

EL USO DE LAS PROYECCIONES HEMISFERICAS COMO
TECNICA DE PREDICCIÓN Y ANALISIS DE PROBLEMAS
RELATIVOS A ESTABILIDAD DE TALUDES EN MACIZOS
ROCOSOS.

Daniel Salcedo Rodriguez

Mayo, 1978

EL USO DE LAS PROYECCIONES HEMISFERICAS COMO TECNICA DE PREDICCIÓN
Y ANALISIS DE PROBLEMAS RELATIVOS A ESTABILIDAD DE TALUDES EN MACI
ZOS ROCOSOS.

I N D I C E

	<u>Página</u>
RESUMEN	1
I. INTRODUCCION	2
II. PROYECCIONES HEMISFERICAS	2
II.1. Proyección equiareal	3
II.2. Proyección equiangular	3
II.3. Terminología básica	4
II.3.1. Círculos mayores (Meridianos)	4
II.3.2. Círculos menores	4
II.3.3. Polo de un plano	4
II.3.4. Rumbo	4
II.3.5. Buzamiento	5
III. INFORMACION GEOLOGICA NECESARIA	6
IV. RESISTENCIA AL CORTE EN DISCONTINUIDADES	13
IV.1. Factores influyentes en la resistencia al corte	14
IV.1.1. Rugosidad	14
IV.1.2. Tamaño de la muestra en ensayos de corte	16
IV.1.3. Rango de esfuerzos normales	17
IV.1.4. Cohesión y cohesión aparente	17
IV.1.5. Presencia de agua	19
IV.1.6. Relleno en discontinuidades	20
IV.1.7. Resistencia pico y residual	20
V. MODOS DE FALLA EN MACIZOS ROCOSOS	22
V.1. Fallas planares	22
V.1.1. Método de Barton	23
V.1.2. Método de Hoek y Bray	23
V.2. Fallas cuneiformes	26

I N D I C E

	<u>Página</u>
V.3. Fallas por volcamiento	27
V.4. Fallas circulares	28
VI. ANALISIS CINEMATICO DE TALUDES	29
Ejemplo N° 1	29
Ejemplo N° 2	30
VII. CONCEPTO DEL CONO DE FRICCION	35
Ejemplo N° 3	35
Ejemplo N° 4	36
VIII. METODOLOGIAS DE TRABAJO Y EJEMPLOS	37
VIII.1. Metodología de Klaus John	37
Ejemplo N° 5	38
VIII.2. Metodología de Branthoover y Richard	43
Ejemplo N° 6	43
VIII.3. Metodología de Panet y Struillou	46
Ejemplo N° 7	46
VIII.4. Metodología de Goodman	49
VIII.4.1. Análisis de falla planar	49
Ejemplo N° 8	51
VIII.4.2. Análisis de fallas cuneiformes	53
Ejemplo N° 9	53
VIII.5. Metodología de Hoek y Bray	56
VIII.5.1. Análisis de falla planar	57
Ejemplo N° 10	57
VIII.5.2. Análisis de fallas cuneiformes	58
VIII.6. Metodología de Londe, Vigier y Vormeringer	60
IX. PREDICCION DE PROBLEMAS DE ESTABILIDAD	64
IX.1. Fase de anteproyecto	64
IX.2. Fase de proyecto	67
X. APLICACION DE LOS METODOS A LAS ROCAS METAMORFICAS QUE CONSTITUYEN LAS COLINAS ALREDEDOR DE CARACAS.	68

I N D I C E

	<u>Página</u>
XI. CONCLUSIONES FINALES	70
XII. BIBLIOGRAFIA	74

R E S U M E N

El presente trabajo describe diferentes metodologías que utilizan las proyecciones hemisféricas en análisis de estabilidad de taludes en macizos rocosos, resolviendo ejemplos prácticos que facilitarán su comprensión.

En forma complementaria se presenta una breve discusión de la información geológica requerida y de los factores que influyen en la determinación y selección de la resistencia al corte en discontinuidades.

Finalmente, se discute la utilización de las metodologías en fase de anteproyecto y proyecto de obras civiles, así como su aplicación a las rocas metamórficas que constituyen las colinas que circundan el Valle de Caracas, Venezuela.

I. INTRODUCCION

La construcción de grandes obras civiles en sitios donde las estructuras descansan básicamente sobre macizos rocosos, ha traído como consecuencia que el geólogo y el ingeniero de suelos converjan hacia el campo común de la Mecánica de Rocas. Uno de los aspectos de mayor importancia en el comportamiento de un macizo rocoso es la evaluación y análisis de su estabilidad. Para ello se necesita, en forma general, una exploración geológica detallada, una investigación de las características de la resistencia al corte en las discontinuidades de la roca y luego al cálculo propiamente dicho de la estabilidad.

