donde las fuerzas de levantamiento (Subpresión) exceden el peso mismo del suelo.

Esto puede ocurrir si los canales de drenaje están bloqueados o la estructura del suelo sufre un súbito cambio de volumen, como por ejemplo bajo condiciones de un terremoto.

La soliflucción es necesario tomarla en cuenta para el diseño de presas de colas y materiales de cobertura (descapote).

Quizá el efecto más importante a considerar con la presencia de agua subterránea dentro de un macizo rocoso es la reducción en la estabilidad resultante de la presión de agua dentro de las discontinuidades dentro de la roca.

7.1. El efecto de la presión de agua en una fractura de tensión

La forma más sencilla de observar el efecto del agua en una fractura es observar el efecto combinado que produce la presión del agua al levantar un bloque (subpresión) y empuje en la componente horizontal al actuar en una fractura vertical.

Como ejemplo considere el caso de un bloque que descansa sobre un plano inclinado, que por alguna circunstancia es separado por una fractura de tensión, que posteriormente es rellenada por agua. La presión de agua en la fractura de tensión se incrementa linealmente con la profundidad y totaliza una fuerza V , debido a que la presión actúa sobre la cara del bloque, esta tiene una dirección paralela al plano inclinado. Al asumir que la presión de agua se transmite a través de la intersección de la fractura de tensión y la base del bloque, la distribución de la presión de agua en el bloque se ilustra en la figura 45. La presión en la base del bloque resulta en una fuerza de levantamiento U la cual reduce la fuerza normal que actúa a través de la superficie del bloque.

Las condiciones de equilibrio límite para este caso donde actúan las fuerzas del agua V y U en adición a su propio peso W se definen por:

$$W \operatorname{sen} \psi + V = cA + (W \operatorname{cos} \psi - U) \operatorname{tan} \phi \quad 7.1$$

Donde

A es el área de la base del bloque

c es la cohesión del material

ϕ es el ángulo de fricción del material

ψ es el ángulo de inclinación del plano

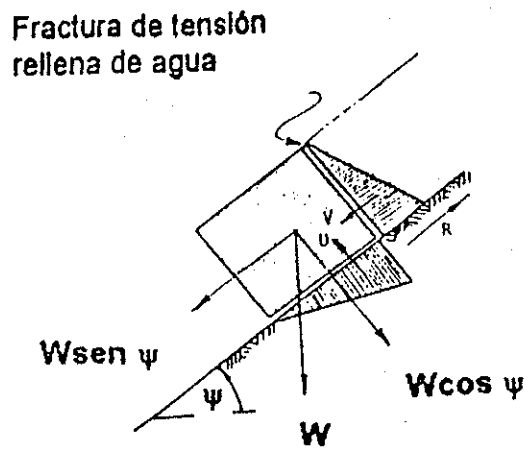
U levantamiento provocado por el agua subterránea

V empuje provocado por el agua subterránea

De la ecuación 7.1 se observa que la fuerza del agua aumenta la tendencia del deslizamiento hacia abajo sobre el plano y que la fuerza friccional que resiste el deslizamiento es disminuida, tanto por V como por U , lo cual contribuye a una disminución de la estabilidad del bloque. Al parecer las presiones resultantes del agua en las fracturas y grietas son pequeñas, sin embargo, actúan sobre grandes áreas lo que hace que las fuerzas resultantes de la presión de agua sean considerablemente altas. Por tal razón las fuerzas que resultan del levantamiento (subpresión) y empuje de la presión del agua son críticas para controlar la estabilidad de taludes de roca y suelo.

FIGURA 45

Efecto del agua subterránea en rocas fracturadas. Aparecen dos componentes una de empuje, aproximadamente paralela al plano de inclinación, y una de levantamiento (subpresión). Ambas fuerzas tienden a debilitar considerablemente el macizo rocoso.



7.2. Flujo del agua subterránea en macizos rocosos

La distribución de la presión del agua subterránea se puede medir mediante dos acercamientos diferentes:

- Deducción de comportamiento global del flujo de agua subterránea al realizar estimaciones de la permeabilidad del macizo rocoso y las fuentes de agua subterránea.
- Mediante mediciones directas de los niveles de agua en perforaciones o pozos o mediante piezómetros instalados directamente en perforaciones.

Ambos métodos pueden acarrear gran cantidad de dificultades, sin embargo, por la importancia que tiene la presión del agua subterránea sobre la estabilidad de un macizo rocoso, es necesario obtener los mejores estimados posibles de dicha presión.

7.2.1. El ciclo hidrológico

En la figura 46 se presenta un esquema muy simplificado del ciclo hidrológico. La figura pone énfasis en el desplazamiento y la distancia considerable que el agua subterránea puede desplazarse a través de un macizo rocoso. Desde este punto de vista se ve la importancia de la geología regional cuando se empieza a diseñar un mina a cielo abierto o bien obras de infraestructura muy grandes (sitios de presa, salas de maquinas, Etc.), especialmente en la estimación del comportamiento probable de la distribución del agua subterránea en un sitio en particular (ver figura 47).

La cantidad de precipitación anual, en un periodo prolongado es un dato necesario, el cual reflejará la cantidad de agua de carga y recarga del agua subterránea. También deben ser consideradas las fuentes como son lagos y ríos que proporcionarán flujo de recarga al agua subterránea, particularmente si la permeabilidad de la roca es altamente anisotrópica como se muestra en la figura 48. En casos extremos, el movimiento de agua subterránea se concentra en fisuras abiertas o canales dentro del macizo rocoso, pudiendo no existir una fuente de agua claramente identificable.

FIGURA 46

Representación muy simplificada del ciclo hidrológico mostrando algunas de las fuentes más típicas de agua subterránea.

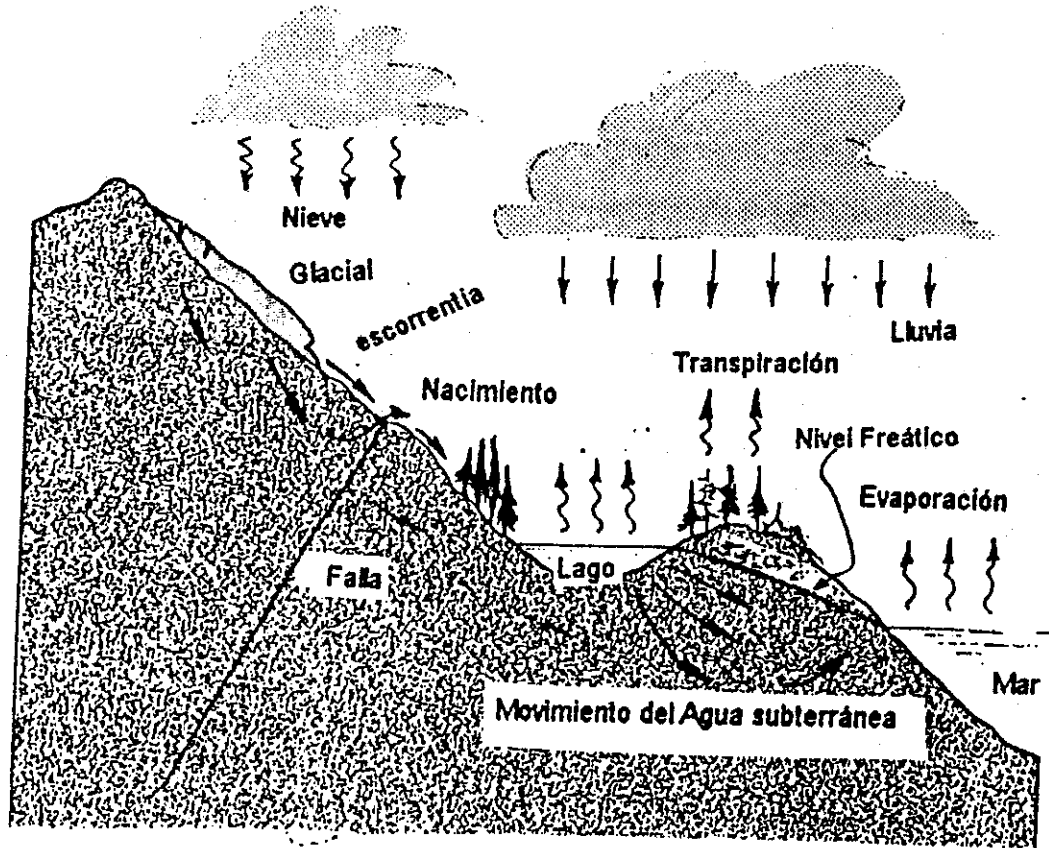


FIGURA 47

Variación de la posición freática de acuerdo al clima y a la recarga del acuífero.

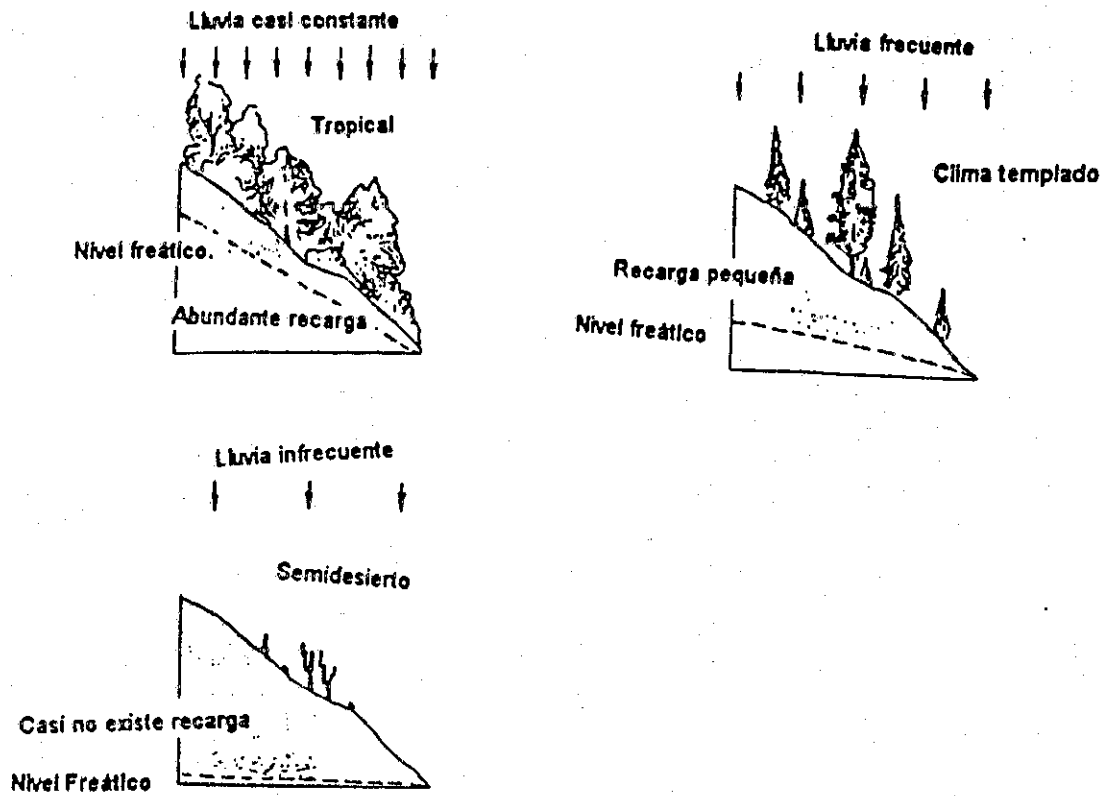
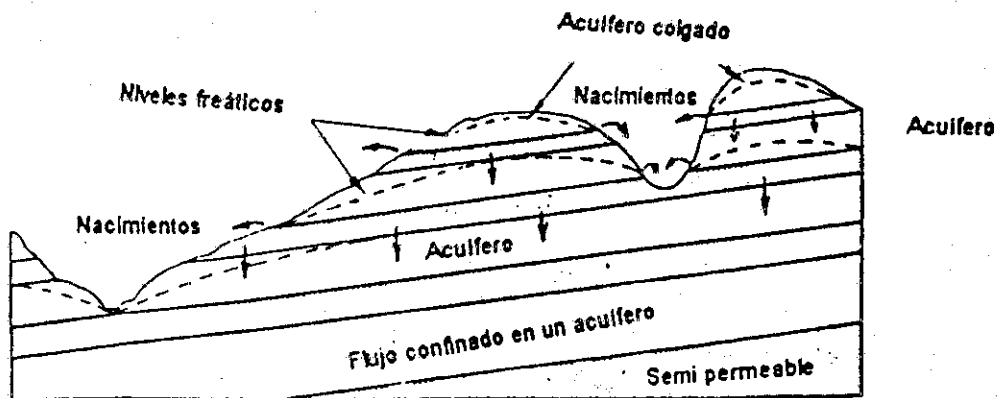


FIGURA 48:

Ejemplo de varios acuíferos confinados, no confinados y colgados, los cuales pueden estar presentes en una secuencia de lutitas.



7.3. Permeabilidad, cuantificación

Se puede asumir un testigo cilíndrico de suelo o roca por debajo del nivel freático en un talud como se ilustra en la figura 49, dicha muestra tiene una área de sección A y un largo l . Los niveles de agua en perforaciones y aún en el extremo final del testigo están a alturas h_1 y h_2 por encima del nivel de referencia y la cantidad de agua fluyendo a través de la muestra en una unidad de tiempo es Q . De acuerdo a la Ley de Darcy, el coeficiente de permeabilidad del testigo se define como:

$$k = \frac{Q * l}{A(h_1 - h_2)} = \frac{V * l}{(h_1 - h_2)} \quad 7.2$$

donde V es la velocidad de descarga. Al sustituir las dimensiones para los términos en la ecuación 7.2 se muestra que el coeficiente de permeabilidad k tiene las mismas dimensiones que la velocidad de descarga V , unidad de distancia por unidad de tiempo. Las dimensiones más usadas en estudios de aguas subterráneas son centímetros por segundo y los rangos típicos del coeficiente de permeabilidad para roca y suelo se muestran en la tabla 7.1. La figura 50 muestra que la cabeza de agua h puede ser expresada en términos de la presión p al final de la muestra y la altura z por encima del nivel de referencia (datum). Así:

$$h = \frac{p}{\gamma_w} + z \quad 7.3$$

donde γ_w es la densidad del agua. Tal y como se muestra en la figura 49, h es la altura a la cual el nivel del agua se eleva en una tubería que atraviesa la perforación.

FIGURA 49

Definición de la permeabilidad en función de la ley de Darcy.

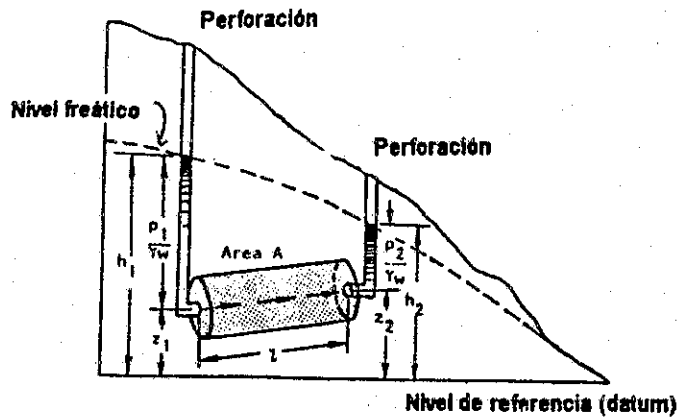


TABLA VII.1. COEFICIENTES DE PERMEABILIDAD PARA ROCAS Y SUELOS TÍPICOS *

	k - cm/seg	Roca intacta	Roca fracturada	Suelo
PRACTICAMENTE IMPERMEABLE	10^{-10}	Pizarras		Arcilla homogénea debajo de la zona de meteorización
	10^{-9}	Dolomitas		
	10^{-8}	Granito		
	10^{-7}	Caliza		
BAJA DESCARGA DRENAJE POBRE	10^{-6}	Caliza y arenisca	Juntas con relleno de arcilla	Arenas muy finas, arcillas orgánicas e inorgánicas mezclas de arenas y arcillas, till glacial depósitos estratificados de arcilla
	10^{-5}	Caliza y arenisca		
	10^{-4}	Caliza y arenisca		
	10^{-3}	Arenisca		
ALTA DESCARGA DRENAJE LIBRE	10^{-2}		Rocas diaclasadas	Grava limpia
	10^{-1}		Roca con diaclasas abiertas	
	1.0			
	10^1 10^2		Rocas altamente fracturadas	

*Tomada de Tabla V de Hoek & Bray (1981).

7.4. Permeabilidad en rocas diaclasadas

En la tabla VII.1 se muestra que la permeabilidad de la roca intacta generalmente es muy baja y por lo tanto el drenaje es pobre y la descarga es baja, lo cual es de esperar en condiciones normales. Por otro lado, si la roca es discontinua como resultado de la presencia de juntas o diaclasas, fisuras u otras discontinuidades, la permeabilidad puede ser considerablemente más baja debido a que estas discontinuidades actúan como canales para el flujo de agua.

En una forma simplificada para la determinación la permeabilidad equivalente para un arreglo planar de fracturas paralelas de pared lisa Hoeck & Bray (1981) proponen la ecuación 7.4, la cual es correcta únicamente en regímenes de flujo laminar:

$$k = \frac{ge^3}{12\nu * b} \quad 7.4$$

donde:

g = aceleración gravitacional (981 cm/seg²)

e = apertura de las fracturas o fisuras

b = espaciamiento entre fracturas

ν = coeficiente viscosidad cinemática (0.0101 cm²/seg de agua pura a 20 °C)

La permeabilidad equivalente k de un arreglo de fracturas paralelas con diferentes aperturas es graficada en la figura 50, lo que demuestra que la permeabilidad en un macizo rocoso es muy sensitivo a la apertura de las discontinuidades. Debido a que las aperturas cambian con los esfuerzos a que está sometida la roca, la permeabilidad en el macizo rocoso también será sensitiva a dicho esfuerzo.

Para flujos turbulentos, fracturas rugosas o con relleno Hoeck & Bray (1981) escogen una ecuación con el coeficiente de permeabilidad equivalente más bajo para un sistema de fisuras rellenas:

$$k = \frac{e}{b} * k_f + k_r \quad 7.5$$

k_f = coeficiente de permeabilidad del material de relleno

k_r = coeficiente de permeabilidad de la roca intacta

En la ecuación 7.4 el término k_r es ignorado ya que la permeabilidad de diaclasas o fracturas abiertas es mucho mayor que la de la roca misma.

Ejemplo de aplicación de la ecuación 7.5:

En la figura 51 se tiene un sistema ortogonal de juntas en el que se tiene un conjunto de diaclasas mayores con abertura $e_1 = 0.1$ cm y espaciamiento entre diaclasas $b_1 = 1$ metro. La permeabilidad equivalente $k_1 = 8.1 \times 10^{-2}$ cm/seg. El conjunto de diaclasas menor tiene un espaciamiento entre diaclasas de $b_2 = 1$ junta por metro y una abertura de diaclasa $e_2 = 0.02$ cm. La permeabilidad equivalente $k_2 = 6.5 \times 10^{-4}$ cm/seg, se puede deducir fácilmente que el conjunto de diaclasas menor es dos órdenes de magnitud más pequeño que el conjunto principal de diaclasas. Claramente se observa que el comportamiento del flujo de agua y el drenaje característico estará influenciado por la orientación de los conjuntos de diaclasas mayores.

FIGURA 50

Influencia de la abertura de diaclasas e y el espaciamiento entre diaclasas b sobre el coeficiente de permeabilidad k en la dirección de un conjunto de diaclasas lisas paralelas dentro de un macizo rocoso.

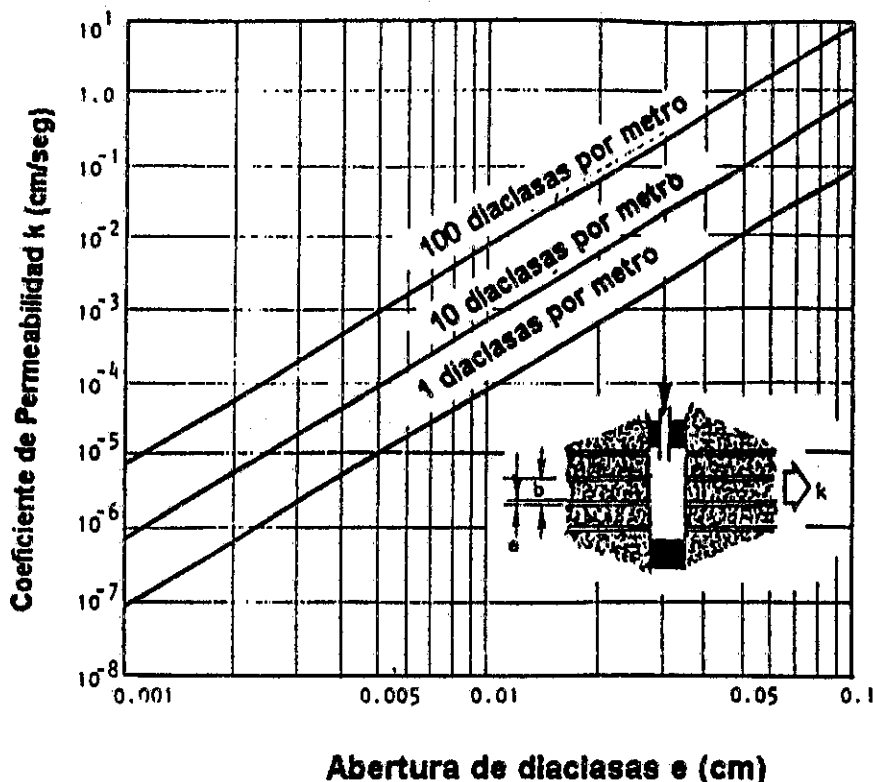
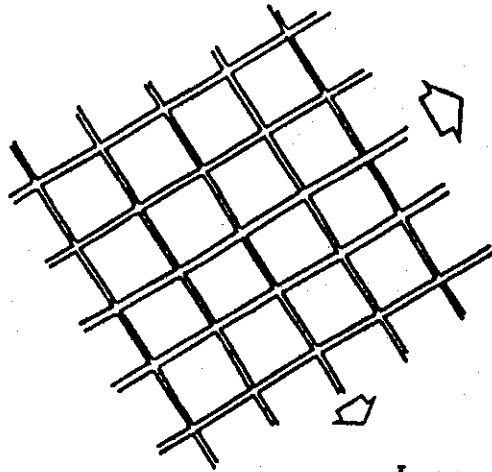


FIGURA 51

Representación idealizada de dos sistemas de diaclasas ortogonales en un macizo rocoso. El espaciamiento de ambos juegos 1 diaclasa por metro. La abertura de las diaclasas es e_1 del conjunto 1 es 0.10 cm y para el conjunto 2 es $e_2 = 0.02$ cm. Se asume que no existe flujo cruzado de una diaclasa a la otra.



Juegos de diaclasas 1
 $k_1 = 8.1 \times 10^{-2}$ cm/seg

Juegos de diaclasas 2
 $k_2 = 6.4 \times 10^{-4}$ cm/seg

7.5. Redes de flujo

La representación gráfica del movimiento del flujo del agua subterránea en suelo o en un macizo rocoso se conoce como redes de flujo, un ejemplo típico se representa en la figura 52. Algunas características de las redes de flujo se detallan a continuación:

a) Líneas de Flujo

Son los caminos seguidos por el agua al fluir a través de la roca o suelo saturado.

b) Líneas Equipotenciales

Son líneas que unen puntos en los cuales la cabeza de agua h es la misma. Como se muestra en la figura 52, el nivel del agua es el mismo en los agujeros perforados en los puntos A y B sobre la misma línea equipotencial.

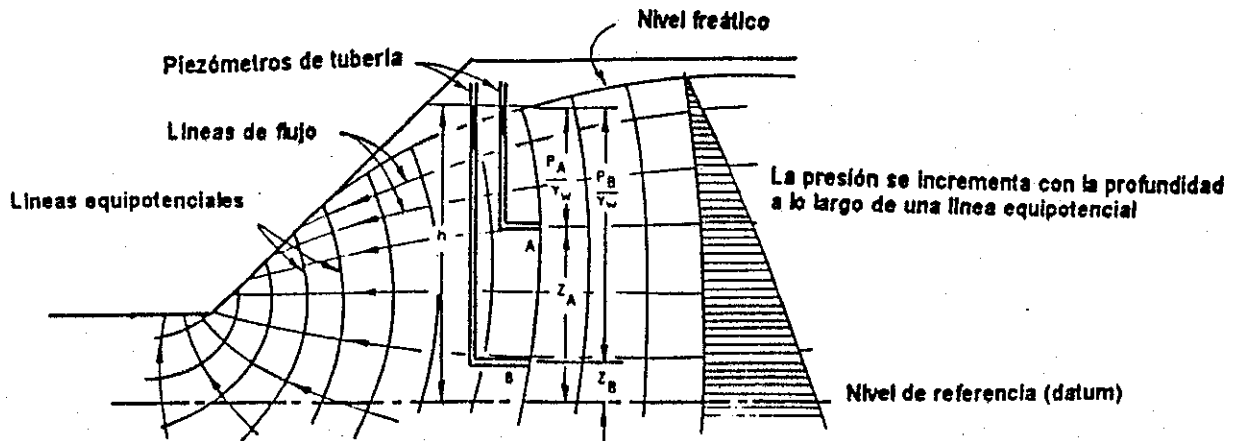
c) La presión del agua en los puntos A y B no es la misma,

de acuerdo a la ecuación 7.3, la cabeza de agua total h está dada por la sumatoria de la presión P/γ_w y la elevación z del punto de medición por encima del nivel de referencia. La presión de agua aumenta con la profundidad a lo largo de una línea equipotencial, tal y como se muestra en la figura 52.

El cálculo de redes de flujo se puede realizar por varias técnicas matemáticas que sobrepasan el alcance del presente trabajo, entre los diferentes métodos se pueden mencionar elementos finitos, métodos gráficos, y cálculos realizados en computadores analógicos como son los modelos de resistividad y conductividad eléctrica.

FIGURA 52

Red de flujo bi-dimensional en un talud. Dos piezómetros que toquen la misma línea equipotencial tienen la misma altura de cabeza de agua (puntos A y B). Sin embargo la presión es diferente en cada punto, ya que está en función de la profundidad.



7.6. Mediciones de la permeabilidad en campo

La determinación de la permeabilidad de un macizo rocoso es necesaria para determinar si es necesario el diseño de un sistema de drenaje. Sin embargo, es necesario señalar que para el cálculo de la estabilidad de taludes en roca es más importante la *presión de agua* que el volumen del flujo de agua. La presión de agua en cualquier punto es independiente de la permeabilidad del macizo rocoso en el punto pero depende del camino seguido por el agua subterránea para llegar a dicho punto (ver figuras 48 y 53). De tal forma, la *anisotropía* y la *distribución* de la permeabilidad es de importancia en la estimación de la distribución de la presión de agua en un talud.

Para medir la permeabilidad en un "punto" en un macizo rocoso es necesario cambiar las condiciones del agua subterránea en dicho punto y medir qué tiempo se toma, para las condiciones originales, para restablecer la cantidad de agua necesaria para mantener las nuevas condiciones. Dichos ensayos son más apropiados para realizarlos en agujeros de perforación en los

cuales una sección es aislada entre el final de la tubería de ademe ("casing") y el fondo del agujero o en secciones de perforación separadas por tapones ("packers") dentro del agujero. Dichos ensayos son clasificados por Hoeck & Bray (1981) como:

a) Ensayos con columna de agua decreciente (variable)

La cantidad de agua vertida dentro de la perforación vertical o casi vertical midiendo el tiempo que toma el nivel agua a caer a su nivel original.

b) Ensayos de cabeza de agua constante

La cantidad de agua se mide para mantener un nivel de agua específico.

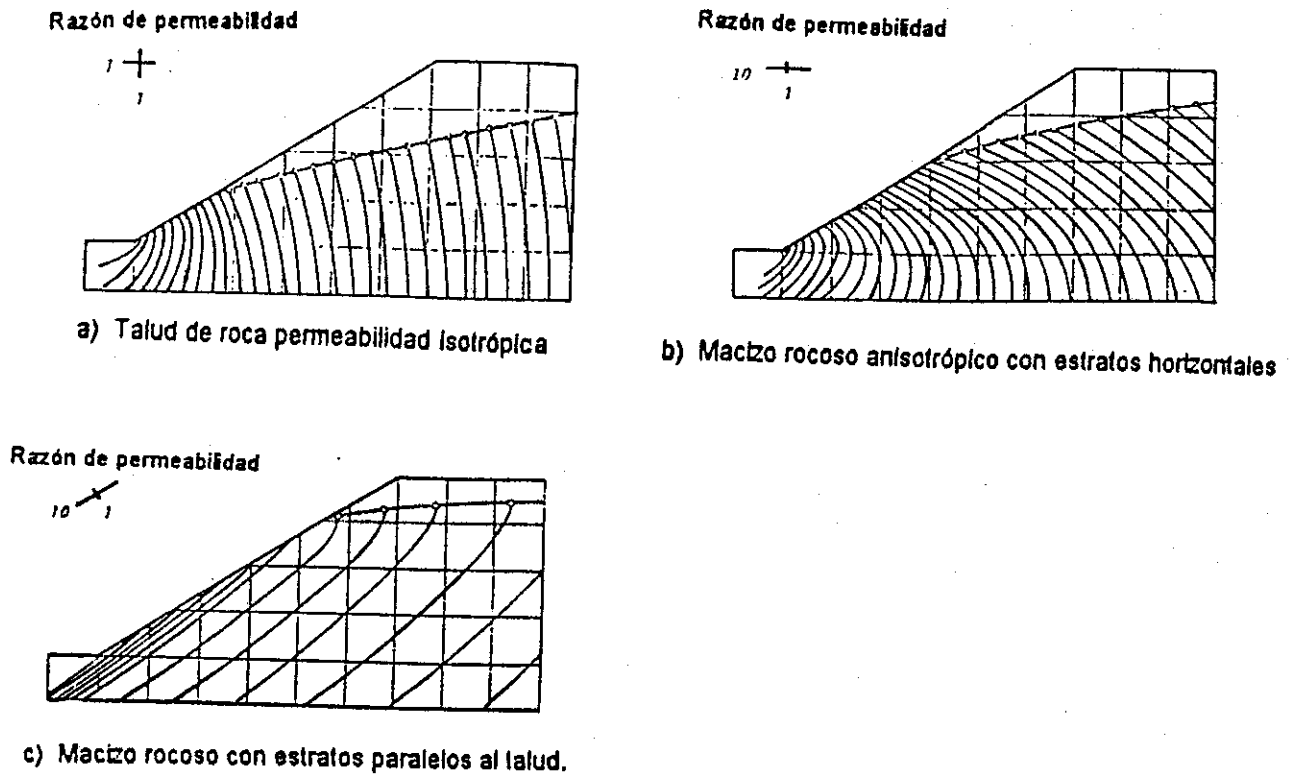
c) Ensayos de bombeo o ensayos Lugeon

Se bombea agua dentro de la perforación o bien se extrae agua en una sección de la perforación que es separada del resto mediante dos tapones ("packers"), los cambios producidos por el bombeo son medidos.

Los primeros dos tipos de ensayos se adaptan para medidas de permeabilidad de suelos y rocas razonablemente uniformes. Los coeficientes de permeabilidad anisotrópicos no pueden ser medidos mediante estos ensayos, en esos casos son mejores los ensayos de bombeo, aunque más caros, son preferidos para medir permeabilidad en roca diaclasada.

FIGURA 53

Distribuciones equipotenciales en taludes con varias configuraciones de permeabilidad. Note que la líneas equipotenciales varían ostensiblemente en función de la orientación de la permeabilidad, la cual está directamente influenciada por la distribución de las discontinuidades como diaclasas o fallas.



A continuación se dan algunos lineamientos tomados de Hoeck & Bray (1981) que son utilizables en minas a cielo abierto y estudios de drenaje, sin embargo, dichos autores hacen resaltar que debido a lo complejo de otra clase de problemas de permeabilidad, estos deben ser vistos por especialistas en dicha área.

7.6.1. Ensayos de columna de agua variable y constante:

A continuación se presentan algunas características de dichos ensayos: Hoeck & Bray (1981) resumen las propiedades de dichos ensayos de acuerdo a los siguientes lineamientos:

El coeficiente de permeabilidad k es calculado de los ensayos de columna de agua variable y constantes en suelos saturados según las ecuaciones siguientes:

a) Columna de agua constante

$$k = \frac{A}{F(t_2 - t_1)} * \log_e \frac{H_1}{H_2} \quad 7.6$$

b) Columna de agua variable

$$k = \frac{q}{F * H_c} \quad 7.7$$

Donde A es el área de sección de la columna de agua.

$A = \frac{\pi * d^2}{4}$ donde d es el diámetro interno de la tubería de ademe (casing) en un pozo vertical. Para pozos inclinados es necesario corregir A para la forma elíptica de la superficie del agua en la tubería de ademe.

F es un factor de forma que depende las condiciones del fondo de la perforación. Los factores para situaciones típicas se dan en la figura 54.

H_1 y H_2 son los niveles de agua en el agujero medidos desde el nivel de descanso del agua en los tiempos t_1 y t_2 respectivamente.

q es la tasa de flujo y

H_c es el nivel del agua, medido desde el nivel de descanso del agua, mantenido durante un ensayo de columna de agua constante.

(Nota \log_e es el logaritmo neperiano)

Ejemplo:

En un ensayo de columna de agua variable tomado en un agujero de 7.6 cm de diámetro con casing de 6 cm de diámetro. El agujero se extiende por una distancia de 100 cm por debajo del casing y el material en el cual el ensayo es llevado a cabo se estima que existe una relación de permeabilidad horizontal respecto de la permeabilidad vertical $k_h/k_v = 5$.

El primer paso del análisis es calcular el factor de forma F de la ecuación dada para el cuarto caso en la figura 54, donde el valor de $m = \sqrt{5} = 2.24$ y debe sustituirse $D = 7.6$ cm y $L = 100$ cm.

$$F = \frac{2 * \pi * L}{\text{Log}_e (2mL/D)} = \frac{628}{\text{Log}_e 58.19} = 154$$

Las medidas de los niveles de agua a diferentes tiempos para el ensayo de columna variable dan los siguiente valores:

$H_1 = 10$ metros en $t_1 = 30$ segundos

$H_2 = 5$ metros en $t_2 = 150$ segundos

El área de la sección A en la columna de agua es:

$$A = \frac{\pi * (6)^2}{4} = 28.3 \text{ cm}^2$$

Al sustituir en la ecuación 7.6, la permeabilidad horizontal k_h está dada por:

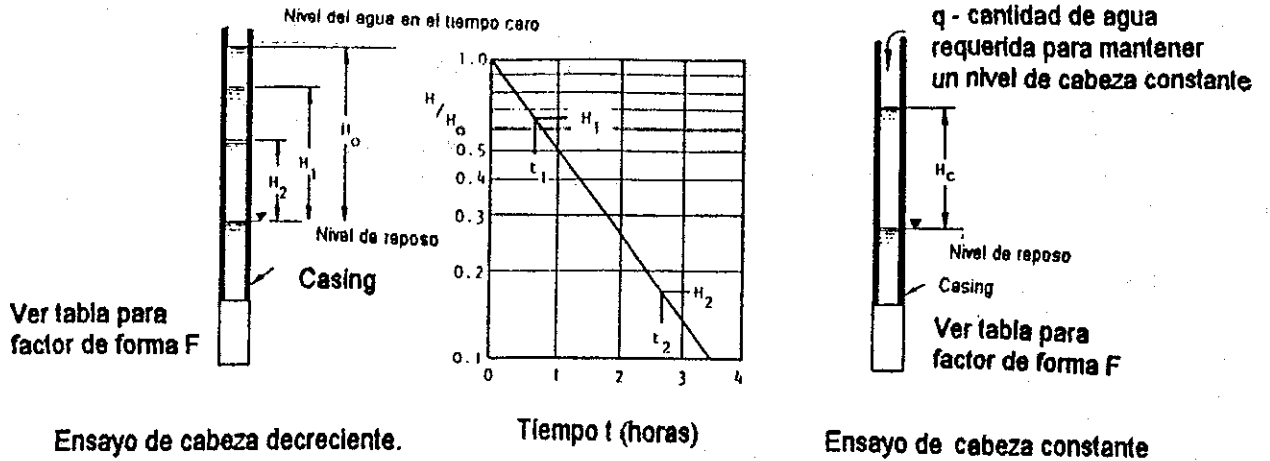
$$k_h = \frac{28.3 \log_e 2}{154(150 - 30)} = 1.06 \times 10^{-3} \text{ cm/seg}$$

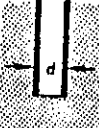

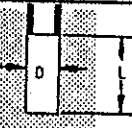
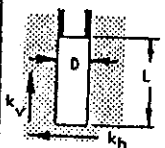
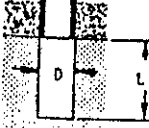
Ya que la razón de la permeabilidad horizontal a la permeabilidad vertical se ha estimado al examinar los núcleos de perforación $k_h/k_v = 5$,
 $k_v = 2.12 \times 10^{-4} \text{ cm/seg}$.

Los ensayos de laboratorio sobre muestras son útiles para confirmar la razón de la permeabilidad horizontal respecto de la vertical, sin embargo, en una muestra que ha sido disturbada, no es posible calcular valores absolutos de permeabilidad medida en el laboratorio, dichos resultados no serán tan confiables como los determinados en ensayos a hoyo abierto.

FIGURA 54

Detalles para ensayos de cabeza decreciente y cabeza constante para la medida de permeabilidad en macizos de roca y suelo con factores de forma para las condiciones de fondo del agujero perforado.



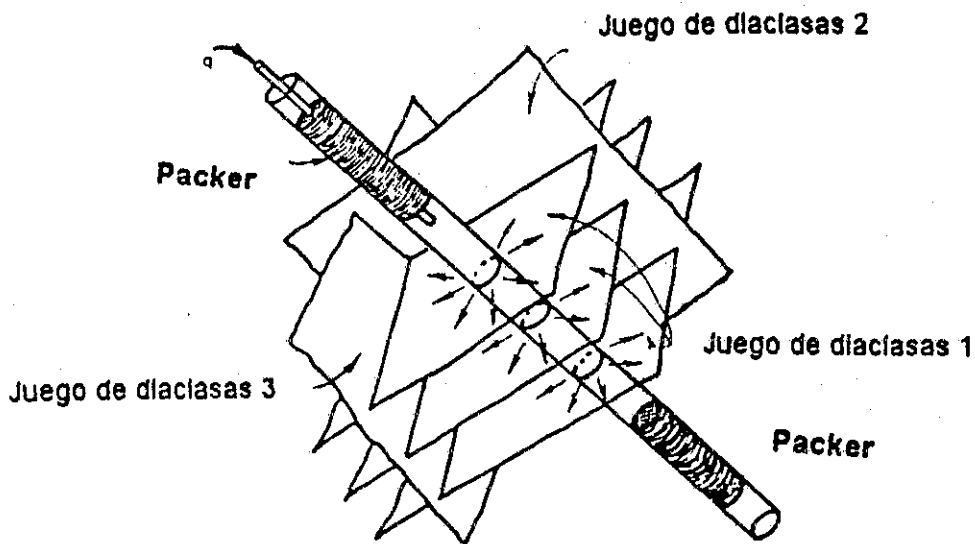
Condiciones de fondo del ensayo		Factor de forma F
	El rebalse del casing con el fondo de la perforación que termina sobre una roca de permeabilidad uniforme. El diámetro interno del casing es d cms.	$F = 2.75 d$
	El rebalse del casing con el fondo de la perforación que termina en la frontera de estratos permeables e impermeables. El diámetro interno del casing es d cms.	$F = 2.0 d$
	El agujero se extiende una distancia L después del final del casing. El agujero tiene un diámetro D.	$F = \frac{2 * \pi * L}{\text{Log}_e(2L/D)}$ para $L > 4 D$
	El agujero se extiende una distancia L después del final del casing en un suelo o roca estratificado con permeabilidades horizontal y vertical diferentes.	Para la determinación de k_h $F = \frac{2 * \pi * L}{\text{Log}_e(2mL/D)}$ donde $m = (k_h/k_v)^{1/2}$, $L > 4D$
	El agujero se extiende una distancia L después del final del casing y el cual fluye con una frontera impermeable.	$F = \frac{2 * \pi * L}{\text{Log}_e(4L/D)}$ para $L > 4 D$

7.6.2. Ensayos de bombeo en perforaciones

En un macizo rocoso en el cual el flujo de agua se concentra dentro de un conjunto regular de diaclasas o juntas, la permeabilidad será altamente direccional. Si la apertura e de las juntas puede ser medida in situ la permeabilidad en la dirección de cada conjunto de juntas podrá ser calculada de la ecuación 7.4. Desafortunadamente tales mediciones no son posibles en la vida real, por lo que la permeabilidad debe ser determinada mediante ensayos de bombeo.

FIGURA 55

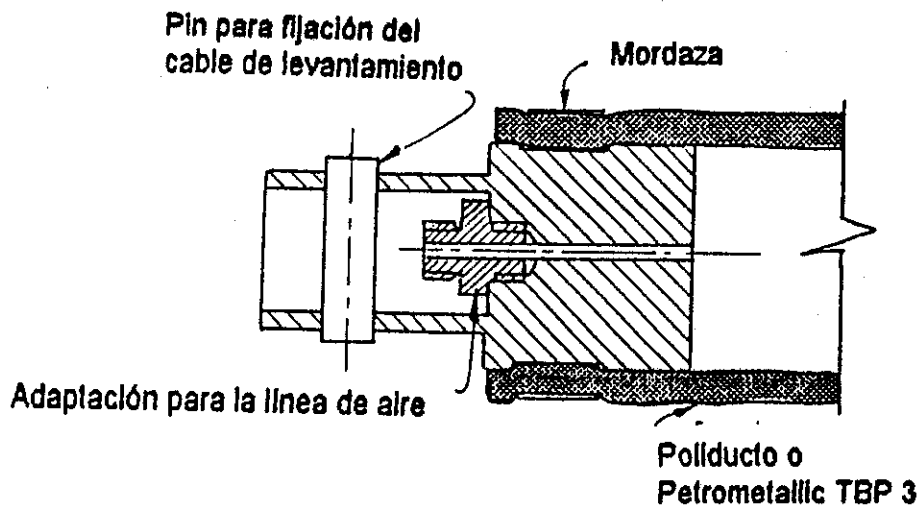
Ensayo de bombeo en un una roca diaclasada. El agujero es perforado buscando un ángulo recto respecto al conjunto de diaclasas al cual será medida la permeabilidad.



Un ensayo de bombeo para medir la permeabilidad y la dirección de un conjunto particular de discontinuidades, como son juntas y diaclasas, requiere de la perforación de un agujero perpendicular a las mismas; ver figura 55. Se debe asumir que la mayor parte del flujo se concentra dentro de este conjunto de diaclasas, y que el flujo que pasa por otras diaclasas y los packers y la roca intacta circundante es despreciable. Finalmente, una sección del agujero perforado es aislada entre los packers o bien un único tapón es usado para aislar una sección desde el fondo de agujero, al que posteriormente se le inyectará o extraerá agua. En la figura 56 se muestra un tapón (packer) idóneo para aislar una sección, según Hoeck & Bray (1981) es necesario conseguir tapones largos (por lo menos tengan 3 m de largo), para que sean realmente efectivos.

FIGURA 56

Sección de un packer (tapón) para sellado del fondo de un ensayo de bombeo de cavidad. La parte superior tiene adaptaciones para adaptar tubería para añadir presión de aire, o cables para piezómetro.



Hoeck & Bray (1981) estiman la permeabilidad de la discontinuidades perpendiculares a la perforación de la siguiente manera:

$$k = \frac{q \log_e (2R/D)}{2 * \pi * L(H_1 - H_2)} \quad 7.8$$

Donde

q es la tasa de bombeo requerido para mantener una constante presión en el resto del agujero.

L es la longitud de la cavidad a ensayar

H₁ es la cabeza total en ensayo de cavidad

D es el diámetro del agujero

H₂ es la cabeza total medida a una distancia R desde el agujero.

El medio más satisfactorio para obtener el valor de H₂ es al medir en un agujero paralelo desde el inicio hasta el final de la distancia R del agujero ensayado. Cuando se tienen varios agujeros disponibles, como ocurre en muchas minas a ciclo abierto, este requisito no es un problema.

Cuando se dispone únicamente de un agujero, la ecuación 7.8 puede dar un resultado aproximado si la misma es corregida mediante un factor de forma F para un sistema estratificado obtenido de la figura 54. Al sustituir este valor en la ecuación 7.7 se obtiene:

$$k = \frac{q \log_e (2mR/D)}{2 * \pi * LH_c} \quad 7.9$$

Donde en este caso, $m = \left(\frac{k}{k_p} \right)^{1/2}$

k es la permeabilidad en los ángulos perpendiculares a la perforación (cantidad requerida)

k_p es la permeabilidad paralela a la perforación, si el flujo cruzado es despreciable e ignorado, en este caso k_p es igual a la permeabilidad de la roca intacta.

H_c es la columna de agua por encima del nivel freático original medido en la perforación.

El valor de la expresión $\log_e(2mR/D)$ en la ecuación 7.9 no tiene mayor influencia sobre el valor de k por lo que un valor aproximado para m es adecuado. Considere el ejemplo donde $L=4D$; el valor de $\log_e(2mR/D)$ toma los siguientes valores:

k/k_v	1	10^{+2}	10^{+4}	10^{+6}	10^{+8}	10^{+10}	10^{+12}
m	1	10^{+1}	10^{+2}	10^{+3}	10^{+4}	10^{+5}	10^{+6}
$\log_e(2mR/D)$	2.1	4.4	6.7	9.0	11.3	13.6	15.9

Un valor razonable de k para la mayor parte de aplicaciones se obtiene al asumir que $k/k_v = 10^6$ y $m = 10^3$ el cual reduce la ecuación 7.9 a:

$$k = \frac{1.4 * q}{LH_c} \quad 7.10$$

Para obtener la ecuación 7.10 se asume que la prueba en la cavidad de longitud L intercepta un gran número de discontinuidades (unas 100) y que el valor k representa un promedio razonable de la permeabilidad del macizo rocoso (en la dirección perpendicular al agujero perforado). Cuando los espacios en la discontinuidades varían a lo largo de la perforación, el flujo del agua puede concentrarse en las zonas donde se localizan gran cantidad de discontinuidades cercanas unas de otras, por lo que el uso de una permeabilidad promedio podría provocar datos erróneos. Bajo estas circunstancias es mejor expresar la permeabilidad en función de la permeabilidad k_j de las discontinuidades individuales, donde:

$$k_j = k/n \quad 7.11$$

donde n es el número de discontinuidades que interceptan la cavidad en el ensayo de longitud L .

El valor puede estimarse en los testigos de perforación, además, al asumir que la abertura de discontinuidades (e en la ecuación 7.4) permanece constante, la variación en permeabilidad a lo largo de la perforación puede ser estimada.

7.7. Medidas de la presión de agua

Un error frecuente entre geólogos e ingenieros es que al no observar escurrimiento en la cara de un talud de suelo o roca asumen que el agua subterránea no está presente. En muchos casos el escurrimiento es mucho menor a la tasa de evapotranspiración, por lo que el talud podrá aparecer completamente seco, sin embargo, esto no significa que no exista presión de agua dentro del macizo rocoso. Se debe recalcar que la inestabilidad de los taludes es provocada por la presión del agua y no por el flujo de agua, por lo que es esencial en los estudios de estabilidad de taludes determinar dicha presión. La forma más económica y simple de disminuir la presión del agua y aumentar la estabilidad de los taludes es mediante drenajes adecuados. El diseño racional de los drenajes es únicamente posible si se entiende el comportamiento del agua dentro del macizo rocoso, a través de medidas de permeabilidad y presión de agua.

Es de suma importancia tener en cuenta la presión de agua para la estabilidad de un talud, si se hará un esfuerzo para analizar la estabilidad del mismo, o se harán obras de drenaje, la medición de la presión de agua deberá realizarse. Dichas mediciones son convenientemente realizadas a través de piezómetros instalados en agujeros perforados.

El factor más importante a considerar cuando se escoge un piezómetro es el tiempo en que alcanza el equilibrio después de un cambio de presión y que depende de la permeabilidad del suelo y el cambio de volumen y presión asociado. Agujeros abiertos pueden ser utilizados cuando la permeabilidad es mayor a 10^{-4} cm/seg, excepto por suelos menos permeables, un piezómetro es colocado en una sección sellada del agujero. El cambio de volumen dentro de esta sección sellada, causa la operación del piezómetro el cual debe ser muy pequeño para responder lo suficientemente rápido a los cambios de presión en la roca de los alrededores. Si es instalado un instrumento que requiere grandes cambios de volumen para su operación, el cambio de la presión inducido por el cambio de volumen puede llevar a errores muy significativos en la medición.

Algunos tipos comunes de piezómetros se describen brevemente a continuación:

a) Piezómetros abiertos o pozos de observación:

Si la permeabilidad es mayor a 10^{-4} cm/seg se pueden utilizar agujeros abiertos para medir la presión del agua en la roca o suelo. Todo lo que se requiere es un instrumento que puede medir el nivel del agua en el agujero perforado. Una sonda muy sencilla consiste en un par de contactos eléctricos instalados en un peso de bronce como se ilustra en la figura 57. Cuando los contactos tocan el agua, la resistencia del circuito eléctrico cae y ésta puede ser medida en un voltímetro estándar o instrumento similar. La profundidad del agua, puede ser medida mediante marcas en el cable a cada metro.

b) Piezómetros instalados en la tubería:

Cuando la permeabilidad del suelo en cual la presión de agua a ser medida es menor que 10^{-4} cm/seg, el tiempo de respuesta al utilizar un agujero abierto sería inaceptable, por lo que se requerirá de un piezómetro instalado en la tubería como el que se ilustra en la figura 58. El instrumento consiste en una punta perforada la cual se sella dentro de una sección del agujero a medir. Una tubería de pequeño diámetro que pasa a través del sello permite medir el nivel de agua por medio de un indicador similar al descrito anteriormente. Debido a que el volumen de agua dentro de la tubería es pequeño, el tiempo de respuesta de este piezómetro será adecuado para la mayor parte de aplicaciones encontradas en una mina a cielo abierto.