Este trabajo se concentra principalmente al uso de las proyecciones hemisféricas como técnica de evaluación y análisis de macizos rocosos. A fin de conocer los aspectos que están relacionados con estos análisis, se presenta, en forma breve, una discusión de la información geológica requerida, así como de los factores que influyen en la determinación y selección de la resistencia al corte en las discontinuidades.

La metodología de este trabajo consistió en realizar previamente una investigación bibliográfica referente al uso de proyecciones hemisféricas en análisis de estabilidad, resolver ejemplos prácticos utilizando diferentes proyecciones, incluyendo finalmente experiencias profesionales del autor.

Se espera que este trabajo constituya el resumen teórico-práctico que necesita el geólogo o el ingeniero de suelos que se inicia en el uso de esta técnica.- La forma como han sido explicadas las diferentes metodologías de trabajo y los ejemplos resueltos, permitirán visualizar e interpretar las proyecciones hemisféricas; éstas en principio, aparentan ser de uso complicado pero realmente se trata de una técnica sencilla que puede ser incorporada como método de rutina.

II. PROYECCIONES HEMISFERICAS

Las proyecciones hemisféricas han sido ampliamente utilizadas por profesionales de la geología, principalmente aplicadas a la cristalografía y a la geolo-

gía estructural. Sin embargo, en los últimos 10 años, esta técnica se ha venido utilizando con éxito en problemas relativos a la estabilidad de taludes en roca. La potencia de esta técnica es tal, que permite enfocar los problemas de estabilidad en forma tridimensional, como realmente ocurren, evitando la práctica ingenieril común de reducir el análisis a una sección bidimensional.

A continuación se darán algunos conceptos fundamentales de los tipos de proyecciones, recomendando al lector no familiarizado con su utilización, revisar la literatura cubierta por Phillips (38), Ragan (39), Donn (7) y Goodman (9) y (11).

En la Figura 1 se muestran tres tipos diferentes de proyecciones hemisféricas tomando como hemisferio de referencia al hemisferio inferior, utilizado exclusivamente en los ejemplos que se presentarán posteriormente.

Debido a que los dos tipos de proyecciones más utilizados en este trabajo son la proyección equiangular y la de igual área o equiareal, concentraremos nuestra discusión en ellas:

II.1. Proyección equiareal

Tiene la característica de que una unidad del área en cualquier posición en la proyección, representa la misma fracción del área total del hemisferio de referencia. Esta propiedad es de gran utilidad para evaluaciones estadísticas de los datos geológicos y para analizar al mismo tiempo sus consecuencias ingenieriles. Una de las desventajas de este tipo de proyección es la distorsión, la cual se hace mayor hacia la circunferencia del círculo de proyección. En la Figura 2 se muestra una red equiareal formada por meridianos y paralelos donde se nota el efecto de distorsión. Esta red se conoce también como red de Lambert o de Schmidt.

II.2. Proyección equiangular

En este tipo de proyección, el área de un determinado tamaño en la superficie del hemisferio de referencia, se representa en una proyección estereográfica

por un área cuyo tamaño aumenta a medida que aumenta la distancia del centro del círculo de proyección. Otra diferencia importante con respecto a la proyección equiareal, es el hecho que un área circular trazada en cualquier sitio -- del hemisferio de referencia, se representa por un área casi circular en la proyección esteográfica, sin embargo, en la proyección equiareal será aproximadamente circular, solo en la zona cercana al centro de la proyección. En la Figura 3 se presenta la red utilizada para proyecciones estereográficas, conocida también como la red de Wulff.

Es conveniente destacar que en parte de la literatura consultada se usa el término "proyecciones estereográficas" para ambos tipos de proyecciones, sin embargo, la equiareal es una modificación de la estereográfica como puede verse en la Figura 4. En este trabajo el término proyección estereográfica solo es usado referido a la proyección equiangular.

II.3. Terminología básica

II.3.1. Círculos mayores (Meridianos)

Constituyen la línea de intersección de un plano con el hemisferio de referencia, a través del centro de la esfera.

II.3.2. Círculos menores

Constituyen los "paralelos" de la red.

II.3.3. Polo de un plano

Es el punto en el cual la superficie de la esfera es intersectada por una normal al plano en referencia. En este sentido la orientación de un plano puede ser representada por su círculo mayor o por su polo.

II.3.4. Rumbo

Se utilizará en este trabajo la simbología tradicional en el país, refiriéndose siempre al Norte, indicando el ángulo hacia ambos sentidos,

por un área cuyo tamaño aumenta a medida que aumenta la distancia del centro del círculo de proyección. Otra diferencia importante con respecto a la proyección equiareal, es el hecho que un área circular trazada en cualquier sitio -- del hemisferio de referencia, se representa por un área casi circular en la proyección esteográfica, sin embargo, en la proyección equiareal será aproximadamente circular, solo en la zona cercana al centro de la proyección. En la Figura 3 se presenta la red utilizada para proyecciones estereográficas, conocida también como la red de Wulff.