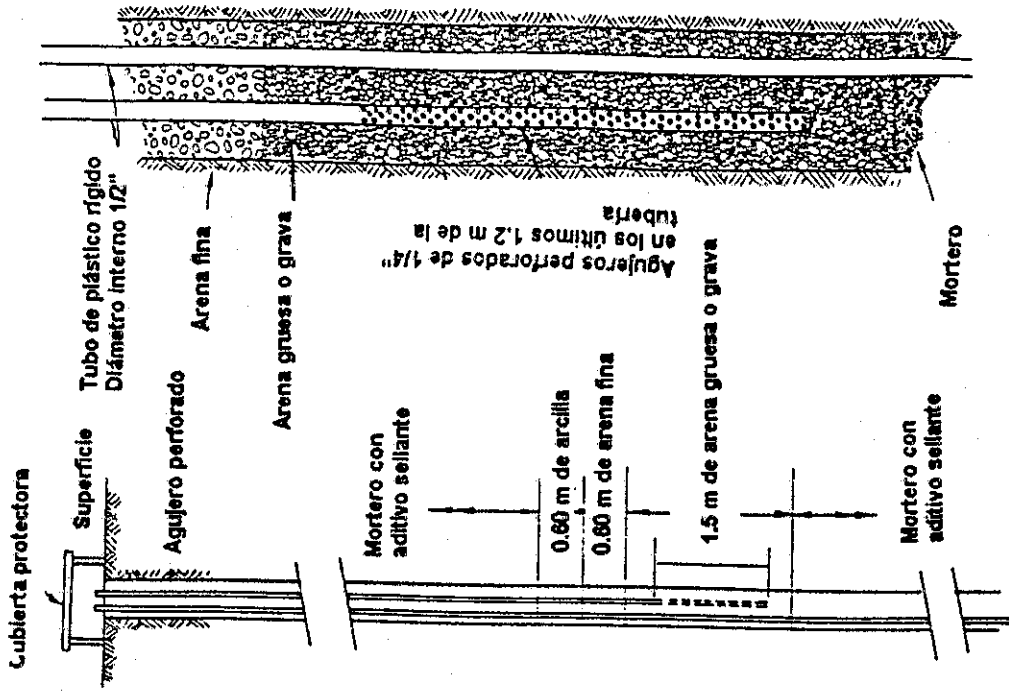


FIGURA 58

Las capas de sello de arena fina y arcilla encima de la sección del piezómetro pueden remplazarse por bentonita la cual forma un gel en contacto con el agua y forma un sello efectivo.

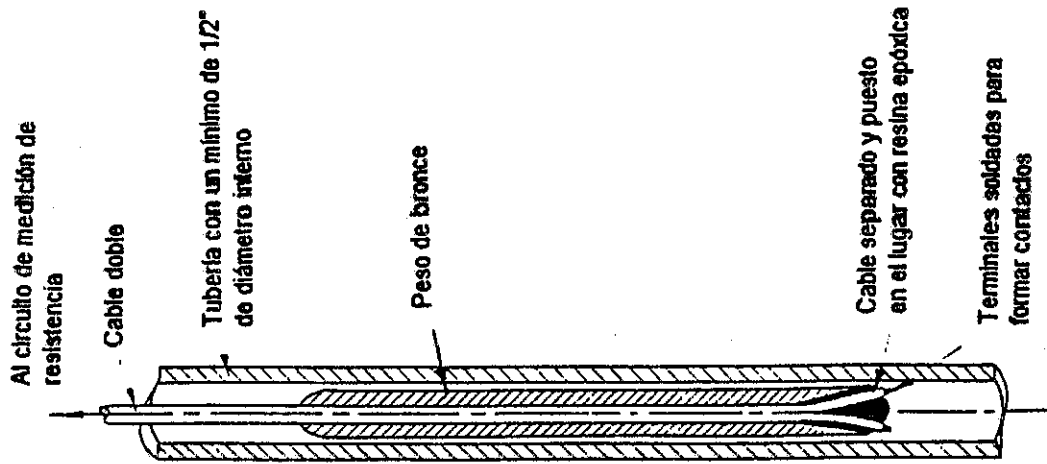


FIGURA 57

Instalación típica de un piezómetro de tubería, cuya función es detectar niveles de agua.

Una ventaja del piezómetro de tubería, es que por el pequeño diámetro de la tubería, se pueden instalar varios piezómetros a diferentes profundidades dentro de una sola perforación. Este tipo de instalación es importante cuando se sospecha que el agua fluye confinada dentro de ciertas capas del macizo rocoso.

c) Piezómetros hidráulicos cerrados.

Cuando la permeabilidad del medio cae por debajo de 10^{-6} cm/seg, el tiempo de recuperación de pozos abiertos y piezómetros de tubería puede ser inaceptable. Por ejemplo, en un macizo rocoso o en suelo con permeabilidad 10^{-7} cm/seg se requerirán aproximadamente 5 días para que un piezómetro de tubería alcance un estado de equilibrio aceptable después de un cambio de presión en el agua subterránea. Para estos casos se deben utilizar piezómetros hidráulicos, generalmente usados para mediciones de presión de poro en la construcción de presas y rellenos controlados, instalados durante la construcción y que son dejados en su lugar.

d) Piezómetros accionados por aire (neumáticos)

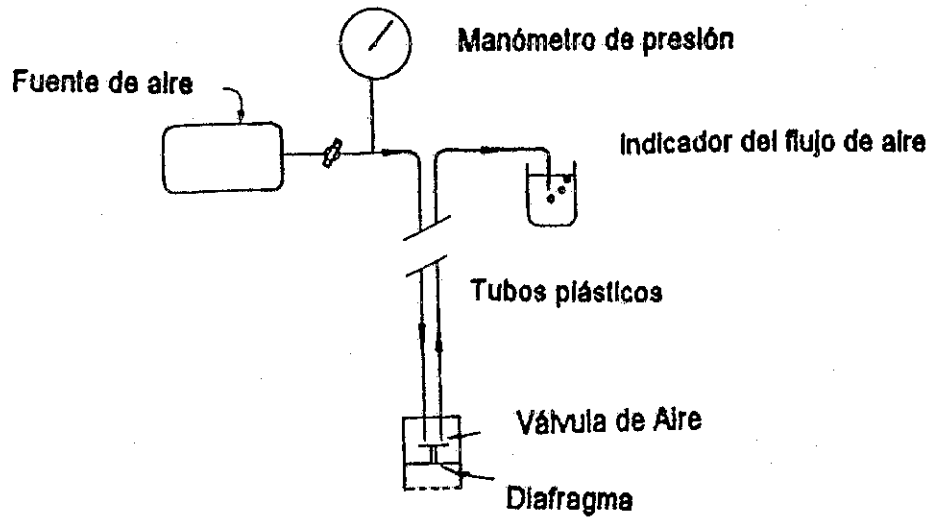
Los piezómetros accionados por aire tienen un tiempo de respuesta muy rápido, en los cuales la presión de agua es medida por el presión de aire balanceada actuando contra un diafragma. Como se muestra en la figura 58, una válvula de aire permite escapar al aire cuando la presión del agua sobre cada lado del diafragma es equilibrada. Existen varias marcas de piezómetros neumáticos, por lo que se recomienda consultar catálogos especializados.

e) Piezómetros con indicadores eléctricos.

Una tiempo de respuesta casi instantánea se obtiene en piezómetros en los cuales la deflexión del diafragma resultante de la presión de agua es medida electrónicamente por algún manómetro de deformación pegado al diafragma. Hoeck & Bray (1981) consideran que los dispositivos eléctricos son generalmente de alto costo, y tienden a tener fallas eléctricas, por lo que estos piezómetros son poco satisfactorios para instalación permanente en agujeros perforados.

FIGURA 59

Circuito típico para un piezómetro accionado por aire (según Hoeck & Bray, 1981).



8. MODOS DE FALLA EN MACIZOS ROCOSOS

Para la estabilidad de macizos rocosos es importante determinar el modo de falla de los posibles taludes a formar, (como ya se analizó en los capítulos 2, 3 y 4). La orientación del talud respecto a las discontinuidades será uno de los principales aspectos que determinarán el modo de falla del talud. Así mismo, si se acepta que el movimiento posible de bloques de roca solamente es controlado por las discontinuidades, las fallas que pueden ocurrir en un macizo rocoso se pueden dividir en (véase figura 22):

- a) deslizamiento planar;
- b) deslizamiento de cuña y
- c) por volcamiento; y
- d) en forma circular semejando a una masa de suelo.

Sin embargo, el desequilibrio de las condiciones de estabilidad, se refiere a movimientos o desplazamientos en las condiciones provocadas por el fracturamiento de la roca y presión dentro del macizo rocoso y no a fallas geológicas específicas. A continuación se hace una breve descripción de cada modo de falla en macizos rocosos.

8.1. Fallas planares

Ocurren por gravedad en el caso de un bloque de roca que descansa sobre una discontinuidad; el plano de esta discontinuidad debe presentar una pendiente menor que el talud natural. Para que ocurra el movimiento es necesario que la inclinación del plano de deslizamiento sea mayor que el ángulo de fricción en ese plano. ($\phi \neq 0$, cohesión $c = 0$).

Las condiciones geométricas para ocurrencia de fallas planares son las siguientes:

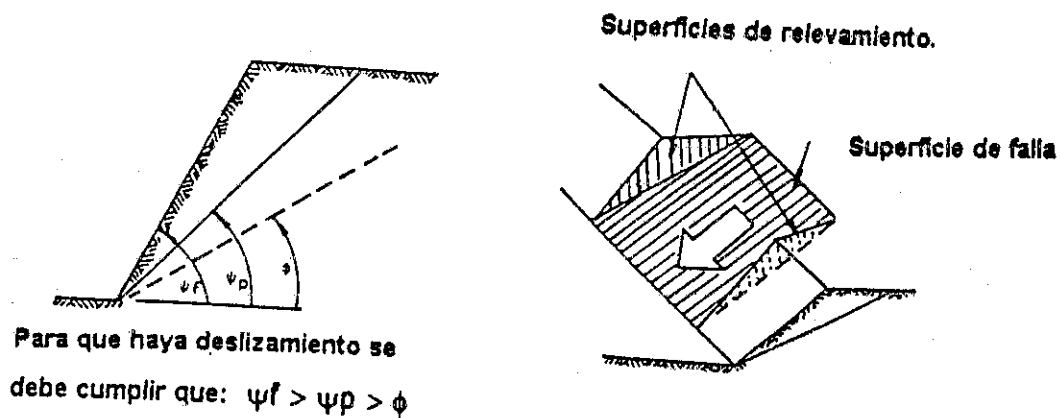
- a) El plano sobre el cual ocurre el movimiento debe tener un rumbo aproximadamente paralelo ($\pm 15^\circ$) al plano del talud.
- b) El plano de falla debe intersectar el plano del talud. Es decir, el buzamiento de la discontinuidad (ψ_p) debe ser menor que la pendiente del talud (ψ_t), o sea $\psi_t > \psi_p$.
- c) El buzamiento del plano de falla debe ser mayor que el ángulo de fricción en ese plano $\psi_p > \phi$.

- d) Deben existir superficies laterales de relevamiento de esfuerzos que contribuyen con muy poca resistencia al deslizamiento y que representarán límites laterales del deslizamiento.

En la figura 60 se indican las características geométricas de este tipo de falla. Aunque, existe una gran variedad de enfoques analíticos para resolver el problema de fallas planas, la mayoría de ellos basados en métodos de equilibrio límite. Salcedo, (1981) considera que entre los métodos más prácticos y fáciles de utilizar se encuentra el de Hoek & Bray (1981). A continuación se presenta en forma muy resumida las bases de dicho método:

FIGURA 60

Condiciones para que ocurra la falla planar. Se supone que el plano de falla buza paralelo o cercanamente paralelo a la cara del talud (aproximadamente $\pm 20^\circ$)



Donde ψ_f = ángulo de inclinación del talud
 ψ_p = ángulo de inclinación de la falla
 ϕ = ángulo de fricción de la superficie.

8.1.1. Método de Hoek y Bray

Es uno de los métodos más sencillos y prácticos de utilizar, asumiendo como una simplificación razonable, que las presiones hidráulicas solo ocurren debido a presencia de agua en la grieta de tensión y a lo largo de la superficie de falla. En la figura 61 se muestra la nomenclatura y la geometría de los dos tipos posibles de fallas planares:

- Un talud que tiene una fractura de tensión en su superficie superior
- Un talud que tiene una fractura de tensión sobre su cara.

Adicional a las condiciones presentadas en la Sección 8.1 se tienen las siguientes supuestos presentados por Hoek & Bray (1981) para analizar los taludes con fallas planares:

- Se supone que las fuerzas W (peso del bloque), U (subpresión), V (fuerza provocada por la presión del agua en la fractura de tensión) actúan sobre el centroide del bloque, la simplificación presume que los momentos provocados por fuerzas fuera del centroide tienen momentos despreciables. Cuando el momento es considerable, el caso a analizar es por volcamiento o volteo y el mismo se analiza en la sección 8.3.
- La resistencia al corte de la superficie deslizante se define por la cohesión c y el ángulo de fricción ϕ , la resistencia al corte se define como $\tau = c + \sigma \tan \phi$.

El factor de seguridad, que relaciona las fuerzas que tienden a producir el deslizamiento, con respecto a las fuerzas que tratan de resistirlo, viene expresado por la ecuación 8.1:

$$F.S. = \frac{C.A. + (W \cos \psi_p - U - V \sin \psi_p) \tan \phi}{W \sin \psi_p + V \cos \psi_p} \quad 8.1$$

donde:

- C = cohesión en plano de falla
- W = peso de la masa de roca
- ϕ = ángulo de fricción de la superficie de deslizamiento
- ψ_p = ángulo que forma la superficie de deslizamiento respecto de la horizontal
- U = Fuerza de subpresión actuando sobre la superficie de la falla

V = Fuerza de empuje del agua subterránea actuando por las fracturas verticales.

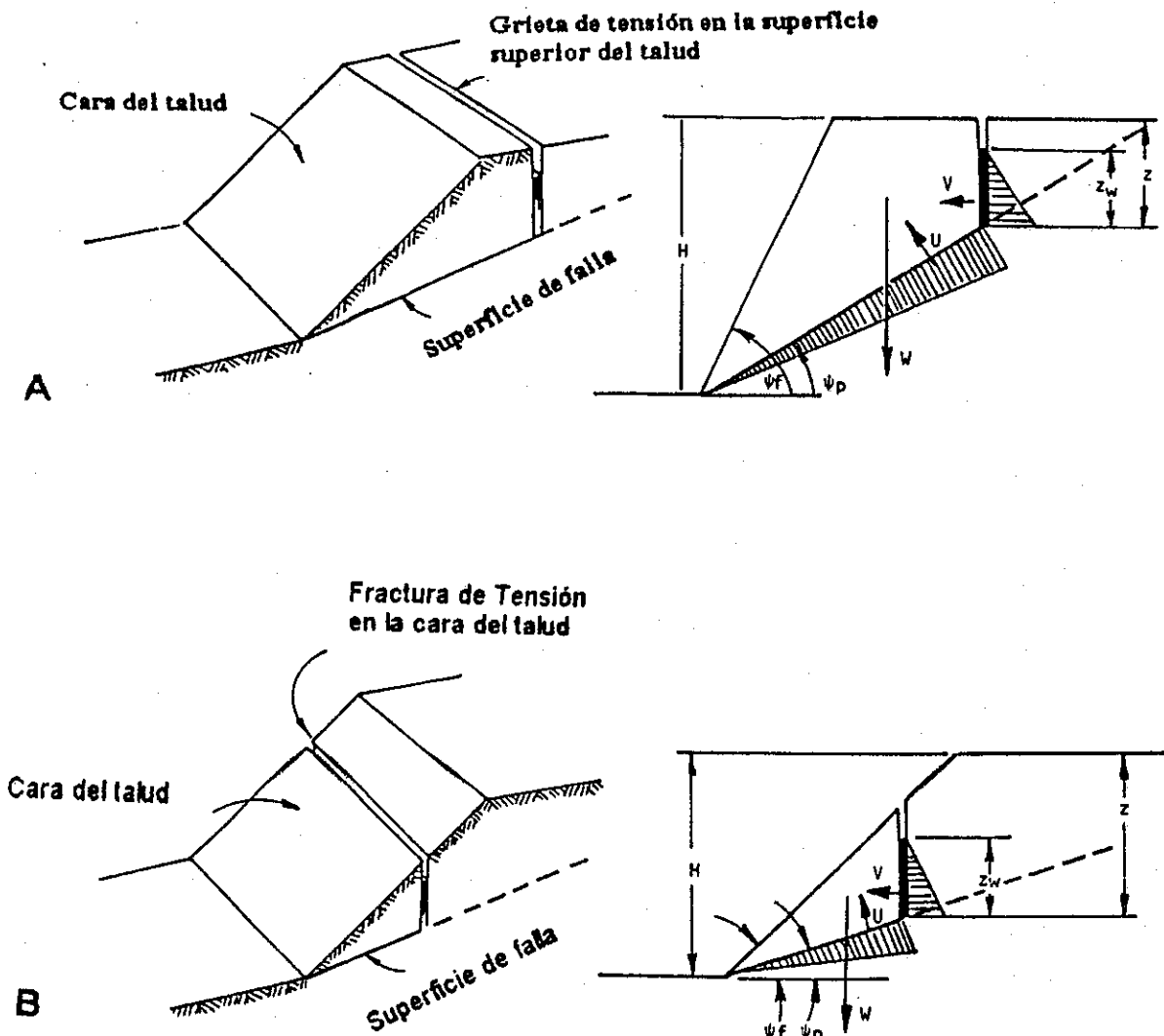
En la figura 61,

$$A = (H - z) \operatorname{cosec} \psi p$$

$$\left. \begin{aligned} U &= \frac{1}{2} \gamma_w Z_w A \\ V &= \frac{1}{2} \gamma_w Z_w^2 \end{aligned} \right\} \text{PRESIONES HIDROSTÁTICAS}$$

FIGURA 61

Nomenclatura, geometría y posibles tipos de fallas planares. A) Geometría de un talud con grieta de tensión en la parte superior del talud. B) Geometría de talud con grieta de tensión en la cara del talud mismo. Observe que el agua tiende a tener un efecto de empuje horizontal y levantamiento del bloque (Subpresión). Tomada de Hoek & Bray, 1981.



Para el caso de grieta de tensión en la parte superior del talud:

$$W = \frac{1}{2} \gamma H^2 \left\{ \left[1 - \left(\frac{Z}{H} \right)^2 \right] \cot \psi_p - \cot \psi_f \right\} \quad 8.2$$

y para la grieta de tensión en el talud, el peso de bloque sería:

$$W = \frac{1}{2} \gamma H^2 \left[\left(1 - \frac{Z}{H} \right)^2 \cot \psi_p (\cot \psi_p \tan \psi_f - 1) \right] \quad 8.3$$

Cualquier fuerza de anclaje T , inclinada a un cierto ángulo β respecto a una normal al plano de falla, puede ser incorporada a la fórmula del factor de seguridad, resultando:

$$F.S. = \frac{C.A. + (W \cos \psi_p - U - V \sin \psi_p + T \cos \beta) \tan \phi}{W \sin \psi_p + V \cos \psi_p - T \sin \beta} \quad 8.4$$

Para el diseño de taludes en macizos rocosos en zonas sísmicas hay que tomar en cuenta el efecto de cargas dinámicas.

Hoek considera que la distribución de aceleraciones en un macizo rocoso sujeto a cargas sísmicas o de voladuras, es muy compleja y hasta ahora difícil de entender. Por lo tanto, es conveniente hacer suposiciones que simplifiquen el problema y así poder llegar a una solución práctica para el diseño. De esta manera, propone un análisis pseudo-estático simple en el cual las aceleraciones actúan horizontalmente hacia la cara del talud. El factor de seguridad de un talud en roca sujeto a una aceleración "a" es aproximadamente igual a:

$$F_D = F_s - 2.3 a \quad 8.5$$

donde:

F_D = factor de seguridad abajo condiciones dinámicas

F_s = factor de seguridad sin aplicación de aceleración

a = aceleración horizontal en términos de la aceleración g debido a la gravedad: (Ej.: $a=0.08g$)

Tomando en cuenta esta nueva fuerza, la ecuación general del factor de seguridad será:

$$F.S. = \frac{C.A. + (W(\cos\psi_p + a \operatorname{sen}\psi_p) - U - V \operatorname{sen}\psi_p) \tan\phi}{W(\operatorname{sen}\psi_p + a \operatorname{cos}\psi_p) + V \operatorname{cos}\psi_p} \quad 8.6$$

En el caso de que la grieta de tensión no pueda ser ubicada, por no ser visible en el campo o por no existir una discontinuidad débil característica en la cresta del talud, la posición crítica (bc) de dicha grieta puede ser estimada para taludes sin presiones hidrostáticas importantes por:

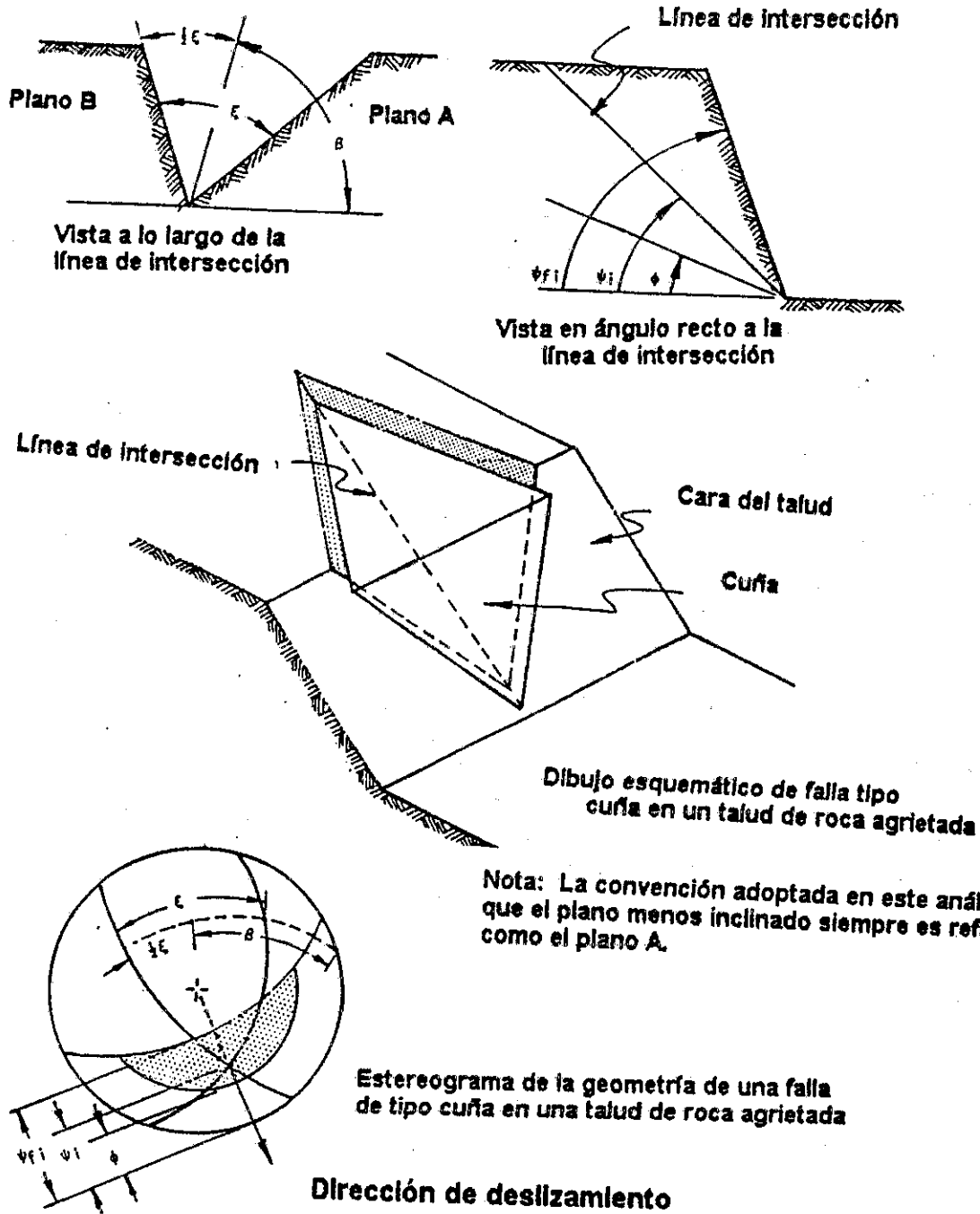
$$bc = H \left(\sqrt{\cot \psi_r \cot \psi_p} - \cot \psi_r \right) \quad 8.7$$

8.2. Fallas cuneiformes

Se refiere el caso de fallas según dos planos de debilidad definiendo un bloque de roca cuyo movimiento está controlado por la dirección de la recta de intersección de los dos planos (véase figura 62). También son conocidas como fallas de cuña o borde. La resolución analítica de fallas de cuña incluyendo además de la fricción, cohesión y presiones de agua, otros factores tales como grietas de tensión, anclajes, aceleraciones sísmicas u otras fuerzas externas, comprende una serie de ecuaciones y cálculos laboriosos que se prefiere no incluirlos en este trabajo. Estas ecuaciones y ejemplos típicos se presentan en forma muy clara en Hoek & Bray (1981), donde se presenta un método tridimensional utilizando principios vectoriales.

FIGURA 62

Características importantes a considerar en la geometría de una falla de talud de roca agrietada tipo cuña. (Tomado de Hoek & Bray, 1981)



Nota: La convención adoptada en este análisis es que el plano menos inclinado siempre es referido como el plano A.

En esta tesis, la evaluación y análisis de fallas cuneiformes será realizada posteriormente basándose en proyecciones hemistéricas (véase capítulo 9), por considerar que es la forma más sencilla y fácil de visualizar y resolver el problema. Según Salcedo (1981), algunos autores sugieren que un enfoque de falla planar es válido para todo tipo de talud, al considerar que para el caso de una falla de cuñas si se analiza cada plano por separado, se encontrará que el factor de seguridad más bajo de los dos planos, siempre será menor que el resultante del análisis como falla de cuña. Si bien, esto es cierto, es un enfoque muy conservador que se traduce, en algunos casos, en antieconómico para diseños prácticos.

8.3. Fallas por volcamiento

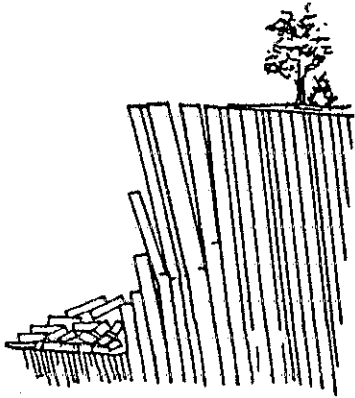
Ocurre mayormente en rocas que buzcan con ángulos altos en sentido contrario al frente del talud. El movimiento comprende el volcamiento de bloques de rocas que tratan de doblarse y caer por su propio peso. Al analizar vectorialmente dicho volcamiento se puede entender como una extensión del caso de falla planar, donde el momento del bloque del macizo rocoso tiene un momento importante respecto al centroide de dicho bloque. Sin embargo, al analizarlo geológicamente este caso se presenta en situaciones donde la estratigrafía, o el diaclasamiento se presenta con características muy especiales (ver figura 63). Las clases más comunes de "volcamientos" se definen como flexural, de bloque y mixto (véase figura 63).

Las relaciones básicas de fallas por volcamiento se muestra en forma resumida en la figura 64 A.

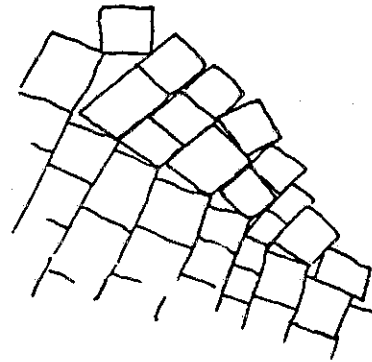
En un talud en roca los bloques presentan interacción y por lo tanto el problema presenta más grados de libertad que el modelo sencillo de la figura 64A. En este sentido, como se muestra en la figura 64B, para que pueda ocurrir volcamiento (deformación flexural), es necesario que ocurra deslizamiento entre "capas"; en esta caso la dirección del esfuerzo principal mayor es paralelo a la superficie del talud. Si α es la pendiente del talud, δ el buzamiento de los estratos y ϕ el ángulo de fricción, el volcamiento sólo puede ocurrir si $(90 - \delta) + \phi < \alpha$. Es decir, el deslizamiento se produce si la dirección de la compresión aplicada forma un ángulo mayor que ϕ con la normal a la discontinuidad. Hay que hacer notar, como otra condición para el volcamiento, que el rumbo de la discontinuidad debe ser aproximadamente paralelo al rumbo del talud.

FIGURA 63

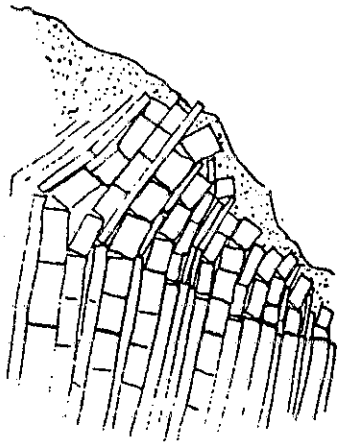
Clases de volcamiento de taludes en macizos rocosos (tomada de Hoek & Bray, 1981).



A) El volcamiento flexural ocurre en taludes de roca dura con discontinuidades de inclinación muy alta.



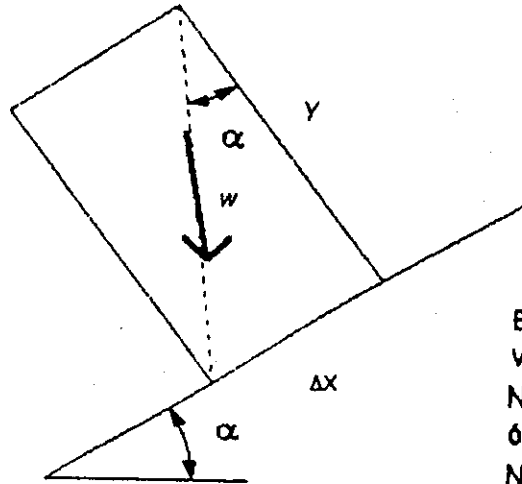
B) El volcamiento de bloques puede ocurrir en macizos de roca con diaclasas ortogonales ampliamente espaciadas.



C) La combinación de volcamiento de bloques y flexural es característico de flexuras pseudo-continuas de material columnar, y que tiene movimiento acumulativo a través de las diaclasas.

FIGURA 64

Condiciones típicas para que ocurra volcamiento (según Sacedo, 1983).



μ = coeficiente de fricción
 ϕ = ángulo de fricción

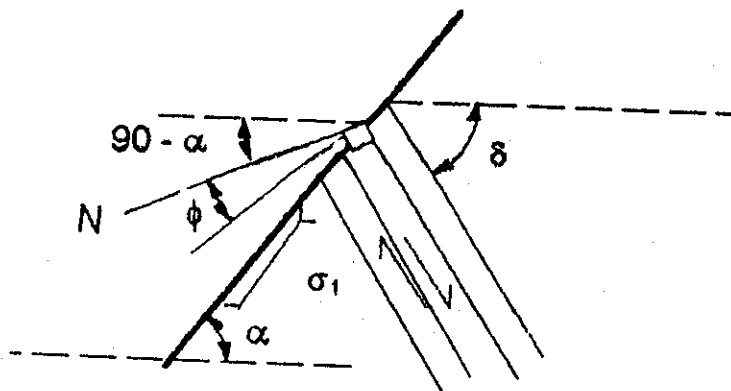
Bloque en posición límite para volcamiento

No puede volcarse si $\phi > \alpha$

ó $1/\mu < \cot \alpha$

No puede volcarse si $y/\Delta x < \cot \alpha$

A) Esquema simplificado para que ocurra volcamiento de un bloque.



B) En un talud en roca los bloques interactúan entre unos y otros por lo tanto el problema presenta más grados de libertad, para que ocurra el volcamiento es necesario el deslizamiento entre "capas".

El volcamiento ocurrirá si $(90 - \delta) + \phi < \alpha$.

8.4. Fallas circulares

Cuando la roca está muy fracturada y/o meteorizada, el macizo se comporta en forma homogénea sin direcciones preferentes de falla; en este caso la superficie de falla se asume circular (o de espiral logarítmica) y la metodología de análisis es la misma aplicada en mecánica de suelos. Por ejemplo: Métodos de Bishop y Morgenstern - Price, pueden ser consultados en Lambe & Whitman (1984). El estudio de este tipo de fallas está fuera de los objetivos de este trabajo. (La falla circular puede ser observada en las figuras 22 A, y 25 IX).

8.5. Análisis cinemático de taludes

Por cinemática se entiende el estudio del movimiento de cuerpos sin tomar en cuenta las fuerzas que causan que dicho cuerpo se mueva. Esta técnica es de gran utilidad para la evaluación de fallas potenciales en macizos rocosos, combinada con las proyecciones hemisféricas, permite la determinación de cuáles discontinuidades podrían ser más inestables.

Finalmente, se quiere destacar que las pruebas cinemáticas se utilizan como enfoque de evaluación preliminar, de manera que en las futuras etapas de análisis se concentren en el estudio detallado de las configuraciones que dichas pruebas revelaron como particularmente inestables. A continuación se reseñan diferentes metodologías prácticas para pruebas cinemáticas:

8.5.1. Prueba de Markland

Una de las pruebas cinemáticas más conocidas es la prueba de Markland (en Salcedo, 1981a) utilizando la red equiareal. Se trata de establecer la posibilidad de fallas de borde según la línea de intersección de dos discontinuidades planares. En este sentido para que sea posible la falla, la línea de intersección debe "aflojar" en la cara del talud, es decir, la inclinación de esa línea debe ser menor que la pendiente del talud, medida en la dirección de la línea de intersección ($\psi_i < \psi_f$).

La prueba de Markland también puede ser ejecutada con la proyección estereográfica, por lo tanto, es válida la misma metodología propuesta para el segundo requisito cinemático en el sentido de que el ángulo de inclinación del vector I debe ser mayor que el ángulo de fricción ϕ para que el deslizamiento sea posible. Para ilustrar esta prueba se utilizará el siguiente ejemplo:

EJEMPLO No. 8.1

Conocida la orientación de dos discontinuidades definida por:

Discontinuidad	Rumbo	Buzamiento
A	N70W	40N
B	N50E	60S

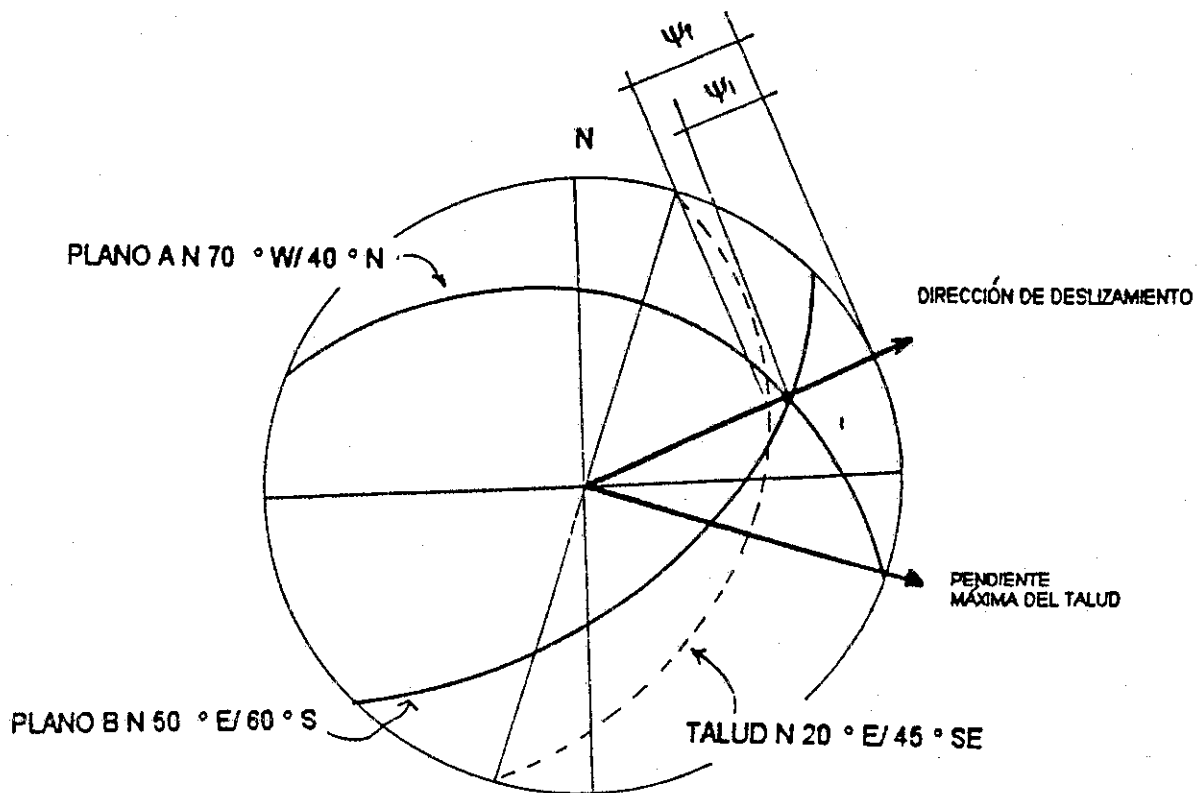
Se estudiará la posibilidad de una falla de cufa para un talud con rumbo N20E y pendiente 1:1 (45°) al Sureste. Se asume que solo intervienen fuerzas debidas a gravedad.

La figura 65 muestra la proyección hemisférica de los planos indicados. Puede verse la línea de intersección (I) de las dos discontinuidades y como se define la dirección posible del deslizamiento. Los ángulos ψ_f y ψ_l que pueden ser obtenidos fácilmente con el uso de la red equiareal, representan, respectivamente, la pendiente del talud en la dirección de la recta de intersección y el ángulo de inclinación de dicha recta.

En el ejemplo presentado, la intersección no pasa la prueba cinemática ya que ψ_f y ψ_l que medido con la red equiareal resulta $37^\circ > 28^\circ$. La evaluación hecha solo permite señalar que existen posibilidades de falla pero no necesariamente que va a ocurrir; esto se debe a que hay otros factores que intervienen en los planos de deslizamientos, entre los cuales el más importante es la resistencia al corte. En este sentido, Markland sugiere como una primera aproximación asumir un ángulo de fricción (normalmente entre 20° y 30° dependiendo del tipo de material) para evaluar si la inclinación de la recta de intersección excede el ángulo de fricción (ϕ). En la proyección hemisférica esto puede ser realizado construyendo un círculo con centro igual al centro de la proyección, inclinado a un ángulo ϕ respecto a la horizontal, ó $90-\phi$ respecto a la vertical. Este círculo contendrá todas las líneas con inclinaciones más abruptas que el ángulo de fricción ϕ .

Figura 65

La línea de intersección (I) de las dos discontinuidades define la dirección posible del deslizamiento. Los ángulos ψ_f y ψ_i , se obtienen fácilmente con el uso de la red equiareal, representan, respectivamente, la pendiente del talud en la dirección de la recta de intersección y el ángulo de inclinación de dicha recta.

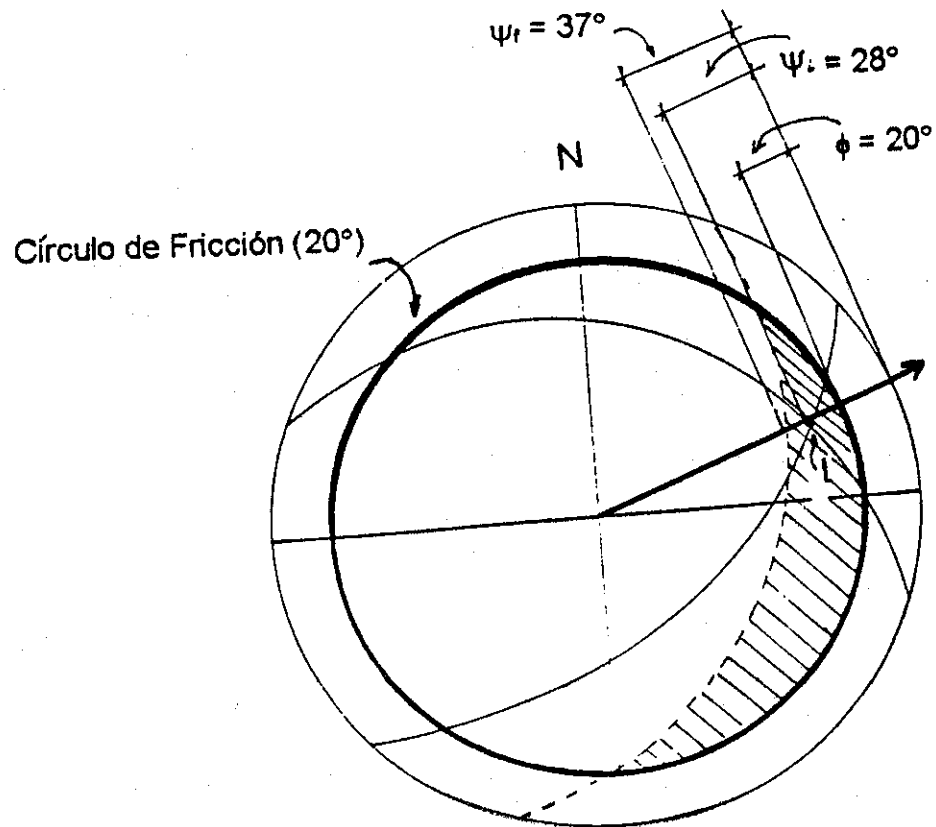


En la figura 66 se representa el círculo de fricción para un ángulo de 20°. Cuando un punto que define la línea de intersección de dos discontinuidades cae dentro del área sombreada (entre el círculo mayor correspondiente al plano del talud y el círculo de fricción) se dice que el talud es potencialmente inestable. Este es el caso del ejemplo indicado, notándose en la figura 66 que se cumple que $\psi_f > \psi_i > \phi$.

Para hacer más énfasis en esta técnica y cómo utilizarla en conjunto con los diagramas típicos de frecuencia de diaclasas, en la figura 67 se muestra otro ejemplo.

Figura 66

Se muestra el círculo de fricción para un ángulo de 20° . Los puntos de intersección de planos de dos discontinuidades, que podrían eventualmente caer dentro del área sombreada, permite predecir que el talud es potencialmente inestable. Este es el caso del ejemplo indicado, se cumple que $\psi_f > \psi_i > \phi$.



EJEMPLO No. 8.2

Se trata de analizar cinemáticamente la estabilidad de un talud con rumbo N15E y pendiente de 60° Sureste. El macizo rocoso tiene 4 sistemas de discontinuidades definidos por la concentración de polos que se observan en la

figura 67. Se asume un ángulo de fricción de 30° . Las rectas de intersección entre planos que se muestran en la figura 66 pueden obtenerse en base a la propiedad en proyecciones hemisféricas que dice: el polo correspondiente a un círculo mayor que contenga los polos de dos planos cualesquiera, define la recta de intersección de dichos planos.

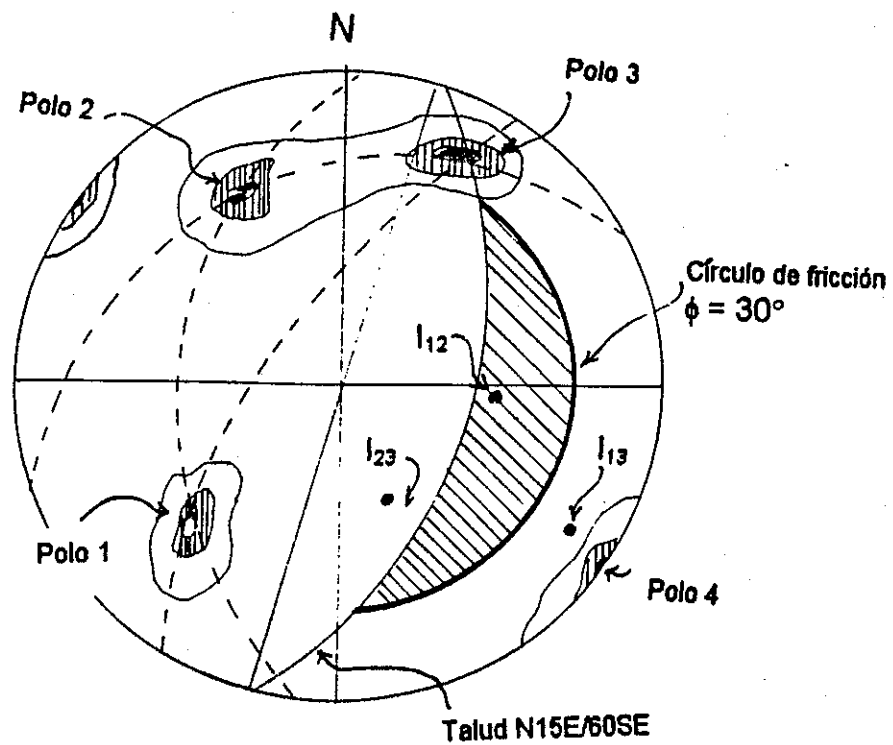
Una evaluación de la figura 67 permite concluir lo siguiente:

- a) La recta de intersección I_{12} representa la combinación de discontinuidades más peligrosas por donde puede ocurrir deslizamiento de cuña. Nótese que I_{12} cae en el área sombreada.
- b) Las rectas de intersección I_{23} e I_{13} caen fuera del área crítica y no presentan problemas de inestabilidad.
- c) La concentración de polos llamada "4" no presenta problemas de deslizamiento ya que se ve que se trata de una discontinuidad muy cercana a la vertical. Sin embargo, esta discontinuidad debe ser analizada por posibles fallas de volcamiento o por desarrollo de grietas de tensión.

En la figura 22 en el capítulo 5 se muestra la forma de representar análisis de fallas planares por medio de plantillas estereográficas, y la figura 23, en el capítulo 5, muestra una manera de presentar los resultados de un análisis cinemático de estabilidad, realizado para una excavación minera hipotética, donde los taludes cambian su orientación y se tiene un contacto de dos tipos de rocas, pizarra y pórfido.

Figura 67

La recta de intersección I_{12} representa la combinación de discontinuidades más peligrosas por donde puede ocurrir deslizamiento de cuña. Las rectas de intersección I_{23} e I_{13} caen fuera del área crítica y no presentan problemas de inestabilidad. En cuanto a la concentración de polos "4", ésta no presenta problemas de deslizamiento ya que se ve que se trata de una discontinuidad muy cercana a la vertical, sin embargo, esta discontinuidad debe ser analizada por posibles fallas de volcamiento o por desarrollo de grietas de tensión.



8.5.2. Prueba de Goodman

Goodman (en Salcedo, 1981a) efectúa los análisis cinemáticos utilizando preferentemente la proyección estereográfica y el hemisferio inferior. Para ello define tres básicos elementos de un macizo rocoso:

- a) El vector de buzamiento (D_i) señalando el buzamiento de un plano de debilidad. Se trata de una línea perpendicular al rumbo y al plano de buzamiento.
- b) El vector normal (N_i), que representa el polo, el cual se indica en dirección perpendicular al plano de debilidad.
- c) La línea de intersección de dos planos de debilidad (I_{ij}).

En la figura 68 se muestra la proyección estereográfica señalando los elementos definidos por Goodman. El primer requisito cinemático para que exista un deslizamiento planar, implica que el vector de buzamiento debe caer en el área sombreada de la figura 69, entre el círculo de proyección y el círculo mayor que define el plano del talud. En dicha Figura puede verse que solo es posible el movimiento según D_1 , estando D_2 del lado seguro.

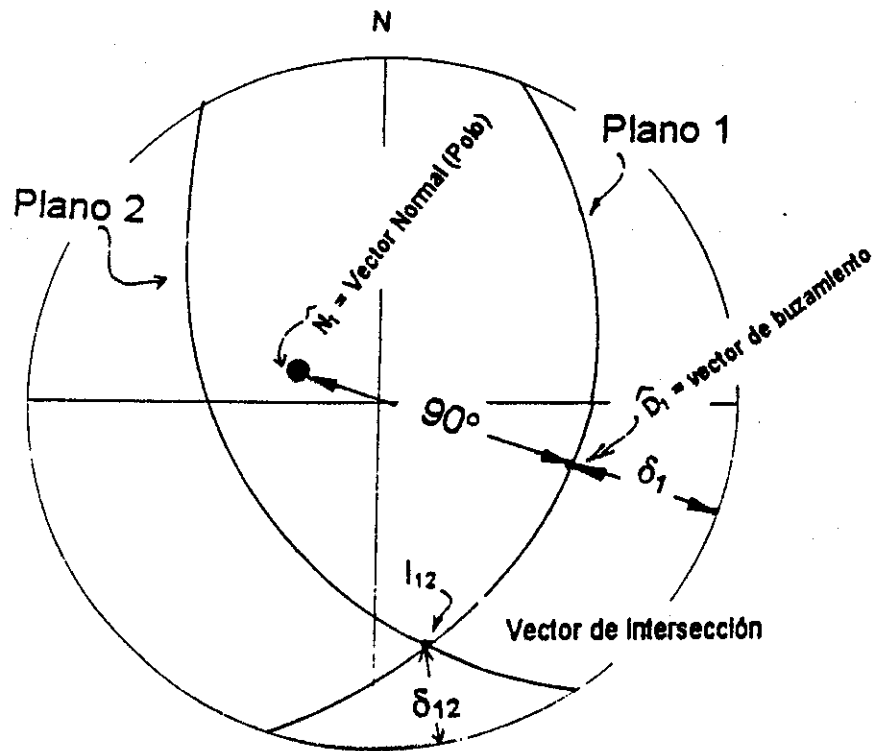
En base a este primer requisito cinemático es posible en esta etapa, determinar el ángulo límite seguro. Por ejemplo, se puede encontrar la pendiente mayor y segura de un talud correspondiente a un rumbo especificado; asimismo, se puede encontrar qué rumbo tendría el talud de mayor ángulo de pendiente posible.

La forma gráfica de resolver los ejemplos citados aparecen en la proyección estereográfica de la figura 70. De esta Figura puede deducirse que para un talud con rumbo especificado como Rumbo A de $N15^\circ$, el ángulo máximo seguro es $\alpha_A = 20^\circ$, el cual representa la inclinación máxima del círculo mayor definido por el rumbo y conteniendo al vector de buzamiento D_1 . En la misma figura 70 puede verse que taludes con pendientes (α) más cercanos a la vertical, serán estables si sus rumbos son aproximadamente paralelos a la dirección del buzamiento de la discontinuidad D_1 . Nótese que a medida que que la dirección del talud se acerca a la dirección de D_1 , el ángulo α se hace mayor.

Para el caso de deslizamientos cuneiformes se sigue un análisis similar al indicado, con la diferencia de que el vector D es sustituido por el vector I que representa la línea de intersección de los dos planos de debilidad que definen la condición de cuña.