Es conveniente destacar que en parte de la literatura consultada se usa el término "proyecciones estereográficas" para ambos tipos de proyecciones, sin embargo, la equiareal es una modificación de la estereográfica como puede verse en la Figura 4. En este trabajo el término proyección estereográfica solo es usado referido a la proyección equiangular.

II.3. Terminología básica

II.3.1. Círculos mayores (Meridianos)

Constituyen la línea de intersección de un plano con el hemisferio de referencia, a través del centro de la esfera.

II.3.2. Círculos menores

Constituyen los "paralelos" de la red.

II.3.3. Polo de un plano

Es el punto en el cual la superficie de la esfera es intersectada por una normal al plano en referencia. En este sentido la orientación de un plano puede ser representada por su círculo mayor o por su polo.

II.3.4. Rumbo

Se utilizará en este trabajo la simbología tradicional en el país, refiriéndose siempre al Norte, indicando el ángulo hacia ambos sentidos,

hasta la E-W (Ej.: N20W, N40E). Se hace esta aclaratoria porque es común encontrar en la literatura el uso del concepto "dirección de buzamiento" o "azimut del buzamiento" que se refiere a ángulos medidos a partir del Norte en el sentido de las agujas del reloj. Ej.: Dirección del buzamiento = 130°, buzamiento 25°, en nuestra terminología equivale a un rumbo N40E, y buzamiento 25° Sur.

II.3.5. Buzamiento

Para la terminología utilizada en este trabajo, es necesario indicar además del ángulo, el sentido (N, S, E, W). Cuando se utiliza en lugar de "rumbo" la "dirección del buzamiento", solo es necesario indicar el ángulo de inclinación pues el sentido lo da directamente la dirección del buzamiento.

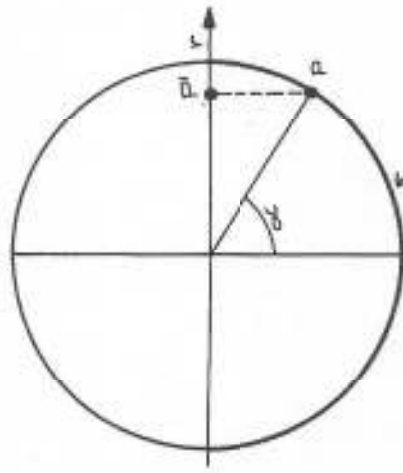
En la Figura 5 se muestra en forma gráfica tridimensional los conceptos antes mencionados.

En las referencias (18), (38) y (39), se explica la forma de representación de planos, polos, líneas de intersección y mediciones de ángulos, utilizando tanto la proyección equiareal como la equiangular.

La elaboración de diagramas polares de frecuencia de donde pueden obtenerse las orientaciones preferentes de sistemas de discontinuidades geológicas, no se explica en este trabajo por constituir una técnica ampliamente conocida. El lector que quiere ampliar a este respecto puede referirse a Billings (5).

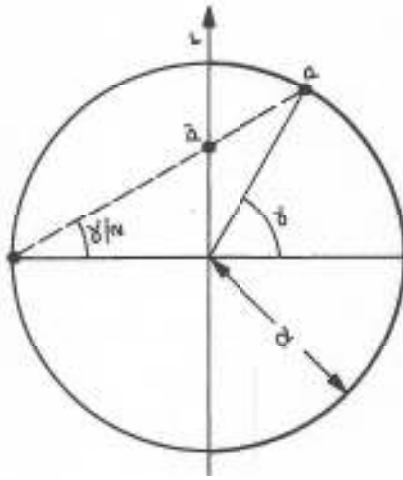
DIFERENTES TIPOS DE PROYECCIONES HEMISFERICAS

PROYECCION PARALELA



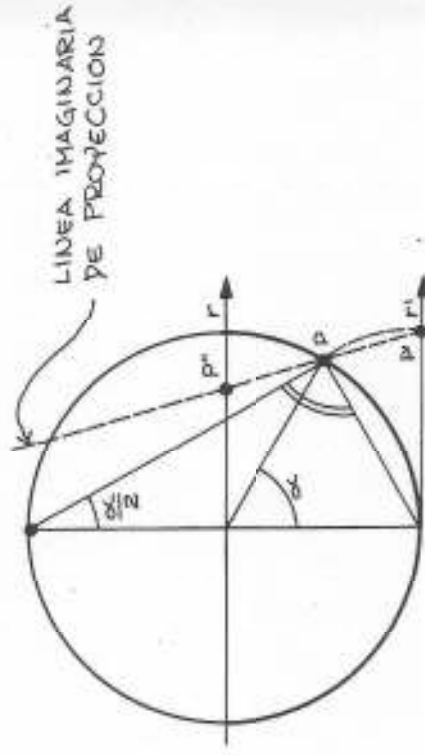
$$r = R \sin \alpha$$

PROYECCION DE IGUAL ANGULO (ESTEREO GRAFICA)