FIGURA 68

Se muestra la proyección estereográfica señalando los elementos definidos por Goodman, el polo no es más que la normal del plano y se encuentra a 90° del plano. El vector de buzamiento es la inclinación del plano medida respecto de la horizontal. El vector de intersección de los planos no es más que la inclinación de intersección medida respecto de la horizontal. (Tomada de Salcedo, 1981a)



El caso de fallas por volcamiento también puede ser analizado cinemáticamente. Aceptando la condición previa de deslizamiento entre capas y que $(90 - \delta) + \phi < \alpha$ (véase figura 64), en la proyección estereográfica esto significa que para que ocurra volcamiento, el vector normal N debe tener una inclinación mayor que el ángulo de fricción bajo el talud de corte, como se

indica en la figura 71. Así mismo, es necesario que el rumbo de las capas sea aproximadamente paralelo al rumbo del talud. En resumen, para que existan fallas de volcamiento es necesario que el vector normal N (polo) del plano de debilidad considerado, caiga dentro de la zona sombreada en la figura 71. Esta zona está limitada por el círculo mayor definido por el ángulo ϕ bajo el talud de corte y con rumbos paralelos, por el círculo mayor horizontal y por dos círculos menores perpendiculares al rumbo del talud, separados 10° del centro de la proyección. Esta última condición es para considerar el rumbo del talud aproximadamente paralelo al rumbo de la discontinuidad.

FIGURA 69

Para que exista un deslizamiento planar el vector de buzamiento debe caer en el área sombreada de la figura, entre el círculo de proyección y el círculo mayor que define el plano del talud. En este caso el vector de buzamiento D_1 permite deslizamiento, mientras que D_2 no lo permite.

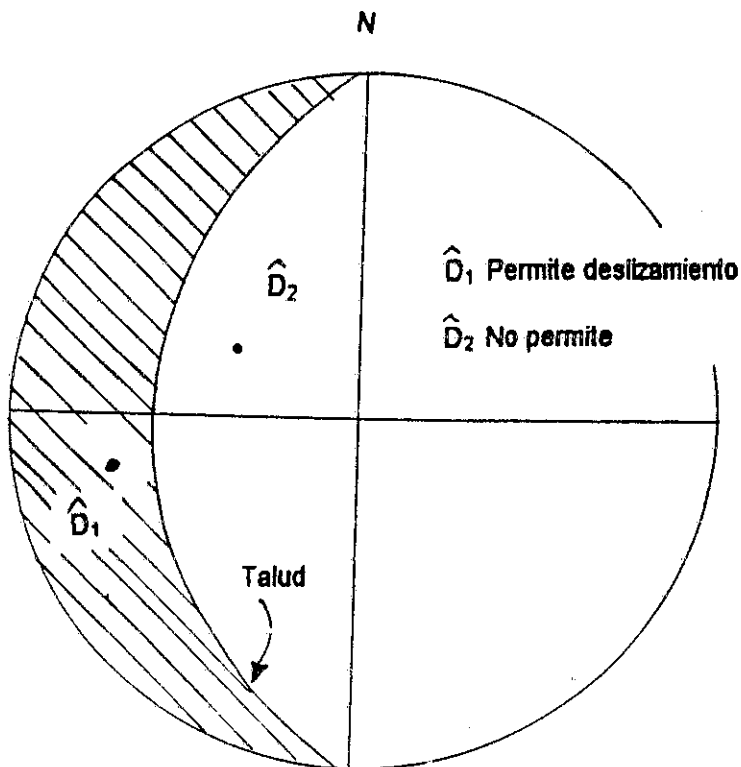


FIGURA 70

Para un talud con rumbo N15°. nombrado en la gráfica como Rumbo A, el ángulo máximo seguro es $\alpha_A = 20^\circ$, el cual mide la inclinación del talud. En el gráfico se pueden observar otros taludes posibles, y con pendientes (α) más altas, el más próximo a la vertical es el talud que se construye paralelo a la dirección de inclinación de la discontinuidad (es decir paralelo al vector de buzamiento).

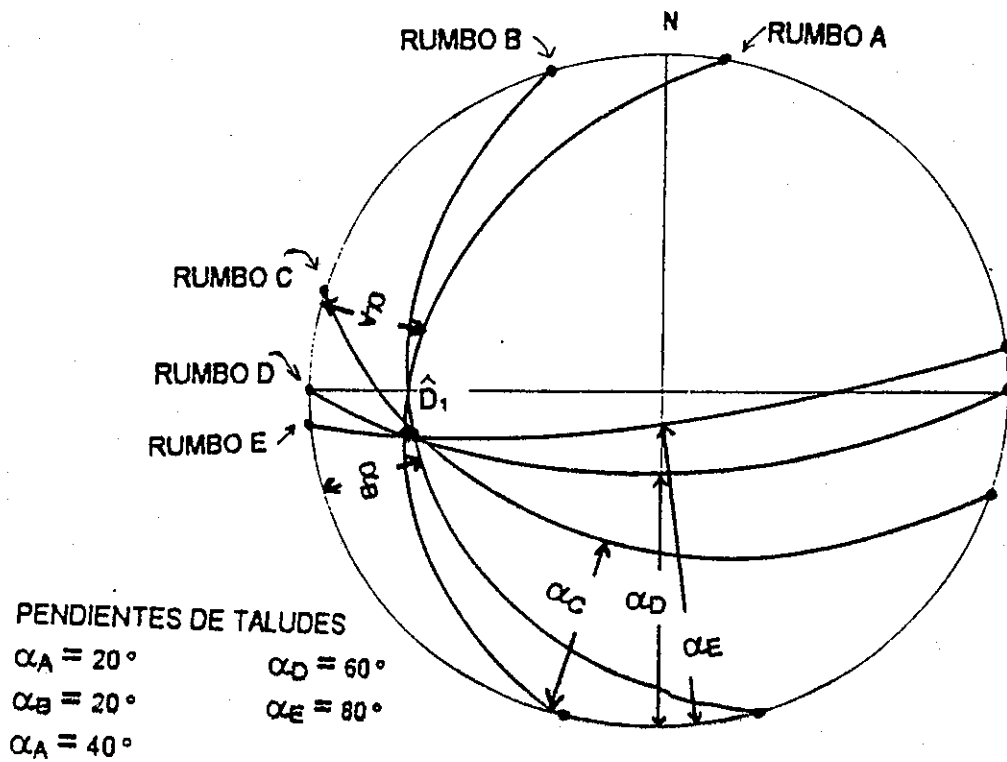
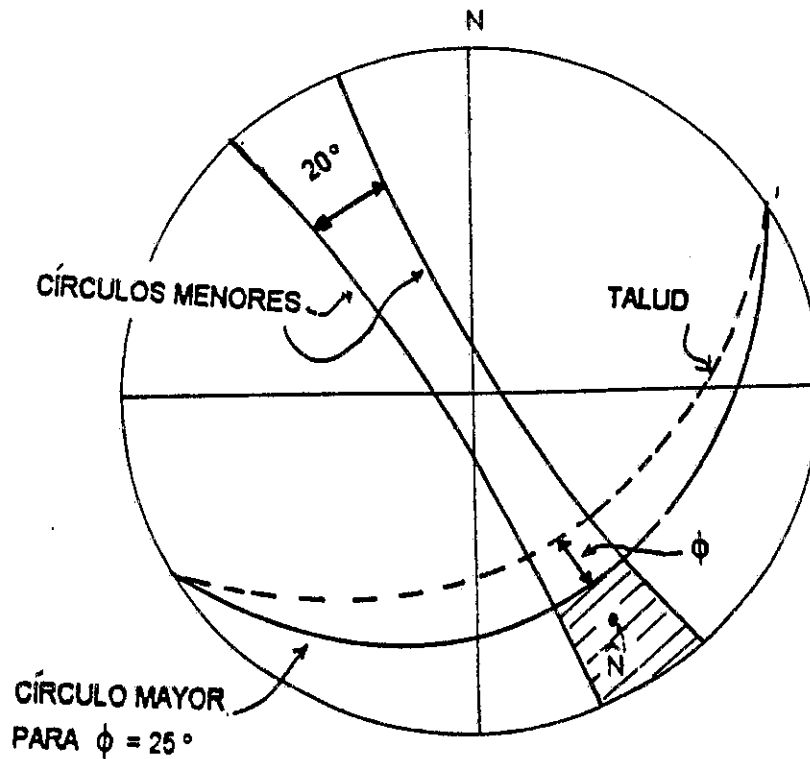


FIGURA 71

Prueba cinemática para fallas por volcamiento. Para que ocurra volcamiento, es necesario que el vector normal \hat{N} (polo) del plano de debilidad considerado, caiga dentro de la zona sombreada. Además el rumbo de las capas debe ser aproximadamente paralelo al rumbo del talud, es decir, para que exista volcamiento es necesario que el vector normal \hat{N} del plano de debilidad considerado, caiga dentro del área sombreada de la figura.



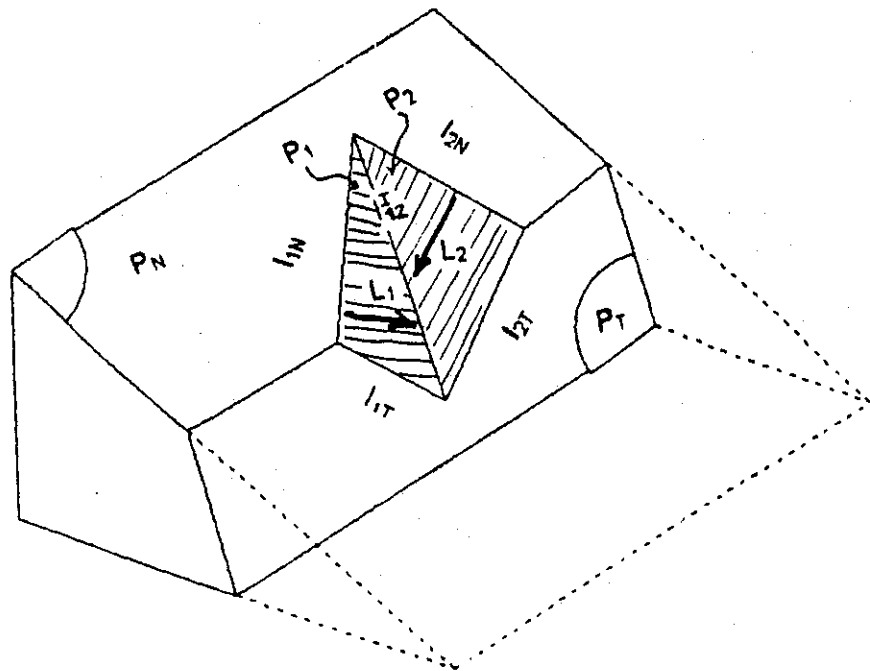
8.5.3. Prueba de Panet

Panet (en Salcedo, 1981a) muestra un método práctico para estudiar la posibilidad y la dirección de deslizamientos. El considera un bloque limitado por cuatro direcciones correspondiente a los planos P_N , P_T , P_1 y P_2 . (véase figura 72).

El plano P_T corresponde al talud de corte diseñado, el plano P_N es el talud natural y los planos P_1 y P_2 representan direcciones de discontinuidades geológicas. En este caso se ha utilizado la proyección estereográfica (Red de Wulff).

FIGURA 72

Prueba cinemática de Panet. El bloque está limitado por la dirección de los planos P_N , P_T , P_1 , y P_2 , y puede deslizarse solamente si I_{12} cae entre I_{11} e I_{1n} (o I_{2T} e I_{2N}). Si el deslizamiento es posible es del tipo cuña, si es a lo largo de I_{12} , y será de tipo bloque a lo largo del plano P_1 , si la dirección es L_1 .

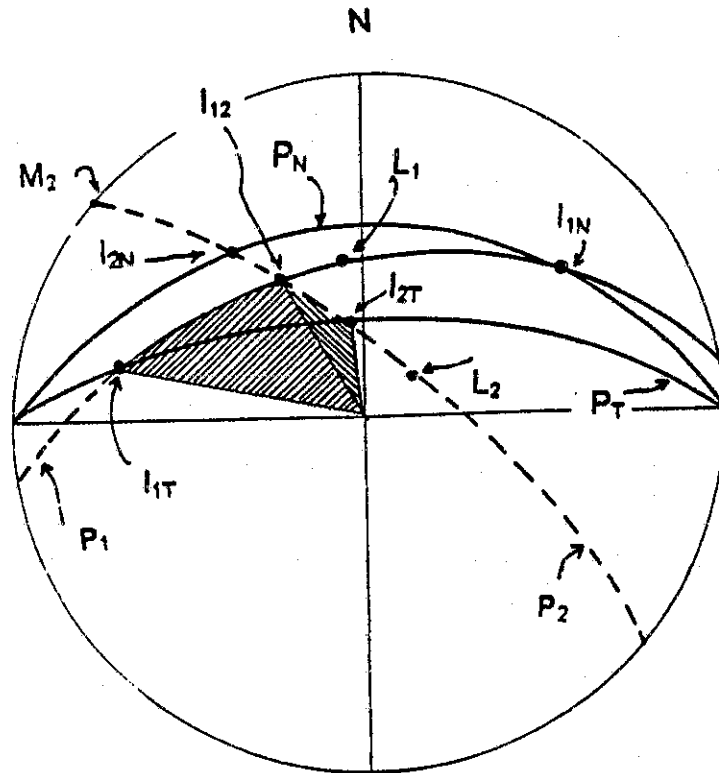


En base a la figura 73 se puede concluir que:

- a) El bloque de roca limitado por las cuatro direcciones de los planos P_N , P_T , P_1 y P_2 puede deslizar solamente si I_{12} cae entre I_{1t} e I_{1n} (o I_{2T} e I_{2N}).
- b) Si el deslizamiento es posible, será del tipo cuneiforme o de cuña, si la dirección del movimiento es I_{12} ; y será del tipo de "bloque" a lo largo del plano P_1 , si la dirección es L_1 .

FIGURA 73

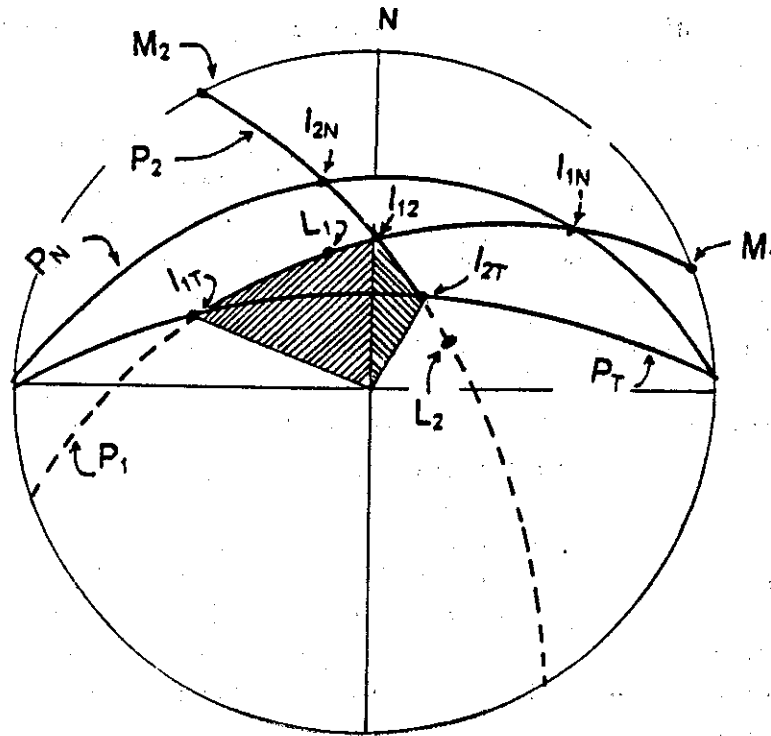
Prueba cinemática de Panet. Condiciones necesarias para que un deslizamiento de tipo bloque ocurra.



La observación de esta prueba en proyección estereográfica se muestra en las figuras 73 y 74. Un deslizamiento de "bloque" puede ocurrir solo si L_1 cae entre I_{12} y M_1 , y entre I_{12} y M_2 respectivamente, solo es posible un deslizamiento de cuña (figura 73). En las figuras citadas los planos P_N y P_T correspondientes al talud natural y el talud de corte tienen el mismo rumbo para más claridad en el dibujo, sin embargo, las conclusiones también son ciertas cuando éste no es el caso.

FIGURA 74

Prueba cinemática de Panet. Condiciones necesarias para un deslizamiento cuneiforme.



Las pruebas cinemáticas explicadas son de gran utilidad para analizar un gran número de bloques de rocas, sin embargo, cuando se van a estudiar "bloques sencillos" de formas variadas es necesario incorporar otros requisitos cinemáticos.

En base a lo expuesto se ha visto que los análisis cinemáticos pueden realizarse bien con el uso de la proyección estereográfica (Red de Wulff) o con la proyección equiareal (Red de Schmidt o Lambert), sin embargo, una de las limitaciones de la proyección estereográfica es que no se puede usar paralelamente con los diagramas de frecuencia de diaclasas (equiareales), como en el ejemplo de la figura 67.

8.6 Concepto del cono de fricción

El método del cono de fricción fue desarrollado por Talobre (en Salcedo, 1981a), y constituye una valiosa herramienta para el análisis de estabilidad de taludes en macizos rocosos.

Considérese un bloque de peso W que descansa sobre un plano con pendiente ψ_p (véase figura 75). La fuerza S está representada por $S=W \text{ sen } \psi_p$ y la fuerza normal N por $N=W \text{ cos } \psi_p$. Si la resistencia al corte de la superficie entre el bloque y el plano es debida solamente a fricción ($\phi \neq 0, c = 0$), la fuerza R_f que tiende a resistir el deslizamiento viene dada por $R_f = N \tan \phi = W \text{ cos } \psi_p \tan \phi$, donde ϕ es el ángulo de fricción.

Para que ocurra deslizamiento del bloque se requiere que $S > R_f$, es decir, $W \text{ sen } \psi_p > W \text{ cos } \psi_p \tan \phi$, resultando $\psi_p > \phi$.

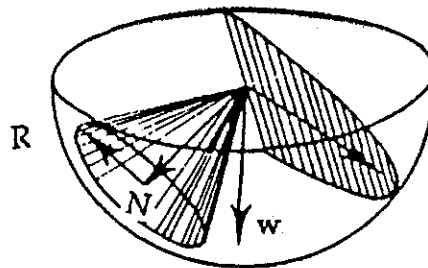
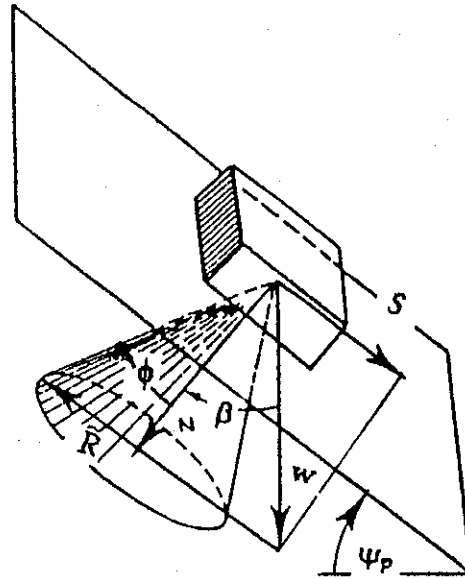
Si se asume que la resistencia a la fricción en la superficie es igual en todas las direcciones, se puede trazar un "cono de fricción" alrededor de la fuerza normal N , como se ve en la figura 75, donde además se muestra la representación de dicho cono en el hemisferio inferior. En la figura 75 es notable la condición de deslizamiento ($\psi_p > \phi$) ya que el vector W , cae fuera del cono de fricción.

Ya definido este valioso concepto hay que tener mucho cuidado con qué tipo de proyección se va a trabajar puesto que su construcción y apariencia es diferente en la proyección equiangular y en la proyección equiareal, como se

explicó en el capítulo 4. Este problema puede visualizarse más fácilmente mediante ejemplos ilustrativos:

FIGURA 75

Bloque deslizando sobre un plano por peso propio. El deslizamiento ocurre cuando $\psi_p > \phi$ o cuando el vector ω cae fuera del cono de fricción.



EJEMPLO No. 8.3

Trazar la proyección del cono de fricción ($\phi = 30^\circ$) correspondiente a un plano que tiene un rumbo de N30E y un buzamiento de 60° al Norte. Utilice red equiareal. (Red de Schmidt).

La figura 76 muestra la apariencia del cono de fricción construido alrededor del polo (N). La proyección del cono, ha sido construida con el uso de la red equiareal, considerando diferentes círculos mayores arbitrarios que pasen por el polo N y midiendo 30° desde el polo sobre el círculo mayor, en ambos sentidos. En la figura 77 se muestra gráficamente cómo se construye la proyección del cono de fricción para un plano Norte-Sur y buzamiento de 70° Este. Es conveniente que se note la deformación del círculo de fricción en la proyección equiareal; esta deformación se hará menor a medida que el polo se acerque más al centro del hemisferio de referencia. Asimismo, nótese que el polo pudiera estar en una posición tal que parte de su proyección se salga del hemisferio. En este caso la información se representa en el otro extremo del hemisferio.

FIGURA 76

Cono de fricción en proyección equiareal. Note la deformación del círculo de fricción en este tipo de proyección. La deformación es menor cuando del centro del cono pasa más cerca del centro del hemisferio de referencia.

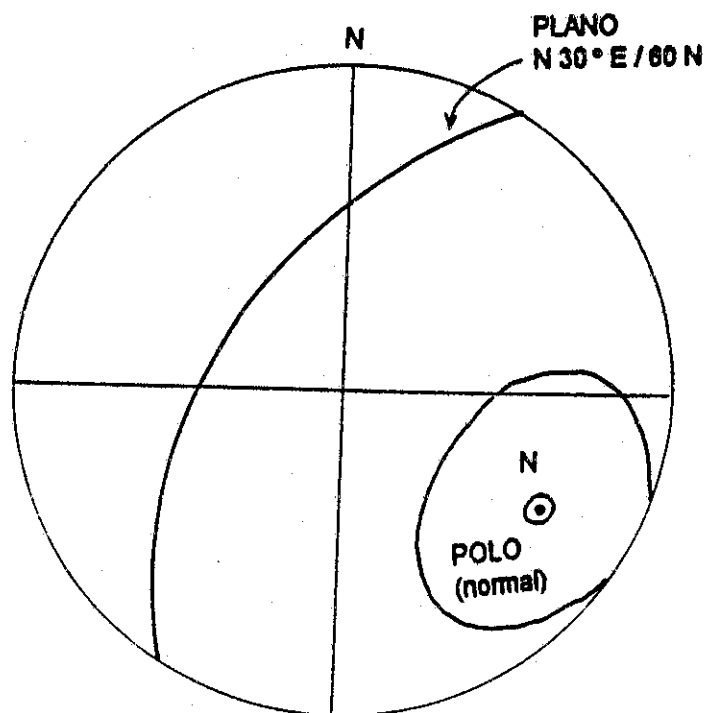
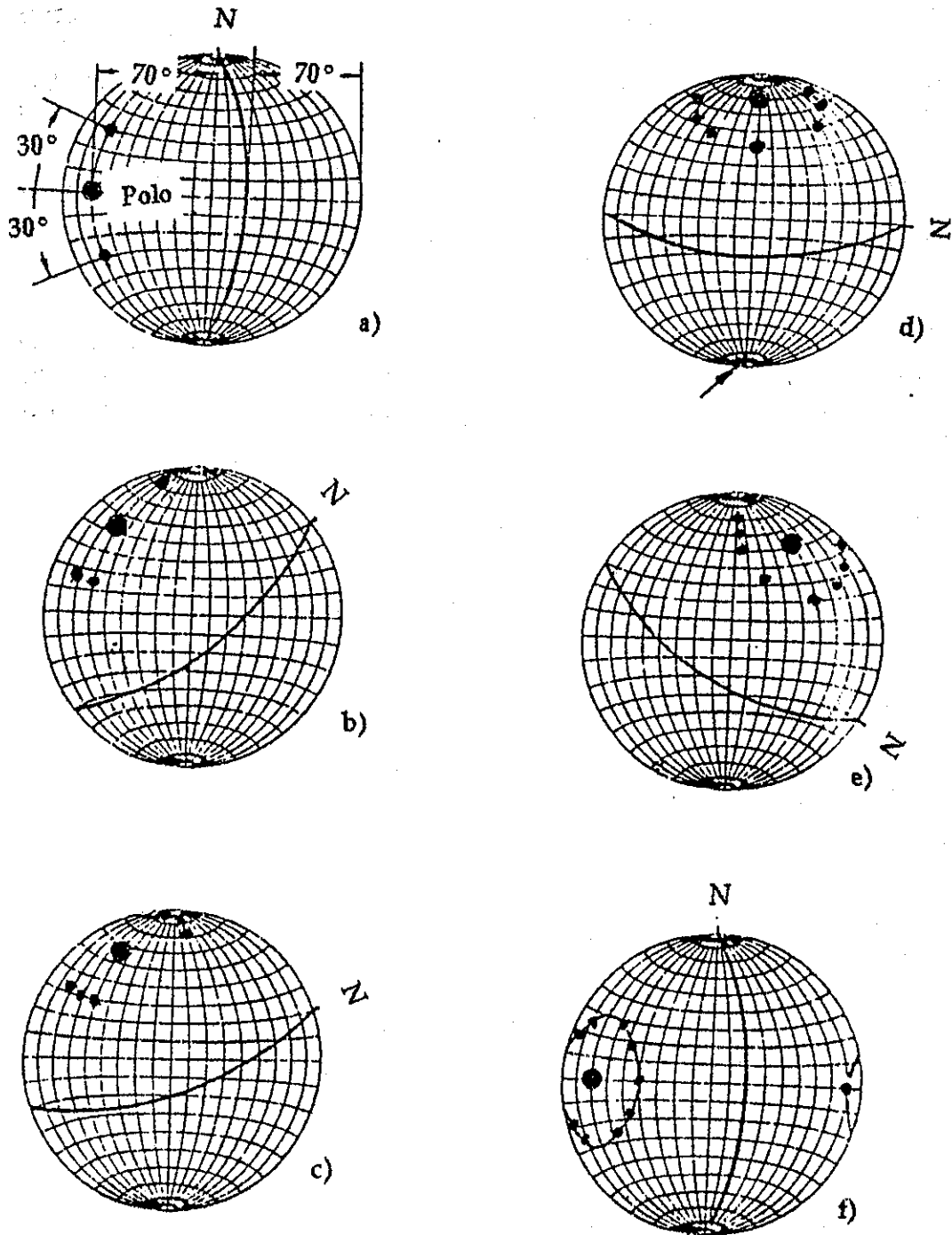


FIGURA 77

Construcción del cono de fricción en proyección equiareal. La representación se hace rotando el papel tal y como se indica en la figura. (Tomado de Salcedo, 1981a).

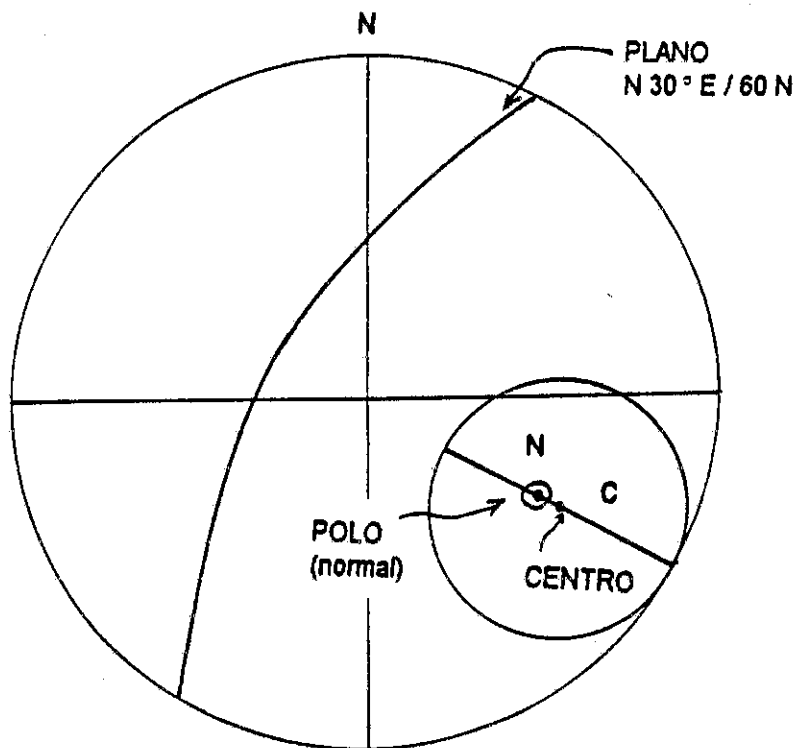


EJEMPLO No. 8.4

Considere los mismos datos del ejemplo VIII.3, pero utilizando la proyección equiangular (Red de Wulff). En la figura 78 se muestra la proyección del cono de fricción, para obtenerlo se consiguen, primeramente, los puntos XC y Z, a 30° del punto definido por el polo N. Luego se bisecta la línea que une X y Z para conseguir el centro "c", trazando finalmente con un compás un círculo con centro en "c" y radio C-X. En este caso hay que estar alerta de no cometer el error de colocar el centro del círculo en N, ya que en una proyección estereográfica el centro geométrico de un círculo menor, que representa un cono con su eje inclinado, se desplaza hacia los bordes en el hemisferio inferior de referencia. El hecho de que el cono se proyecta como un círculo estereográficamente es una de las ventajas de la proyección equiangular respecto a la equiareal.

FIGURA 78

Proyección equiangular del cono de fricción. En esta plantilla el cono de fricción se presenta como un círculo. El único cuidado que debe tenerse es no confundir el centro del cono de fricción con el polo del plano representado. (Tomado de Salcedo, 1981a).



9. METODOLOGÍA ALTERNATIVA PARA SOLUCIÓN DE PROBLEMAS DE TALUDES EN MACIZOS ROCOSOS

En el presente capítulo se resumen algunas metodologías para el análisis de taludes en macizos rocosos mediante el uso de proyecciones hemisféricas. Se ilustran las metodologías de Klaus John, Branthoover & Richards, y Goodman, por considerarlas de fácil aplicación. Las técnicas de proyecciones hemisféricas permiten al analista visualizar en primer lugar el tipo de falla de un talud (ver capítulo 8), y además prever problemas de estabilidad, como son: resolver problemas de anclaje, dirección de esfuerzos, dirección crítica para una fuerza sísmica.

9.1. Metodología de Klaus John

John (Salcedo, 1981b), propuso una técnica rápida y sencilla de utilizar en comparación con los métodos de geometría analítica y vectoriales. Entre las principales limitaciones y condiciones del método pueden enumerarse las siguientes:

- 1) La roca intacta es suficientemente resistente y competente de manera que solo puede ocurrir fallamiento a lo largo de discontinuidades geológicas.
- 2) La resistencia al corte en las discontinuidades es únicamente friccional.
- 3) Se pueden incorporar al análisis fuerzas debidas a aceleraciones sísmicas en cualquier dirección, acudiendo a un análisis pseudo - estático, donde dichas fuerzas son proporcionales a la gravedad.
- 4) Fuerzas debidas a presiones hidráulicas actuando en el macizo rocoso, pueden ser incluidas en el análisis en proporción del macizo rocoso.
- 5) Cualquier fuerza de retención, tales como anclajes, muros, bermas, también pueden incluirse proporcionalmente al peso del macizo rocoso que va a ser soportado.
- 6) Uso de la proyección equiareal usando el hemisferio inferior de referencia.

La metodología puede ser mejor explicada mediante un ejemplo:

EJEMPLO 9.1

Evaluar la estabilidad de un corte proyectado en una ladera de un macizo rocoso, determinando el factor de seguridad bajo ciertas condiciones sísmicas:

DATOS PRELIMINARES

Pendiente natural = 13°

Dirección de Inclinación del corte = 160°

Talud del corte proyectado = 27° S

DATOS GEOLÓGICOS DE ANÁLISIS ESTADÍSTICOS PREVIOS:

Discontinuidad	Dirección de inclinación	Inclinación	Observación
P1	74	60	Predominante
P2	122	40	Predominante
P3	168	90	Esporádica (vertical)

En la figura 79 se muestra la proyección de los diferentes planos geológicos y sus polos (P), así mismo se ha proyectado el plano del talud de corte planificado y las rectas de intersección entre planos representados por la letra I. A esta configuración tridimensional John (en Salcedo, 1981) la llama "modelo geotécnico" porque representa un resumen de las condiciones geológicas a ser consideradas y sirve de base para los análisis ingenieriles. Por lo tanto, la calidad del modelo es decisiva para el estudio completo (Salcedo, 1981b). Hoek & Bray (1981) recalcan que no tiene ningún sentido seguir el análisis de estabilidad de taludes en roca si el "modelo geotécnico" no es correcto.

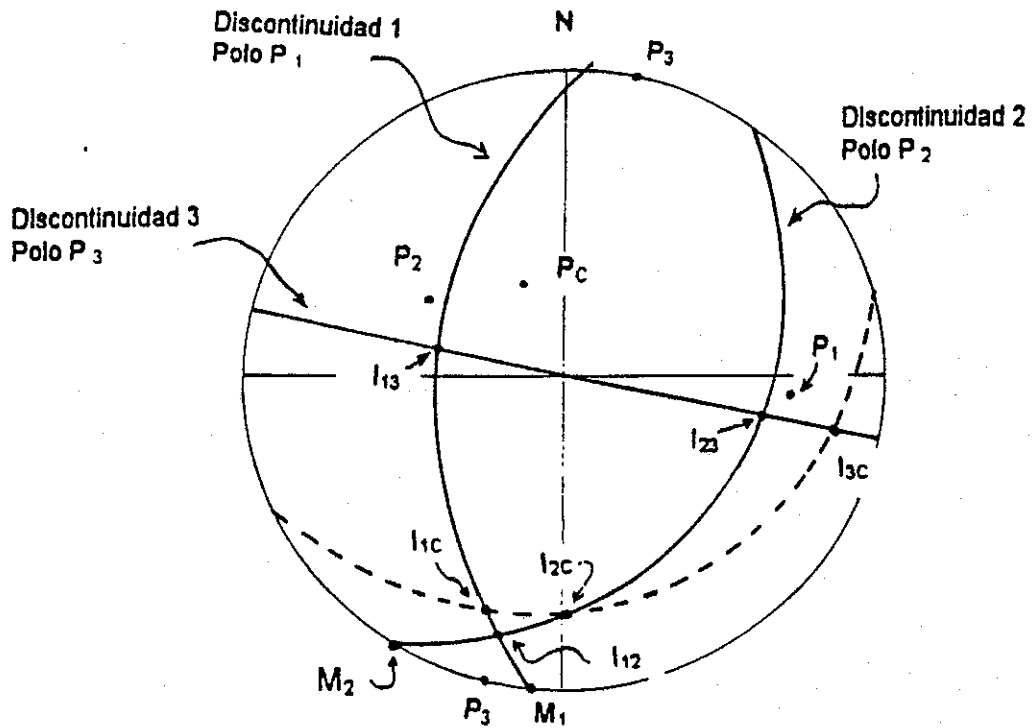
Utilizando el análisis descrito en la sección 9.1 se pueden obtener las siguientes conclusiones:

- a) Fallas de cuña solo pueden ocurrir en la dirección I_{12} .
- b) Una falla de "bloque" (planar o a lo largo de un solo plano) según P_2 solo es posible en dirección desde M_2 hasta I_{12} . Nótese que aún cuando direcciones de deslizamientos desde I_{12} hasta I_{2c} parecen posibles, por poseer el talud de corte de una pendiente mayor, éstas no pueden ocurrir porque la componente de inclinación de P_2 en esas direcciones se hace más tendida (ángulo menor) que la dirección de deslizamiento posible según I_{12} .

- c) Con base al criterio anterior sólo es posible que ocurran deslizamientos de bloque P_1 en las direcciones definidas desde M_1 hasta I_{12} .

FIGURA 79

Proyección de tres planos de discontinuidad, incluyendo el talud a ser cortado. Los puntos I representan la dirección de línea de intersección de dos planos indicados por los índices I .



Siguiendo con el ejemplo se procederá al análisis de la posible falla cuneiforme según I_{12} . En esta etapa se necesitan los valores de fricción en los planos P_1 y P_2 , los cuales deberán ser obtenidos mediante ensayos de corte en dichas discontinuidades.

DATOS ADICIONALES

PLANO	ÁNGULO DE FRICCIÓN		
	FS = 1	FS = 1.2	FS = 1.5
P1	34	29	24
P2	12	10	8

Donde FS = factor de seguridad

Los valores del ángulo de fricción para otros factores de seguridad distintos a 1, se encuentran mediante la relación:

$$FS = \frac{\tan \phi}{\tan \phi_r} \quad 9.1$$

Donde

ϕ = ángulo de fricción disponible

ϕ_r = valor reducido para un factor de seguridad asumido

Como otro dato adicional se requiere la fuerza sísmica. Ésta se introduce como una fuerza de aceleración lateral, incorporada análogamente con el concepto del cono de fricción. En la proyección hemisférica, la dirección de fuerzas de gravedad vertical están representadas por el origen. Asumiendo una fuerza de aceleración S, proporcional al peso del bloque de forma tal que:

$$S = 0.2W \quad 9.2$$

la aplicación de esta fuerza de gravedad en cualquier dirección da como resultado un cono alrededor del origen cuyo ángulo puede ser determinado por

$$\tan \phi_r = 0.2, \text{ o sea } \phi_r = 11^\circ.$$

Con estos datos de fricción y fuerzas sísmicas adicionales, se construye la proyección de la Figura 80, de acuerdo a los siguientes pasos:

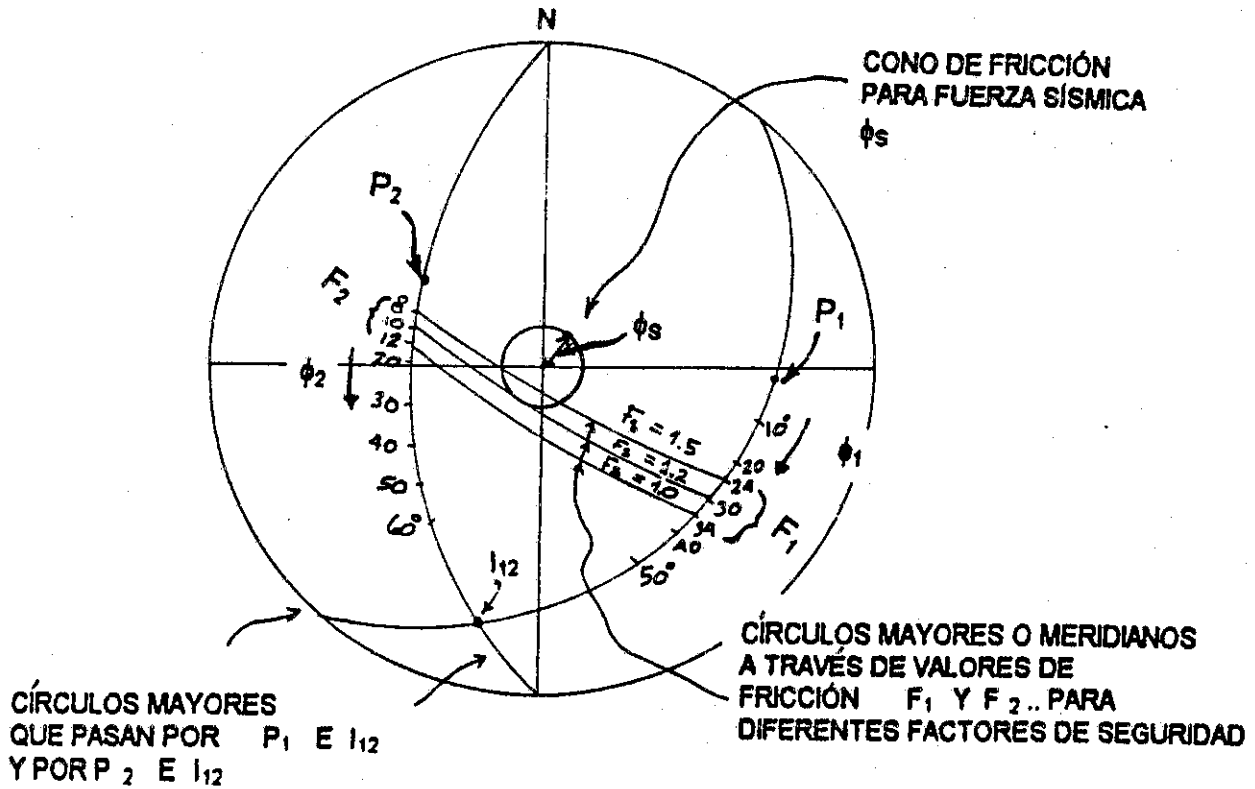
- Para más claridad de trabajo dibujar otra proyección con la misma ubicación de los polos de los planos involucrados P₁ y P₂ y de la recta de intersección I₁₂.
- El movimiento va a ser resistido por la resistencia friccional debida a las componentes normales de las fuerzas de gravedad que actúan en las discontinuidades. Las direcciones de las dos normales están dadas

- por los polos P_1 y P_2 . Las resultantes de las fuerzas normales y las resistencias al corte están localizadas en planos definidos por la dirección de las fuerzas normales y la dirección posible del movimiento. Estos planos en la proyección hemisférica son círculos mayores que pasan por P_1 e I_{12} y por P_2 e I_{12} . Véase figura 80.
- c) Trazar el cono de fricción alrededor del origen que representa la carga activa sísmica.
 - d) Las direcciones posibles para los resultantes en cada uno de los planos, puede ser representada por conos de fricción alrededor del polo cuya dirección se indicó anteriormente. En este caso solo interesa conocer dónde el cono de fricción corta a los círculos mayores $P_1 - I_{12}$ y $P_2 - I_{12}$, por lo que no es necesaria la construcción total del cono. Basta con señalar los ángulos respectivos a lo largo de los círculos mayores, comenzando en los polos y en dirección hacia I_{12} , por lo que no es necesaria la construcción total del cono. Basta con señalar los ángulos respectivos a lo largo de los círculos mayores, comenzando en los polos y en dirección hacia I_{12} .
 - e) Luego, en a base a los datos de ángulos de fricción para diferentes factores de seguridad, se procede a trazar los círculos mayores que unen los valores de fricción, definiendo los puntos denominados F_1 y F_2 en la figura 80. Estos puntos representan la dirección de fuerzas resistentes al movimiento según la dirección de I_{12} , y los planos que unen los valores F_1 y F_2 definen los límites de estabilidad. En este sentido, cualquier fuerza activa que caiga en el plano que une $\phi = 34$ y $\phi = 12$, implica que el factor de seguridad es 1. Cualquier fuerza con direcciones localizadas debajo de este plano, hacia el centro de la proyección, resultarán en factores de seguridad mayores de 1. De la misma manera, fuerzas cuyas direcciones se proyectan fuera del círculo mayor de $F_2 = 1$, producirán factores de seguridad menores que la unidad.
 - f) En la figura 80 puede verse que el "cono sísmico de fricción" hace contacto con el plano límite correspondiente a un factor de seguridad igual a 1.2, siendo este valor la respuesta al problema planteado en el ejemplo 9.1.

Si se estuvieran considerando solamente cargas debidas a la gravedad, se traza un plano vertical a través del centro de la proyección, interceptando en puntos equivalente F_1 y F_2 . En base a estos valores y a la relación $F_s = \tan\phi/\tan\phi_c$, se pueden determinar los factores de seguridad para cada uno de los planos P_1 y P_2 .

FIGURA 80

Presentación del posible modo de falla que involucra a los planos P_1 y P_2 . La metodología se explica en el texto. El cono sísmico de fricción hace contacto con el factor de seguridad de 1.2, la cual es la respuesta al ejemplo 9.1.



El ejemplo 9.1. fue resuelto para el caso de deslizamiento de cuña, sin embargo, la metodología es aproximadamente la misma para el caso de deslizamientos de "bloque". En este caso, el movimiento es resistido solamente por la resistencia al corte en el plano considerado. Se seleccionará la dirección de movimiento de acuerdo a las pruebas cinemáticas, y se traza un círculo mayor que contenga ese punto y el polo que pertenece al plano sobre el cual es posible el deslizamiento. La dirección de F , se establece en la misma forma indicada para el deslizamiento de cuña. Los límites de estabilidad en los casos de deslizamiento de bloque se definen por la dirección de F . Si esta línea

coincide con la dirección de la fuerza activa, el factor de seguridad es igual a uno. Para cualquier caso donde un cono de fricción en el origen, representando las direcciones de posibles fuerzas activas, no toca la línea F, el factor de seguridad es mayor que 1. Si F cae dentro del cono de fricción, el factor de seguridad es menor que uno.

El método de John es realmente versátil pudiéndose resolver una gran variedad de preguntas tales como: la dirección más crítica para una fuerza sísmica; la magnitud relativa que deberían tener las fuerzas activas laterales para que puedan producirse deslizamientos del tipo de "bloqueo"; y la dirección más eficiente para colocación de un anclaje o cualquier fuerza de retención.

9.2. Metodología de Branthoover y Richards

Las condiciones de la metodología de Branthoover & Richards (en Salcedo, 1981b) son las mismas enunciadas para el método de John descrito en la sección 9.1, el procedimiento es similar hasta la construcción del denominado modelo geotécnico y su evaluación cinemática. Este modelo, difiere en que se utilizar un valor para el cono de fricción, se establece una curva que incluye todos los valores de fricción disponibles en cada discontinuidad, donde es posible deslizamiento. Esta curva se define como "curva de equilibrio" y representa la condición de equilibrio para un factor de seguridad igual a 1.0, bajo cargas de gravedad.

Siguiendo la forma de presentación seleccionada para este trabajo, a continuación se ilustra el método mediante un ejemplo práctico:

EJEMPLO No. 9.2

Dada la siguiente información geológica

	Rumbo	Buzamiento
Diaclasa 1	N15E	30S
Diaclasa 2	N80E	26S
Talud de corte	N35E	60S

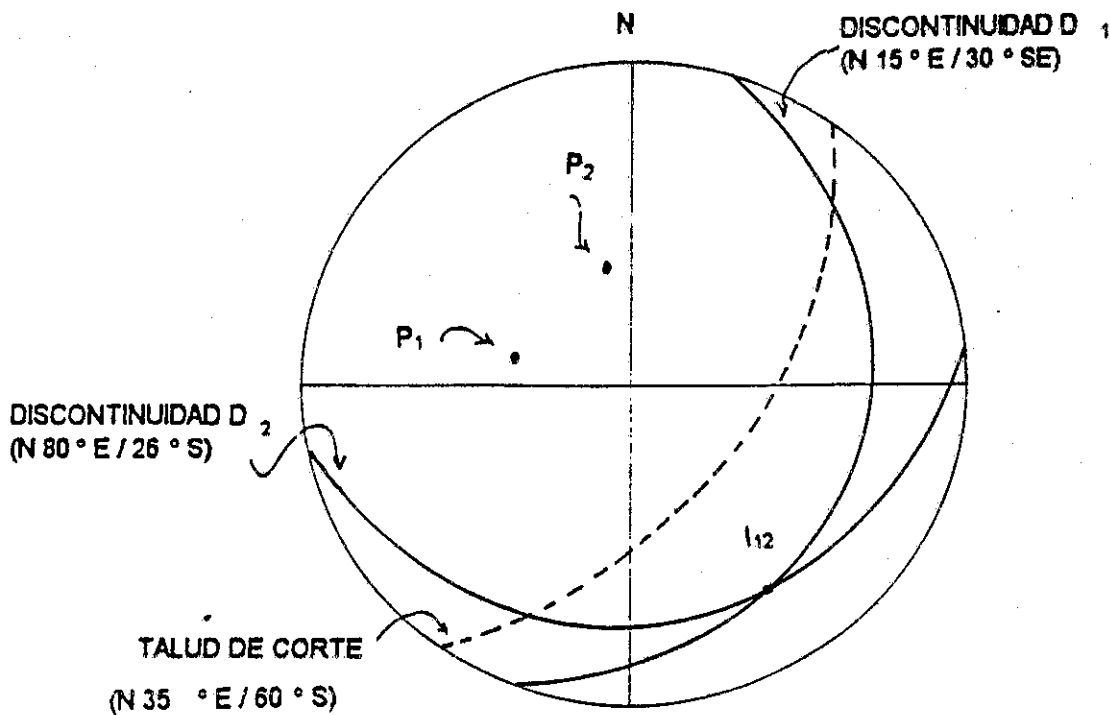
Se pide calcular las curvas de equilibrio para esta configuración, solamente bajo cargas debidas a gravedad.

En la figura 81 se presenta la proyección hemisférica (equiareal) de los datos disponibles; luego, es necesario analizar el deslizamiento de borde según

I que representa la recta de intersección entre los planos de diaclasas. P_1 y P_2 son los polos de los planos D_1 y D_2 .

FIGURA 81

Proyección de las discontinuidades y el talud del ejemplo 9.2.



El siguiente paso consiste en elaborar una proyección tal como se indicó para el método de John, donde se dibujan los círculos mayores que pasan por cada polo y por la recta de intersección I_{12} , (véase figura 82). Asimismo, se trazan los ángulos correspondientes a la intersección de diferentes conos de fricción con cada uno de los círculos mayores. Es bueno recordar que tal como se indicó cuando se explicó el concepto del cono de fricción, la dirección de las

fuerzas resistentes debidas a fricción está en los círculos mayores de los planos $P_1 - I_{12}$ y $P_2 - I_{12}$. Por lo tanto, se puede trazar un plano vertical por el origen (una línea recta que representa la carga por gravedad) hasta intersectar a ambos lados los círculos mayores $P_1 - I_{12}$ y $P_2 - I_{12}$. Véase figura 82. Los valores F_1 y F_2 así obtenidos, representan una condición de equilibrio, es decir, un factor de seguridad igual a 1.0. Estos valores pueden ser representados gráficamente definiendo una "curva de equilibrio" como se indica en la figura 42. Seguidamente, otras curvas de equilibrio pueden ser obtenidas para diferentes factores de seguridad, mediante la aplicación de la fórmula:

$$\tan \phi_1 = F. S. \tan \phi \qquad 9.3$$

donde:

ϕ = ángulos de fricción con valores obtenidos de figura 81 (FS=1)

ϕ_1 = valores de ángulos de fricción para el F.S. asumido

FS = factor de seguridad

En la figura 83 se muestra una tabla con los valores calculados y la representación de curvas para factores de seguridad de 1.0, 1.2 y 1.5.