$$r = R \tan \frac{\alpha}{2}$$

PROYECCION DE IGUAL AREA

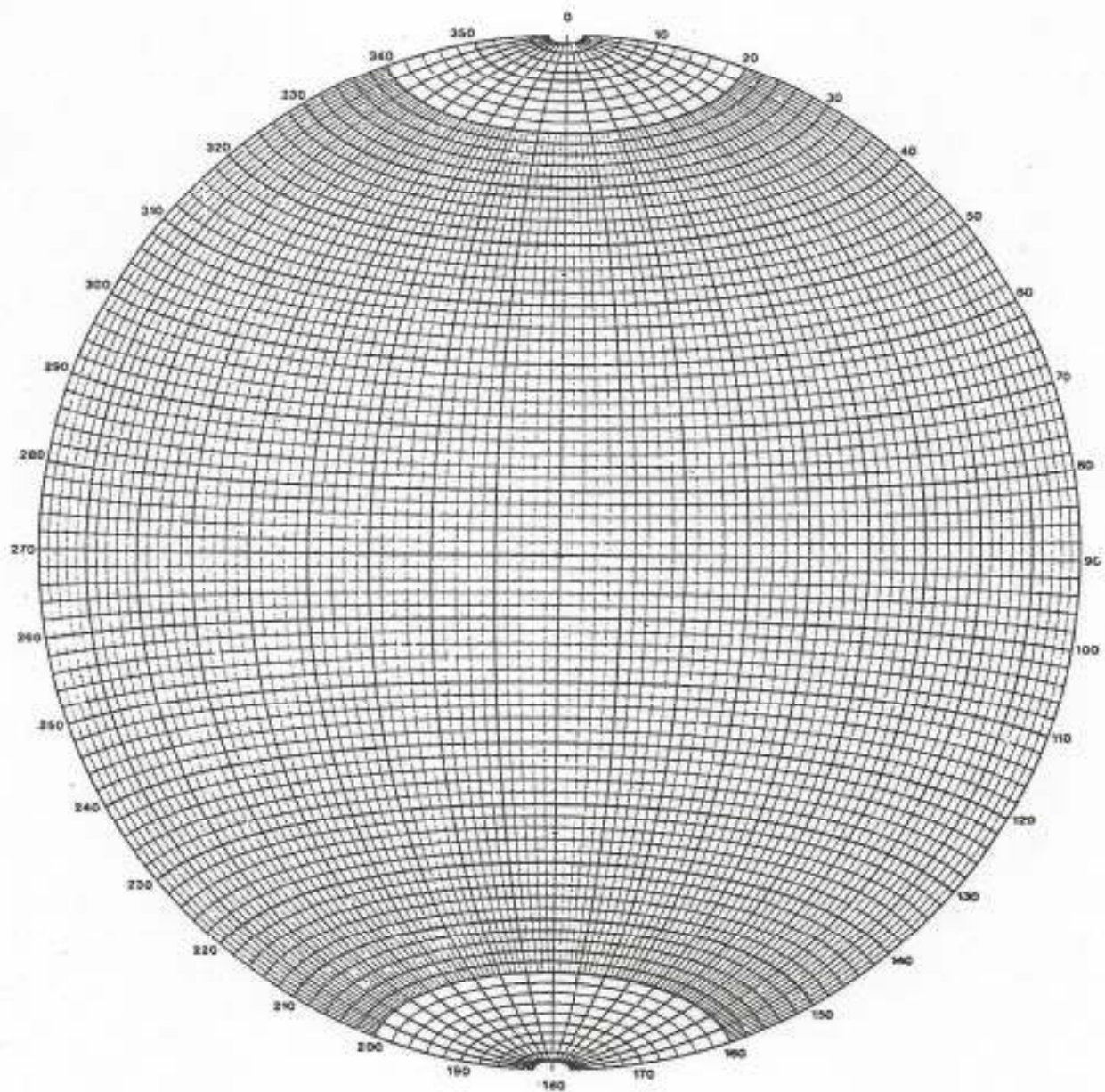


1º PROYECCION P a P'