Una vez obtenidas las curvas de equilibrio, se pueden hacer las siguientes consideraciones:

- a) Cualquier combinación de valores de ángulos de fricción que caiga en, o por debajo, de la curva de equilibrio de FS= 1.2, se considera inestable. En este caso como ejemplo se ha definido FS=1.2 como el valor aceptable de factor de seguridad, sin embargo, dependiendo del tipo de talud, obras vecinas, riesgos, Etc. el factor de seguridad deberá seleccionarse a juicio del ingeniero o geólogo.
- b) Se puede comparar, por ejemplo, el ángulo de fricción requerido para equilibrio en un plano, con aquel necesario para esa condición en cualquier punto del otro plano.
- c) Si las observaciones de campo conducen a estimar que ambos planos tienen las mismas características friccionales, se puede obtener este valor de la curva para FS=1. Véase figura 83. Este valor puede ser comparado con los valores reales de fricción que se obtendrán de ensayos posteriores. Para el ejemplo en consideración resulta $\phi = 23.5^\circ$.
- d) Los autores han propuesto además, el uso del concepto de probabilidad de falla publicada por Lundquist y Heins (30).
- e) Después de la evaluación de las curvas de equilibrio, la información resultante puede conducir a una decisión respecto a la estabilidad del talud sin ensayos adicionales. Si en esta etapa existen dudas, o la evaluación indica inestabilidad, es necesaria la realización de ensayos de laboratorio

para obtención de parámetros de corte y comparar estos resultados con las curvas de equilibrio. En la figura 84 se presenta un diagrama de flujo de la metodología indicada. A continuación se describen otros dos detalles no cubiertos en el ejemplo, pero de gran utilidad para comprender este tipo de análisis:

- f) En aquellos casos en los cuales la configuración del modelo geotécnico es tal que los círculos mayores representados en la figura 82, terminen en un solo lado del origen de la proyección hemisférica, es imposible construir las curvas de equilibrio. Estas intersecciones deslizan predominantemente en un plano (planos de bloque) y por lo tanto, pueden ser analizadas bien mediante el método de John o en forma analítica de acuerdo a la metodología de Hoek y Bray, indicada en este trabajo. Cualquier otro método de análisis de bloques puede ser utilizado, estableciendo qué valor de fricción se necesita para condiciones de equilibrio.
- g) Para los casos de fuerzas externas (presiones de poro, carga sísmica), éstas se representan proporcionalmente a la gravedad con un círculo, en cuyo caso, las curvas de equilibrio se construyen tangentes al círculo y no a través del centro de la proyección hemisférica como se hizo en la figura 82.

FIGURA 82

Los factores F_1 y F_2 representan una condición de equilibrio, es decir, un factor de seguridad igual a 1.0. Se ha aplicado la curva de equilibrio definida por la ecuación 9.3.

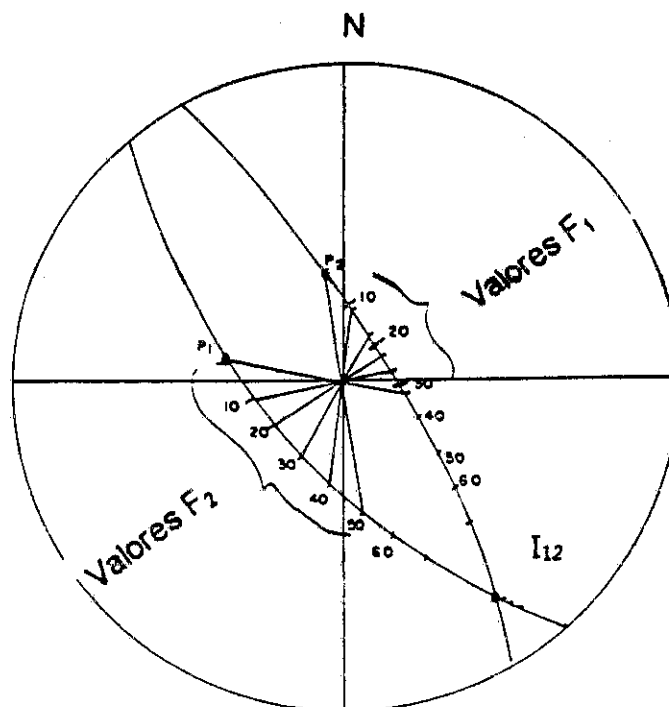


FIGURA 83

Valores de curva de equilibrio calculados para factores de seguridad de 1.0, 1.2, y 1.5, y su correspondiente gráfica. Tomado de Salcedo, 1981b.

FS=1.0		FS=1.2		FS=1.5	
ϕD_1	ϕD_2	ϕD_1	ϕD_2	ϕD_1	ϕD_2
0.0	32.0	0.0	38.9	4.0	43.1
10.0	28.0	11.9	32.5	14.8	38.5
20.0	22.5	23.4	28.4	28.6	31.8
30.0	16.5	34.7	19.6	40.9	23.9
40.0	10.0	45.2	11.9	51.5	14.8
50.0	0.0	55.0	0.0	60.8	0.0

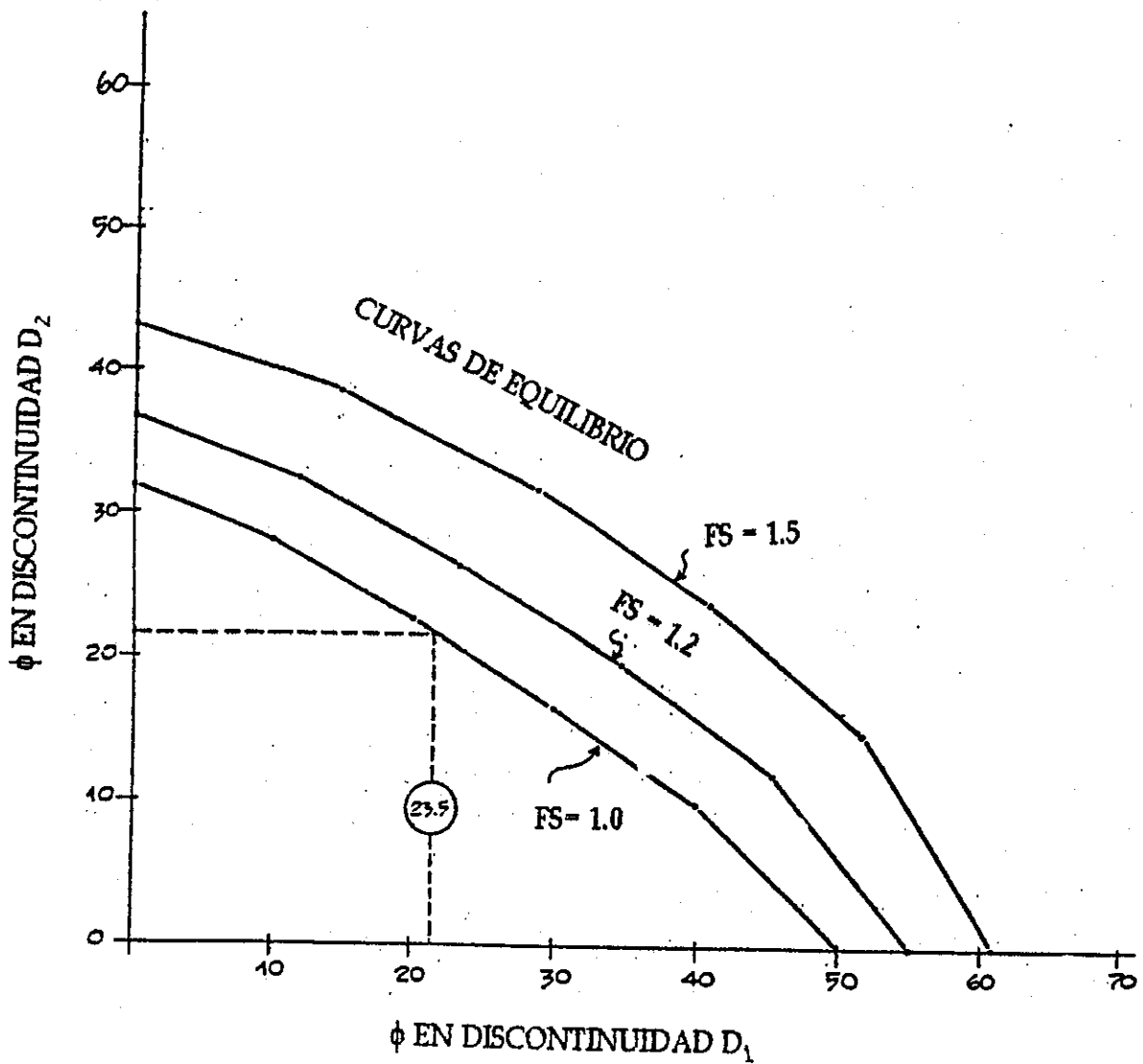


FIGURA 84

Diagrama de flujo para la evaluación de la estabilidad de un talud realizado en un macizo rocoso. Tomado de Salcedo, 1981b.

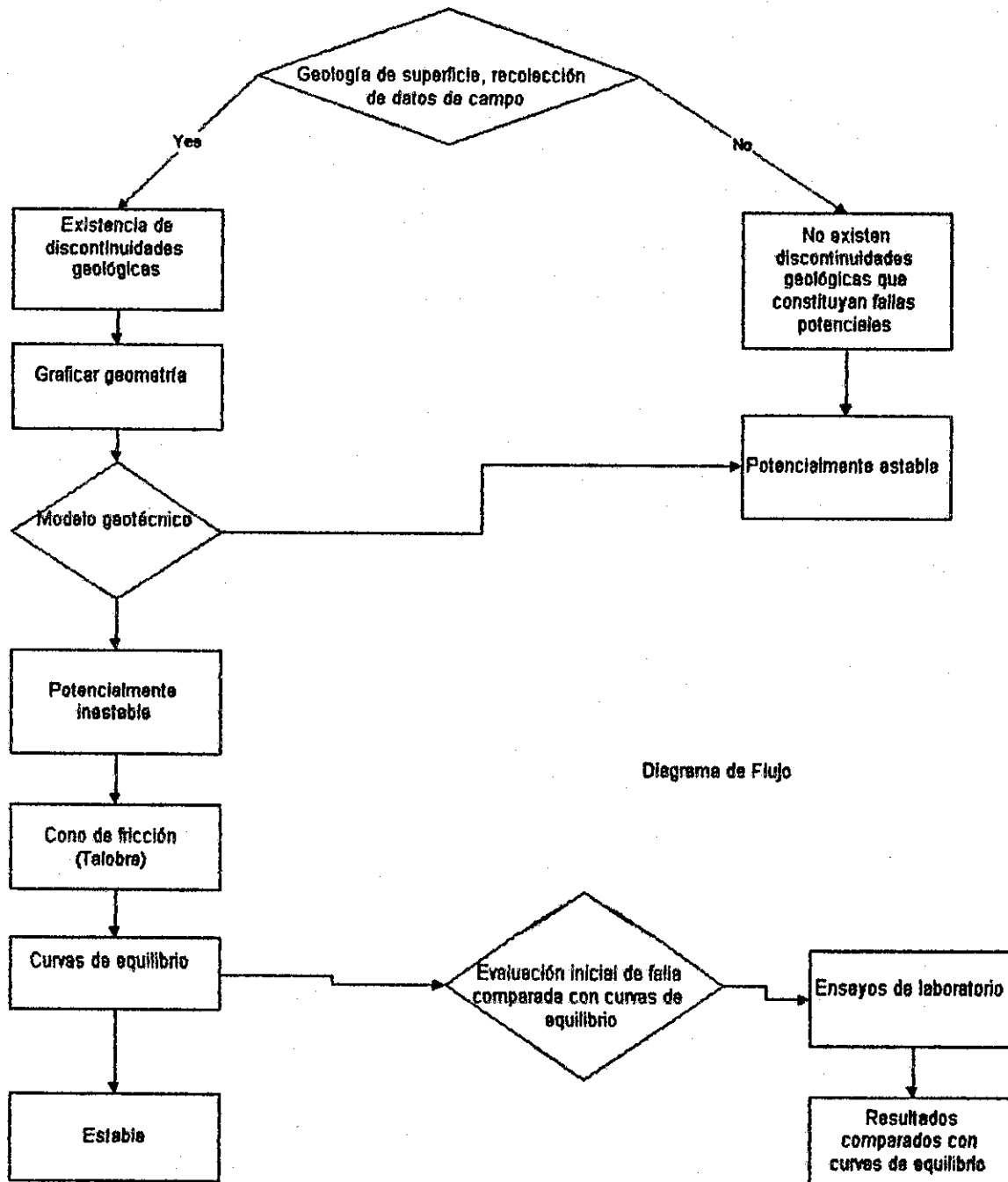


Diagrama de Flujo

9.3. Metodología de Goodman

Para realizar una explicación muy resumida de los enfoques de Goodman (Salcedo, 1981b), se presentan a continuación descripciones de sus ejemplos, uno para el caso de falla planar (de bloques) y otro para falla cuneiforme, utilizando en todos los casos la red de Wulff (proyección equiangular).

9.3.1. Análisis de falla planar

Antes de enunciar el ejemplo se define la nomenclatura utilizada para los análisis con vectores. Si F_1 es una fuerza específica actuando en el bloque, de magnitud $|F_1|$ y dirección f_1 , esto se expresa como

$$F_1 = |F_1| f_1 \quad 9.4$$

La resultante de dos fuerzas en la proyección se consigue de la forma siguiente:

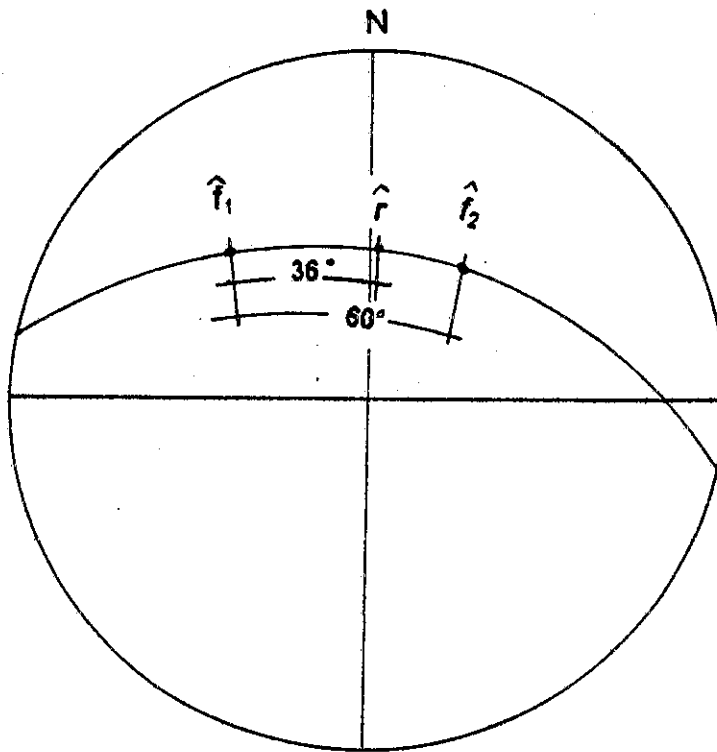
sea $F_1 = 20$ Ton, una fuerza con rumbo N50E e inclinación 30N
y $F_2 = 30$ Ton, una fuerza con rumbo N55W e inclinación 40N

En la figura 85 se representan las direcciones de F_1 y F_2 indicada por los puntos f_1 y f_2 . Si buscamos un plano común a las dos fuerzas, con la regla del paralelogramo, se puede encontrar la resultante. La Red de Wulff permite encontrar el plano común (un círculo mayor que pase por f_1 y f_2) y medir los ángulos entre ellos. En la figura 85 puede verse que el ángulo entre f_1 y f_2 resulta de 60° , luego haciendo un diagrama por separado, se consigue la dirección r de la resultante R , la cual en este caso resulta de 36° desde f_1 . De esta manera se pueden proyectar, por repetición de este procedimiento, la dirección de la resultante de todas las fuerzas que actúan sobre un bloque. Si la dirección r de la resultante R cae dentro del círculo de fricción, el bloque se mantendría en reposo, de lo contrario es inestable.

Las fuerzas que intervendrían en cálculos de estabilidad son el peso propio del bloque, cargas transmitidas por bloques adyacentes, fuerzas hidrostáticas, fuerzas por terremotos u otras cargas dinámicas y fuerzas de soporte.

FIGURA 85

Representación gráfica de dos vectores de fuerza F_1 y F_2 , indicados en la gráfica por los puntos f_1 y f_2 , atravesados por un plano común (en la figura se representa el plano por un círculo mayor). En ángulo entre los polos f_1 y f_2 es de 60° . Tomado de Salcedo, 1981b.



El peso se representa gráficamente en el centro de la proyección:

$$W = |W| w \quad 9.5$$

La carga de un bloque adyacente, contiene una fuerza normal (F_N) paralela a la normal del plano o cara común, y una fuerza de corte (F_T), paralela al sentido del movimiento en esa cara.

Las fuerzas debidas a agua (U_1) en un plano con normal n_1 , actúan en dirección $-n_1$. Si A es el área del plano 1 en la base del bloque, la fuerza debida al agua (U_1) está relacionada con la presión de agua promedio u_1 por:

$$U_1 = |U_1| (-n_1) = u_1 A (-n_1) \quad 9.6$$

Una fuerza debida a sismo puede ser tratada como una fuerza pseudo - estática con una aceleración constante $a=Kg$. La fuerza de inercia será:

$$\frac{r}{FI} = Kg \frac{W}{g} = K \left| \frac{r}{W} \right| \quad 9.7$$

K tiene una magnitud a bidimensional y dirección opuesta a la aceleración del sismo. Debido a que esa dirección normalmente no es conocida, se selecciona aquella que se considere más crítica.

La acción de soportes activos (anclajes, muros) vendrá expresada por

$$B = |B| b \quad 9.8$$

La mejor dirección b se encuentra buscando la más económica de las soluciones seleccionadas por tanteo y error.

EJEMPLO No. 9.3

Se va a analizar el deslizamiento sobre una discontinuidad que tiene un rumbo N40W y buzamiento de 30° al Sur; se conoce que el ángulo de fricción es de 45° y el bloque que está en situación potencial de deslizamiento pesa 10,000 toneladas.

- 1) ¿Cuál es el factor de seguridad del bloque, considerando un deslizamiento bajo su propio peso?

El factor de seguridad está dado por la ecuación 9.1:

$$FS = \frac{\tan \phi_{disponible}}{\tan \phi_{requerido}} \quad 9.1$$

ϕ disponible = ángulo de fricción en la discontinuidad

ϕ requerido = ángulo de fricción correspondiente a ciertas condiciones de equilibrio bajo un sistema de fuerzas; corresponde al ángulo de fricción que produce un círculo de fricción que pase por la resultante.

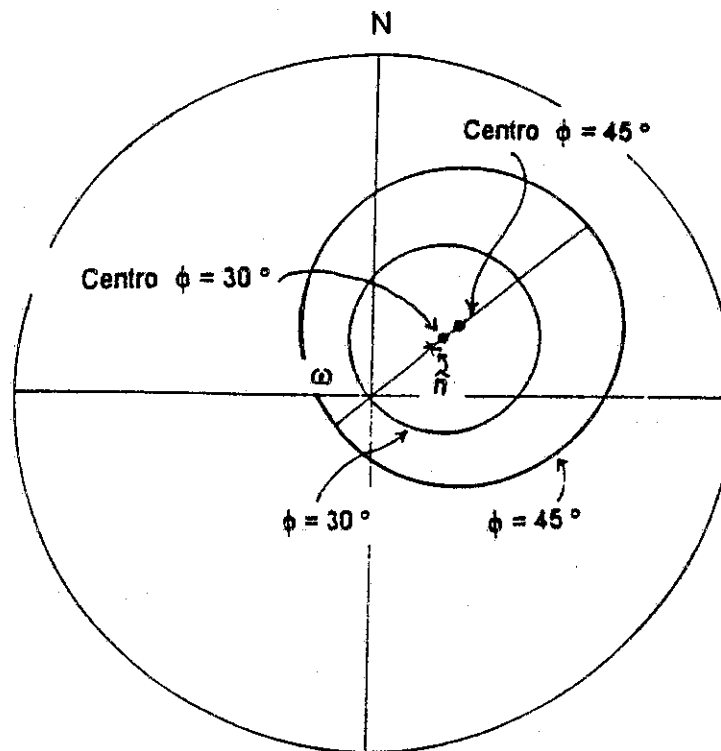
En este ejemplo:

$$FS = \frac{\tan 45^\circ}{\tan 30^\circ} = 1.73$$

En la figura 86 se ha representado la normal N al plano de discontinuidad, así como el círculo de fricción correspondiente a $\phi = 45^\circ$, de acuerdo a las técnicas descritas cuando se introdujo al concepto del cono de fricción. Nótese en la figura 86 que para que w (centro de la proyección) toque un círculo de fricción, es necesario que ϕ requerido = 30° .

FIGURA 86

Representación de un plano y un ángulo de fricción de 45° . Para que el centro de la proyección w , toque un círculo de fricción, el ángulo de fricción deberá ser de 30° . Tomado de Sakedo, 1981b.



2) Qué fuerza de anclaje B debe ser utilizada para aumentar el factor de seguridad a 2.5?

$FS = 2.5 \rightarrow \phi$ requerido = 22° se ha dibujado en otra figura para visualizar más claramente el problema. Véase figura 87.

Como W es vertical, un plano común a cualquier vector B y W debe ser vertical, lo que es igual a una línea recta por el centro de la proyección. En este sentido, cualquier dirección entre Norte y S83°E puede ser satisfactoria para el vector de anclaje (Véase figura 87). La dirección seleccionada debe tomar en cuenta varios factores tales como acceso, facilidades operacionales para la máquina de perforar, costo del acero, etc.

FIGURA 87

Solución a un vector de anclaje, cualquier dirección entre Norte y S83°E es satisfactoria, es decir cualquier dirección que atraviese el círculo de fricción con un factor de seguridad de 2.5 (ángulo de fricción = 22°).

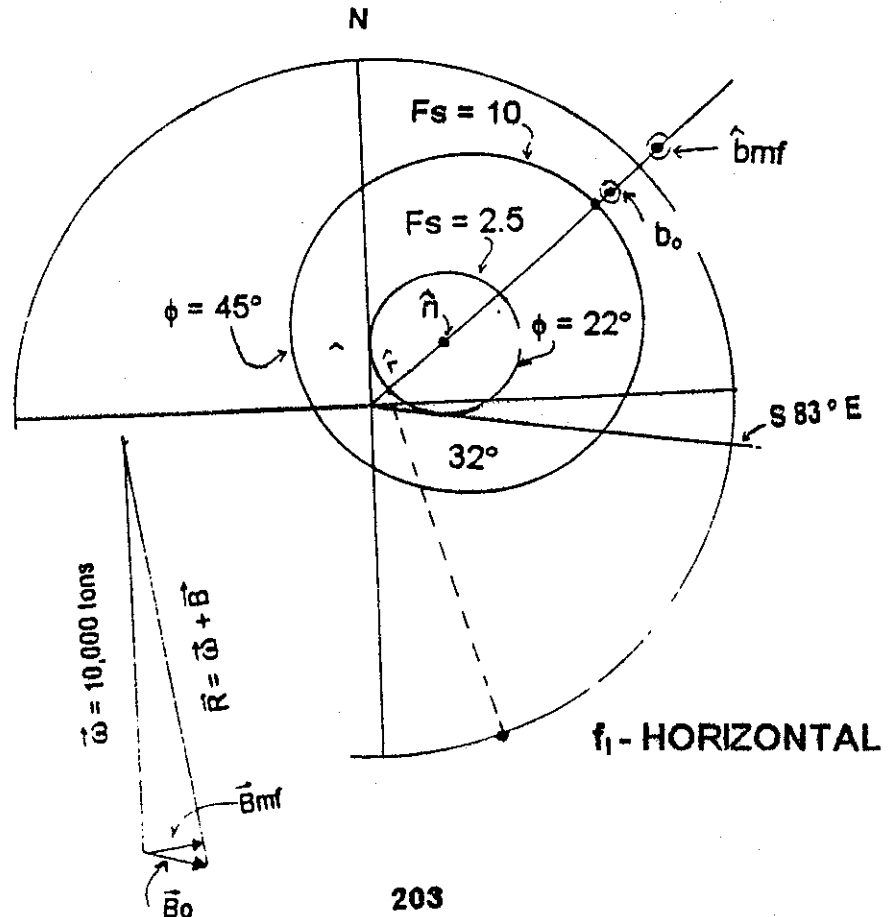
w = Fuerza debido al peso del bloque

Bmf = Fuerza de anclaje mínima

bmf = dirección de fuerza de anclaje Bmf ($^\circ$ por encima de la horizontal).

w = Dirección de la fuerza w

r = Dirección de la fuerza resultante entre w y Bmf.



Si se quiere calcular la fuerza mínima de anclaje, ésta será la correspondiente a un vector de tal forma que la dirección r de la resultante entre W y B , descansa en el círculo de fricción correspondiente a $\phi = 22^\circ$, con la fuerza mínima.

Con el uso de la red de Wulff puede medirse el ángulo entre w y r , el cual resulta de 8° , y con el polígono de fuerzas dibujado en la parte inferior izquierda de la figura 87, puede determinarse que la mínima fuerza de anclaje es de 1.390 toneladas y en dirección bmf debe ser de 8° por encima de la horizontal.

La longitud mínima de anclaje sería en la dirección n , pero la fuerza requerida sería mucho mayor.

Para continuar el problema se asume que finalmente se seleccionó una dirección de anclajes identificada como bo en la figura 87, lo cual resulta en una fuerza de anclaje $B_o = 1.500$ toneladas.