 $r' = 2R \sin \frac{\alpha}{2}$

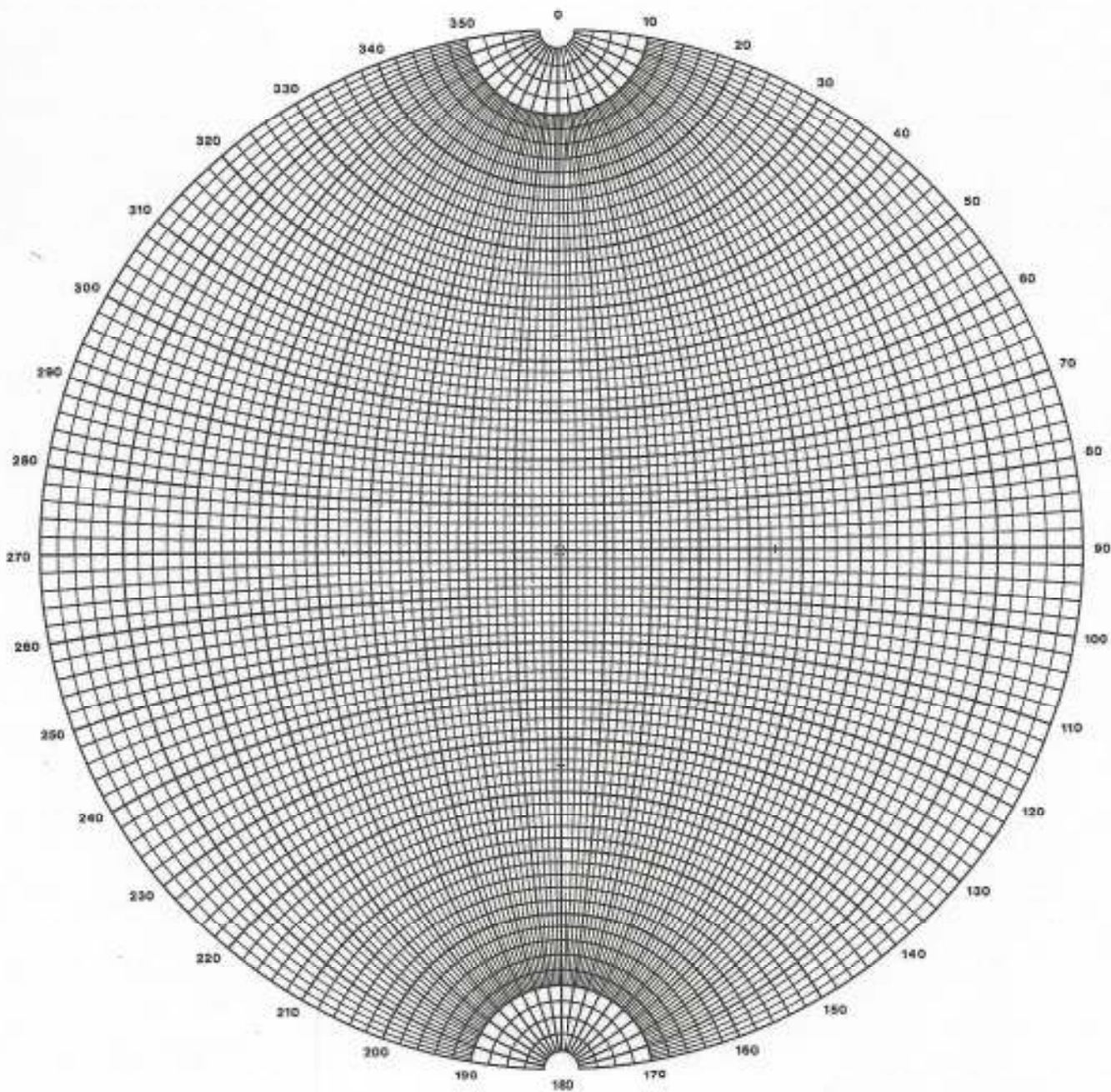
LUEGO REDUCIR AL PLANO DE DIBUJO
 P' a P'' POR $r = \frac{r'}{\sqrt{2}}$