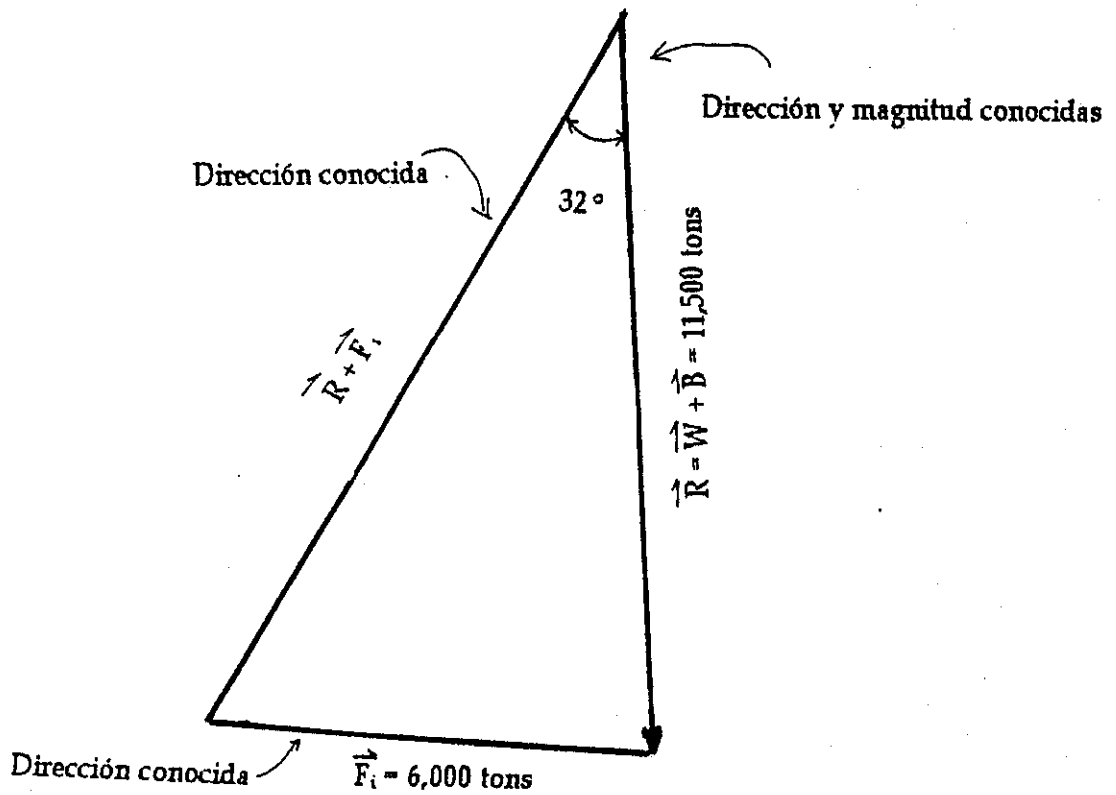
3) En caso de un sismo, qué coeficiente de aceleración producirá el deslizamiento del bloque anclado?. La aceleración es horizontal en dirección $N20W, S20E$.

Antes del sismo la fuerza resultante está en r , pero durante el sismo la resultante se mueve en un plano (meridiano o círculo mayor) común a r y i , y el bloque comienza a deslizarse cuando la resultante toca el círculo de fricción ($\phi = 45^\circ$), lo que corresponde a una rotación de 32° . Mediante el polígono de fuerza de la figura 88, puede obtenerse que la fuerza de inercia KW es 6.000 toneladas, luego $K = 0.60g$.

Aún cuando no es requerido por el problema, la dirección más crítica para la fuerza de inercia es $S50W$, formando un ángulo de 90° con r ; esto daría como resultado un vector inclinado a 15° por encima de la horizontal en esa dirección.

FIGURA 88

Polígono de fuerzas para el caso de sismo. El ángulo de 32° fue obtenido de la figura 87 (véase texto).



9.3.2. Análisis de fallas cuneiformes

Cuando se va a analizar una "cuña" con las caras en contacto con roca, existen tres posibles modos de deslizamiento: en alguno de los dos planos o según la línea de intersección. Es evidente que el bloque no puede deslizarse según el vector de buzamiento en ninguno de sus planos, por lo tanto, por cinemática, existen varias direcciones que se pueden clasificar como "seguras" frente a un deslizamiento.

EJEMPLO No. 9.4

Se quiere analizar el deslizamiento de un bloque limitado por dos planos con las siguientes orientaciones:

Plano	Rumbo	Buzamiento
P1	N50E	60 S
P2	N10E	50 NW

El ángulo de fricción en el plano 1 es 30° y el ángulo de fricción en el plano 2 es 40° .

El procedimiento a seguir es el siguiente (Véase figura 89):

- 1) Represente en forma gráfica los vectores normales N_1 y N_2 ; estos vectores apuntan hacia afuera del bloque hacia las caras de soporte. En algunos casos, uno o ambos de estos vectores normales, estarían en el hemisferio superior; en estos casos se pueden usar dos dibujos en los distintos hemisferios o extender la proyección del hemisferio inferior hasta afuera del círculo horizontal.
- 2) Ubique en la proyección la línea I_{12} de intersección entre los dos planos.
- 3) Trace círculos mayores (meridianos) comunes a N_1 e I_{12} y a N_2 e I_{12} . Véase en figura 89 planos $N_1 I_{12}$ y $N_2 I_{12}$.
- 4) A lo largo del plano $N_1 I_{12}$ marque los puntos p y q a una distancia ϕ_1 desde N_1 , donde ϕ_1 es un ángulo de fricción en el plano 1.
- 5) A lo largo del plano $N_2 I_{12}$ marque los puntos s y t a una distancia ϕ_2 desde N_2 .
- 6) Trace círculos mayores a través de p y s, y a través de q y t.
- 7) Construya círculos de fricción de radio ϕ_1 , alrededor de N_1 , y de ϕ_2 alrededor de N_2 . Se traza solamente la parte del círculo mostrada en la figura 89, ya que el resto es cinemáticamente imposible.

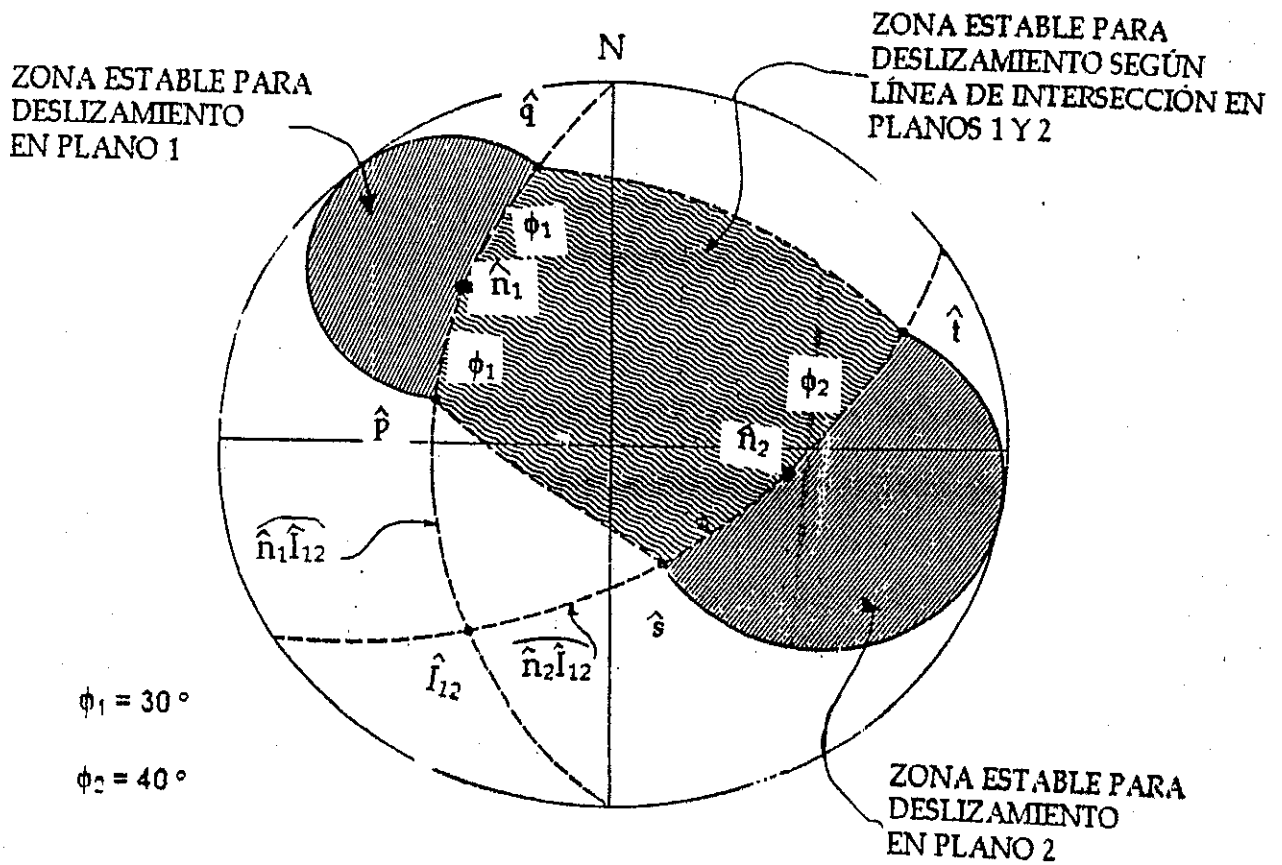
En la figura 89 toda el área sombreada representa el círculo de fricción generalizado f para el bloque analizado; cualquier resultante de fuerzas que caiga dentro de esta zona se considera segura, de lo contrario, el bloque deslizará.

En las dos zonas que representan deslizamiento bien en P_1 o en P_2 , el factor de seguridad se define como se indicó en el ejemplo de falla planar.

Cuando el bloque se mueve según la línea de intersección, existe una combinación infinita de valores de ϕ_1 y ϕ_2 que pudieran restringir la zona estable, de forma tal que pase por un punto que defina una resultante dentro del área sombreada; esto significa que hay numerosos factores de seguridad.

FIGURA 89

Representación gráfica de dos vectores normales N_1 y N_2 . El área sombreada representa el círculo de fricción generalizado para el bloque analizado. Cualquier resultante de fuerzas que caiga sobre esta zona se considera segura, de lo contrario el bloque se deslizará. Tomado de Sakedo, 1981b.

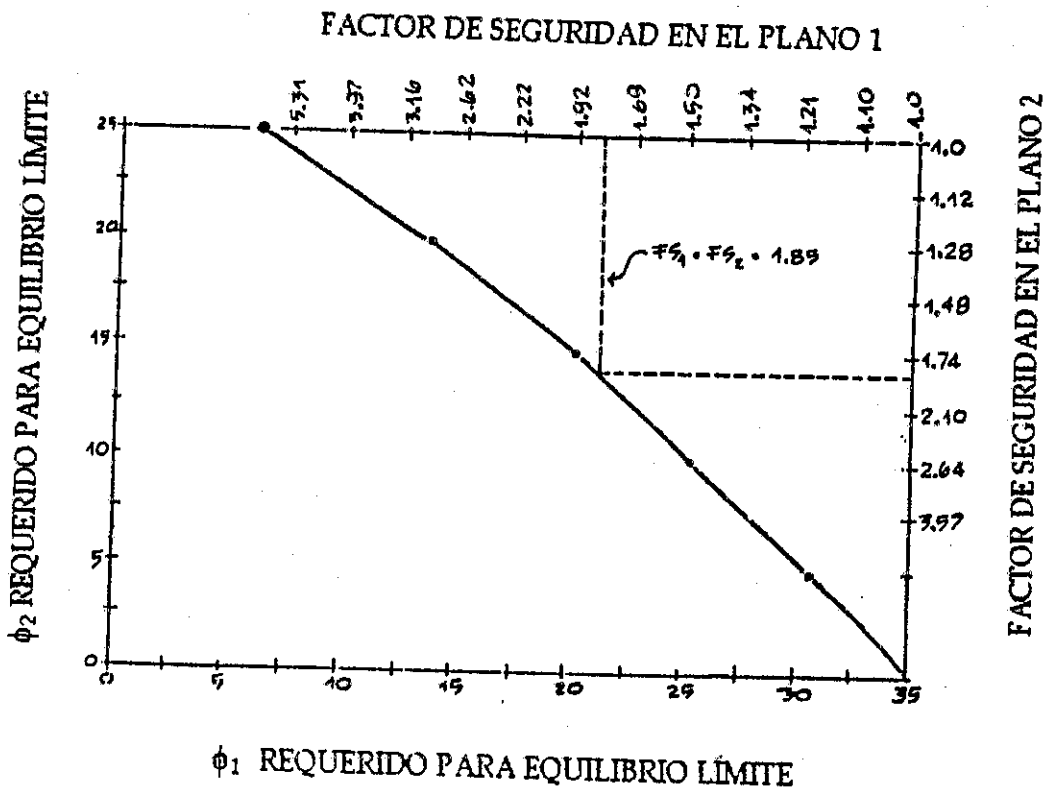


Goodman considera que se pudiera adoptar una convención tal que el "factor de seguridad" es el valor que produce el mismo factor de seguridad en ambos planos simultáneamente, sin embargo, no hay justificación teórica para tal definición. En la figura 90 este valor sería 1.85. Goodman recomienda que

es más significativo utilizar una curva de ϕ_1 requerido -vs- ϕ_2 requerido, como una expresión de seguridad y hacer una especie de "análisis sensitivo" de la seguridad del abloque ante posibles cambios de fricción. En la figura 90 se presenta la combinación infinita de ángulos de fricción que producirían una condición de equilibrio límite.

FIGURA 90

Combinación infinita de ángulos de fricción que produciría una condición de equilibrio límite del ejemplo 9.4. Según Goodman el valor 1.85 como factor de seguridad en ambos planos sería el valor a adoptar. Sin embargo, Salcedo (1981b) no ve ninguna justificación teórica para adoptar dicho valor.



CONCLUSIONES

1. La estabilidad de taludes rocosos depende en gran parte de la existencia, distribución espacial y naturaleza de planos defectuosos o discontinuidades dentro del macizo rocoso. Un mal control geológico en la estratigrafía de la zona, ó en la estructura geológica durante la etapa de factibilidad de un proyecto puede provocar malos diseños, que den como resultado posteriores y costosas reparaciones, un ejemplo de lo anterior es el proyecto Hidroeléctrico Pueblo Viejo - Quixal (Chixoy), el cual por malas evaluaciones de tipo geológico y geotécnico en las etapas de pre y factibilidad resultó costando varias veces más de lo inicialmente presupuestado. Por lo tanto, siempre hay que pensar que al invertir en estudios que den un mayor conocimiento del macizo rocoso durante la etapa de pre y factibilidad, lo cuál resultará en un ahorro durante la construcción y la vida útil del proyecto.
2. Previo a la utilización de cualquier método de análisis de diseño de taludes en macizos rocosos es necesario realizar una gran cantidad de mediciones y determinaciones para determinar el método de análisis. Es necesario incluir en el análisis desde estudios regionales hasta métodos puntuales los cuales estarán acordes según la magnitud del proyecto, la vida útil del mismo y la inversión a realizar.
3. La importancia de analizar las condiciones de meteorización del macizo rocoso radica en que se puede evaluar el posible comportamiento mecánico del material, y el probable tipo de ruptura que se dará al diseñar un talud en el macizo, ya que si la meteorización es muy profunda e intensa el tipo de ruptura puede ser análogo al de un talud en suelos. La determinación del grado de meteorización es información muy útil en etapas posteriores del diseño, en el cual se escogerá si un macizo rocoso está lo suficientemente sano para comportarse como tal, o bien se comportará como suelo.
4. Quizá entre las contribuciones más importante de la presente tesis, es que se dan a conocer en Guatemala, los sistemas de clasificación para macizos rocosos: el método del Consejo Sudafricano para la Investigación Científica (CSIR, siglas en inglés) y el del Instituto Geotécnico Noruego (NGI, siglas en inglés). Estas clasificaciones han sido ideadas para excavaciones subterráneas, sin embargo, son ampliamente utilizadas en el diseño preliminar de taludes en macizos rocosos. Se recomienda que ambos métodos deben utilizarse simultáneamente, ya que los mismos reúnen la suficiente cantidad de datos para poder evaluar todos los factores que influyen en la estabilidad de una excavación subterránea, o un talud en un macizo rocoso, en una primera

aproximación. Los valores obtenidos al utilizar estas clasificaciones de macizos pueden utilizarse como parámetros de diseño en las etapas iniciales de trabajos tanto de obras subterráneas como en taludes en roca.

Las únicas limitaciones en la utilización de los métodos de clasificación de macizos rocosos antes señalados son:

- a) El método del CSIR tiene dificultades en terrenos de calidad extremadamente mala, que involucran rocas comprimidas o expansivas y grandes flujos de agua, debido a que el sistema originalmente fue ideado para túneles a baja profundidad en roca dura fracturada. En estos casos la clasificación del NGI es más efectiva.
 - b) Para el caso de diseño de taludes en macizos rocosos duros y con características muy inclinadas donde la estabilidad de la excavación se puede ver afectada por caídas, volcaduras y deslizamientos gravitacionales, sobre las discontinuidades inclinadas. En estos casos los sistemas de clasificación de rocas no son adecuados.
5. La recopilación de datos estructurales puede requerir gran consumo de tiempo y representar altos costos dentro de las fases de pre y factibilidad, por lo que es importante que la cantidad de datos recolectados sean el mínimo requerido y sean suficientes para definir las características geométricas del macizo rocoso. El propósito de la recolección de datos estructurales es definir la geometría del macizo rocoso para proveer una base para la escogencia más apropiada del modo de ruptura del macizo. Esta es una de las más importantes decisiones de todo el proceso de la investigación de la estabilidad de taludes, ya que la escogencia incorrecta del modo de ruptura invalidaría el análisis realizado.
 6. Se debe recalcar que gran parte de la inestabilidad de los taludes es provocada por la presión del agua y no por el flujo de agua, por lo que es esencial en los estudios de estabilidad de taludes determinar dicha presión. La forma más económica y simple de disminuir la presión del agua y aumentar la estabilidad de los taludes es mediante drenajes adecuados. El diseño racional de los drenajes es únicamente posible si se entiende el comportamiento del agua dentro del macizo rocoso, a través de medidas de permeabilidad y presión de agua.
 7. La utilización de la plantilla estereográfica, tiende a simplificar el análisis de tipo de falla de los diversos tipos de falla en macizos rocosos, por lo que se recomienda su utilización, como parte integral de los estudios de pre y

factibilidad sobretudo en proyectos de gran magnitud, como son: minas a cielo abierto, centrales eléctricas, presas, etc.

8. Como puede verse a lo largo del desarrollo de la presente tesis, el diseño de taludes en macizos rocosos de obras de gran envergadura debe hacerse como un equipo de geólogos, geotecnistas, ingenieros civiles, ingenieros mineros, hidrólogos, e hidrogeólogos, que puedan prestar sus conocimientos en las diferentes fases de recopilación de datos, diseño y construcción de dichas obras.

RECOMENDACIONES

1. Al iniciar las investigaciones de taludes en roca o suelo, se recomienda hacer primero un estudio a nivel regional, para posteriormente pasar a ser caracterizaciones puntuales del sitio bajo estudio. Generalmente las observaciones a nivel regional, en fotografías aéreas, mapas a escala regional e imágenes de satélite darán una idea del comportamiento de la geología y el comportamiento geotécnico de los materiales a estudiar.
2. Se recomienda realizar investigaciones mediante trabajos de tesis en los siguientes temas: cálculo de ademe en túneles mineros; cálculo de refuerzo en taludes; métodos de anclaje, uso de geomallas y geotextiles para estabilización de taludes; drenaje adecuado de taludes en roca y suelo; programación de código de ordenador para el cálculo del diseño de obras para cada uno de los casos de túneles y taludes en roca y suelo.
3. Los métodos de proyecciones estereográficas contribuyen a facilitar la obtención de los criterios de falla de un talud en un macizo rocoso, por lo cual se recomienda su incorporación dentro de la práctica.
4. Los métodos de elementos finitos y análisis numérico tanto para el cálculo de esfuerzos como para el movimiento del flujo de aguas subterráneas en roca y suelo, son puntos interesantes para ser analizados en trabajos de tesis posteriores.
5. Guatemala está alcanzando un nivel de desarrollo en que cada día se incrementan los diseños y tipo de obras que actualmente requieren de servicios especializados en ingeniería de suelos, ingeniería de taludes, tales como: proyectos de presas de riego e hidroeléctricas, y servicios de geología aplicada a la ingeniería civil (geotecnia). Por tal razón se recomienda que la Escuela de Ingeniería Civil de la Facultad de Ingeniería, inicie un programa de postgrado itinerante en Geotecnia, tratando de no saturar el mercado laboral.
6. Se recomienda la instalación en la Facultad de Ingeniería de un laboratorio dedicado al análisis de muestras de roca, que incluya análisis petrográficos y análisis geotécnicos de esfuerzos en roca.

BIBLIOGRAFÍA

- BENIAWSKI, Z.T., 1976: Classification System is used to predict rock mass behavior. *World Construcion* , pp. 44-47.
- BERGANZA N., H., 1988: Estudios Geológicos para carreteras. Tesis de graduación de Ingeniero Civil, Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos, Guatemala, Guatemala. 95 pp.
- CHEENEY, R.F., 1983: *Statistical Methods in Geology*. George Allen & Unwin, Londres. 169 pp.
- COSILLO P., A.G., 1997a: Estudio geológico - geotécnico del deslizamiento de suelos de la aldea La Cumbre, San Ildefonso Ixtahuacán, Huehuetenango. Trabajo Profesional Realizado para Minas de Guatemala, S.A. Mayo 1997. (inédito).
- COSILLO P., A.G., 1997b: Análisis fotogeológico del distrito minero de San Ildefonso Ixtahuacán, Trabajo Profesional realizado para Minas de Guatemala, S.A. Abril 1997. (inédito).
- BADGLEY, P.C., 1959: *Structural Methods for the exploration geologist*. Harper & Brothers, Publishers, New York. 280 pp.
- RAGAN, D., 1973: *Structural geology. An introduction to geometrical techniques*. 2nd. edition John Wilen & Sons.

REFERENCIAS

- BERGOEIN, J.P.; Brenes, L.G. & Malavassi, E., 1983: Geomorfología del pacífico Norte de Costa Rica (Explicación al mapa geomorfológico 1:100,000). Oficina de Publicaciones, Universidad de Costa Rica, San José. 97 pp.
- BURRION GIL, E.R., 1985: Análisis de la influencia de la mecánica de rocas en la estabilidad y mecanismos de falla en taludes. Tesis de graduación de Ingeniero Civil, Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos, Guatemala, Guatemala. 107 pp.
- COSILLO P., A.G., 1989: Geoquímica y geología estructural del yacimiento aurífero Bellavista, Miramar, Puntarenas, Costa Rica. Universidad de Costa Rica, Escuela de Ciencias, Escuela Centro Americana de Geología, Tesis de graduación de Licenciatura en Geología. San José, 169 pp.
- DIRECCIÓN DE GEOLOGÍA, 1990a: Estudio geotécnico sector Catia, Escala 1:5,000. Carta Semanal No. 1594. Ministerio de Energía y Minas de Venezuela. Dirección de Información y Relaciones, 23 de marzo de 1990. pp. 91-38.
- DIRECCIÓN DE GEOLOGÍA, 1990b: Estudio geotécnico de la Ciudad de San Cristóbal y sus alrededores. Carta Semanal No. 1614. Ministerio de Energía y Minas de Venezuela. Dirección de Información y Relaciones. 10 de agosto de 1990. pp. 9-26.
- HOECK, E. & Bray, J., 1981: Rock Slope Engineering. The Institution of Mining and Metallurgy, Londres. 358 pp.
- HOECK, E. & Brown, E.T., 1985: Excavaciones Subterráneas en Roca. McGraw Hill México. 634 pp.
- ISMR, 1981: Rock Characterization. Testing and monitoring. Suggested Methods. E.T. Brown. Pergamon Press.
- LAMBE, T.W. & Whitman, R.V.: 1984: Mecánica de suelos. Limusa. 582 pp.
- MORA CASTRO, S.; Laporte M., G. & Ramírez E., O., 1983: Iniciación a la geotecnia. Universidad de Costa Rica. Escuela Centroamericana de Geología. 246 pp.

- SALCEDO, D.A., 1981a: Taludes en macizos rocosos: "Introducción a la técnica de proyecciones hemisféricas". Boletín Geomec Octubre. Escuela de Geología, Minas y Geofísica. UCV. Caracas. pp 1-43.
- SALCEDO, D.A., 1981b: Taludes en macizos rocosos: "Metodologías con las proyecciones hemisféricas". Boletín Geomec Diciembre. Escuela de Geología, Minas y Geofísica. UCV. Caracas. pp 1-55.
- SALCEDO, D.A. & Perri, G., 1982: Taludes en macizos rocosos: "Aplicación de los métodos de las proyecciones hemisféricas a las rocas que constituyen las colinas alrededor de Caracas". Boletín Geomec Febrero. Escuela de Geología, Minas y Geofísica. UCV. Caracas. pp 1-43.
- SALCEDO, D.A., 1983: Macizos rocosos: Caracterización, resistencia al corte y mecanismo de rotura. Boletín Geomec Julio. Escuela de Geología, Minas y Geofísica. UCV. Caracas. pp 143-215.
- SISSAKIAN, V., Soeter, R. & Rengers, N., 1983: Engineering geological mapping from aerial photographs the influence of photo scale on map quality and the use of stereo-orthophotographs. ITC Journal. La Haya. pp. 109-118.