$$r = \sqrt{2} R \sin \frac{\alpha}{2}$$

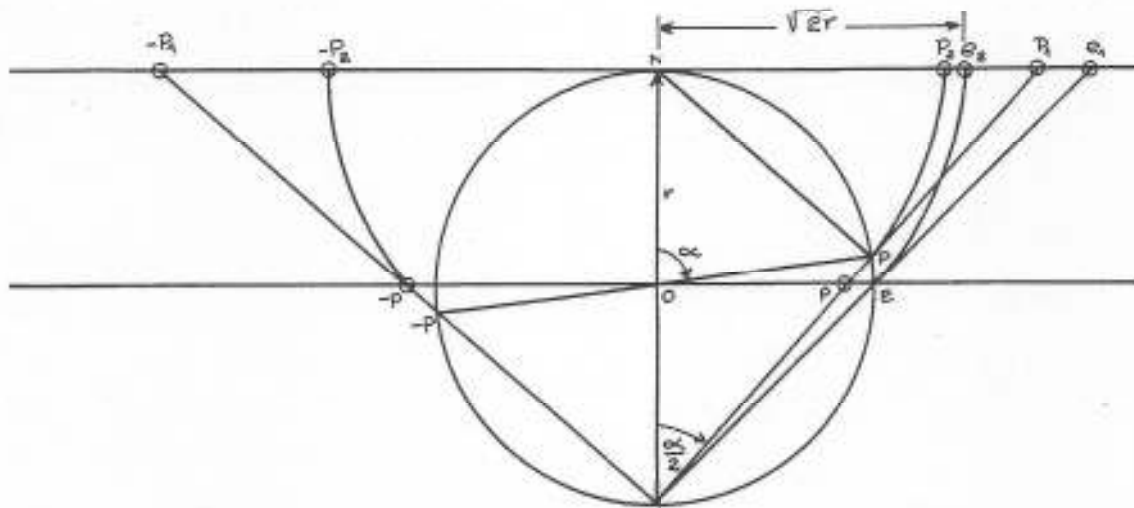
(JOHN, 1963)



RED EQUIAREAL



RED DE WULFF



RELACION ENTRE LA PROYECCION EQUIAREAL
Y EQUIANGULAR.

LA DISTANCIA DEL CENTRO DE REFERENCIA A LA
PROYECCION DE OP (REFERIDA AL PLANO OE) ES
 $r \tan\left(\frac{\alpha}{2}\right)$ EN PROYECCION ESTEREOGRAFICA Y
 $\sqrt{2} r \operatorname{sen}\left(\frac{\alpha}{2}\right)$ EN PROYECCION EQUIAREAL.

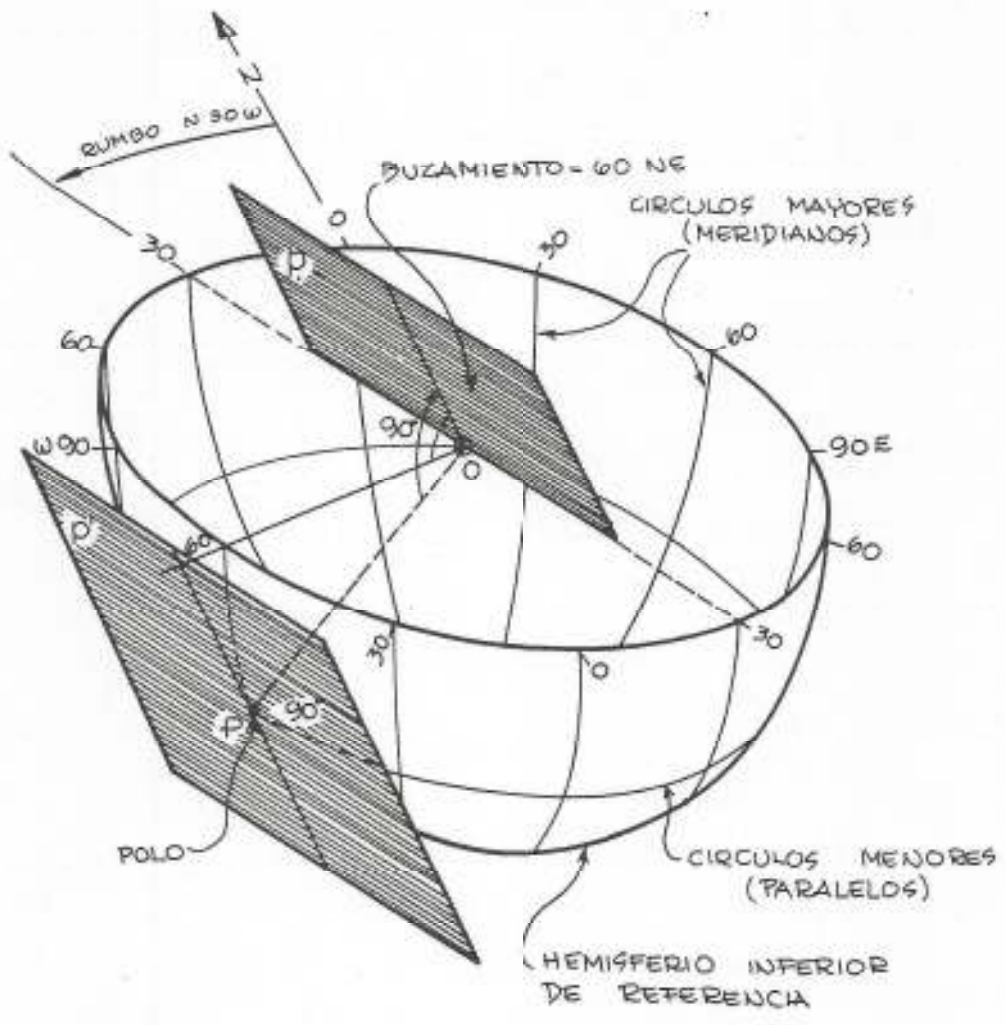


FIGURA 9

III. INFORMACION GEOLOGICA NECESARIA

La recopilación de datos geológicos que van a ser evaluados para el posterior análisis de estabilidad es la etapa de más importancia. De esta tarea, cuya responsabilidad está centrada en el geólogo de campo, dependerá el éxito de las siguientes etapas. Por ello hay que enfatizar que no importa lo bueno, preciso sofisticado o extensivo que sea el análisis de estabilidad, sino se basa en una correcta observación e interpretación de los datos geológicos. Es recomendable que el geólogo que va a obtener los datos de campo esté también familiarizado con los análisis a ser utilizados.

Patton y Deere (35), Hoek (15), Goodman (10), Heuzé (14 y 15) y Terzaghi R. (47) han publicado valiosos artículos referentes a los factores geológicos que controlan la estabilidad de taludes en roca. A continuación se presenta un resumen de la información básica necesaria y previa a los análisis de estabilidad:

- 1) Identificación y separación de unidades estratigráficas.
- 2) Identificación y separación de unidades litológicas y/o de diferente comportamiento geotécnico.
- 3) Características de meteorización de las rocas (cuantificar mediante grados relativos en el campo y corroborar con índices en base a técnicas petrográficas de laboratorio).
- 4) Además de la geología estructural convencional que se realiza comúnmente, es muy importante la determinación del origen de las discontinuidades y su secuencia de formación. Para ello es conveniente la colaboración de un geólogo especialista en geología estructural.
- 5) Orientación de fallas, diaclasas, pliegues, foliación, estratificación.
- 6) Características de las discontinuidades
 - a) Frecuencia
 - b) Penetrativa o poco desarrollada

- c) Abierta o cerrada
 - d) Relleno o sin relleno
 - e) Tipo de relleno y espesor
 - f) Tipo de superficie: estriada, lisa, rugosa (grado)
 - g) Plana, curva, irregular, ondulada (amplitud y frecuencia)
- 7) Orientación de la obra ingenieril a ser construída. (Ej.: eje de vía, eje de un túnel o presa.

- 8) Presencia o ausencia de presión de agua

Es uno de los factores de importancia en el diseño de taludes en roca ya que su presencia puede disminuir considerablemente el ángulo de la pendiente segura hasta en 25 grados.

Hay que hacer notar que lo más importante es la presión y no la cantidad de flujo. Es bueno recordar que el hecho de que no se observe flujo de agua en un talud, no es indicio cierto que descarte las presiones de aguas en el talud. Hoy día existen técnicas y dispositivos de mediciones de presiones de aguas que deberán utilizarse de acuerdo al juicio del profesional encargado de la obtención de los datos de campo.

- 9) Observación, descripción y levantamiento topográfico detallado de fallas ocurridas en taludes del área.
- 10) En base a las características geológicas del área el geólogo podrá, de acuerdo a su juicio, diferenciar "regiones o áreas estructuralmente iguales" donde las discontinuidades ocurren bajo un mismo patrón sistemático. En cada una de estas "regiones" se deberá proceder a la construcción de diagramas polares para definir las direcciones significativas y preferentes de los sistemas de discontinuidades, respecto a la población de discontinuidades. Este punto es crítico ya que esas direcciones constituirán las direcciones primarias para posibles fallas en el macizo rocoso.

Para la selección de los sistemas preferentes y su orientación es ne-

cesario la aplicación de técnicas estadísticas que han sido consideradas por Steffen y Jennings (43), por Heuze y Goodman (14) y (15) y por Terzaghi (47). Turner y Weiss (52) y Mc Mahon (31), presentan también interesantes observaciones respecto al uso de distribuciones estadísticas en la esfera, recopiladas y resumidas por Goodman (9).

En cuanto al uso de la información geológica que servirá de base al diseño Heuze y Goodman (14) han propuesto en forma muy resumida la siguiente metodología:

- 1) Clasificar el macizo rocoso en continuo, pseudo-contínuo o discontinuo, dependiendo de la importancia relativa de las discontinuidades - respecto a la estabilidad.
- 2) En base a las características de las discontinuidades geológicas, comparar éstas con la escala de la obra propuesta. Diferenciar entre "estructuras sencillas" y "estructuras múltiples".- Las primeras son discontinuidades que pueden ser representadas en un mapa individualmente, tales como fallas y diques. Las estructuras múltiples son sistemas de diaclasas, estratificación y foliación.
- 3) Seleccionando taludes de corte de orientación conocida, éstos en conjunto con las discontinuidades geológicas, definirán volúmenes de roca.

De acuerdo a la clasificación indicada previamente, los volúmenes se clasificarán en sencillos y múltiples; estos últimos están formados por la combinación de estructuras sencillas y múltiples y no se puede definir un tamaño único. En la Figura 6 se muestran ejemplos de volúmenes sencillos de roca y en la Figura 7 se muestran diferentes tipos de falla en un macizo rocoso.

- 4) La estabilidad de los volúmenes de roca sencillos puede ser estudiada por métodos analíticos con bastante precisión debido a que su tamaño es conocido. Sin embargo, la estabilidad de volúmenes múltiples de roca es difícil de analizar, debido a que hay muchos factores que dependen del tamaño del bloque, como cohesión, magnitud relativa de fuerzas de flujo, peso y fuerzas sísmicas. Por otro lado, la resistencia a la

fricción es independiente del tamaño, así como la relación entre el peso y la fuerza sísmica, cuando se utiliza un análisis pseudo-estático. En virtud de lo expuesto, el análisis de volúmenes múltiples de roca debe ser de naturaleza cinemático. Este tipo de análisis se explicará en capítulos subsiguientes de este trabajo.

- 5) Dividir el área de estudio en regiones homogéneas o "bloques geológicos" basándose en la complejidad de la geología y la presencia de estructuras geológicas mayores que pueden representar fronteras. Los resultados de evaluaciones estadísticas también contribuyen a la definición de dichos "bloques" o "regiones".
- 6) Para el caso de discontinuidades múltiples, determinar para cada "región" los sistemas de discontinuidades primarias. Para ello se definen dos índices, a saber:

- a) El promedio normalizado del número de observaciones (J)

$$J = \frac{\text{N}^\circ \text{ de observaciones para cada sistema}}{\text{N}^\circ \text{ total de observaciones}}$$

- b) El porcentaje (A) de distribución areal, definido como la relación de la longitud del túnel, o perforación donde el sistema fué observado, respecto a la longitud total del túnel o perforación en un sitio determinado.
- 7) Seleccionar los valores de rumbo y buzamiento de cada sistema que se utilizarán en el diseño.

Debido a que los valores de rumbo y buzamiento para un sistema presentan una cierta distribución, se debe decidir que porcentaje de observaciones debe ser retenido. Se sugiere que este porcentaje no sea menor de 65% a 68% lo cual corresponde, en una distribución normal, a las observaciones cuyos valores están dentro de una desviación standard de la media. Asimismo, es recomendable que el rango para selección de sistemas de discontinuidades no sea mayor de 30°, tanto para el rumbo como para el buzamiento; sin

embargo, es más conveniente aumentar el porcentaje de la población en lugar de disminuir el rango. Los sistemas poco frecuentes se descartan en esta etapa, sin embargo, si el sistema es poco frecuente pero de marcada debilidad, se recomienda incluirlo como estructura sencilla, los cuales pasan directamente a análisis posteriores sin previa evaluación estadística.

- 8) Determinación de los valores de espaciamiento de discontinuidades que se usarán en el diseño. El conocimiento exacto del espaciamiento no es tan crítico, debido principalmente a que los sistemas de discontinuidades forman bloques de diferentes tamaños. Sin embargo, antes de conocer el tamaño exacto de los bloques de roca, se pueden realizar análisis cinemáticos con el solo conocimiento de la orientación de dichos planos.

Ejemplos prácticos del uso de esta metodología se presentan en Heuzé y Goodman (14).

Algunos de los factores geológicos a ser obtenidos en el campo han sido evaluados por Steffen y Jennings (43), determinando su influencia en el cálculo del factor de seguridad. Ellos proponen un modelo de superficie de falla donde el plano de rotura no es perfectamente continuo sino que tiene zonas donde permanece la roca intacta; estas zonas las denomina "puentes de roca" (rock bridge).

Jennings y Robertson (24) habían definido previamente la relación de áreas donde existe la discontinuidad, respecto a la superficie total de falla, como un coeficiente "K" denominado coeficiente de "continuidad". El factor de seguridad es muy sensible a pequeñas variaciones en "K", de allí la importancia en su determinación, lo cual solo puede ser logrado mediante un reconocimiento de tallado de campo. En base al modelo indicado, Steffen y Jennings (43) concluyen que el factor de seguridad es una función de:

- 1) Orientación geométrica de las discontinuidades con relación al plano del talud.
- 2) Tamaño de las discontinuidades; longitud y ancho, principalmente su longitud.

- 3) Espaciamiento entre discontinuidades
- 4) Resistencia a lo largo de las discontinuidades (fricción y cohesión). Estos parámetros están seleccionados con el relleno, magnitud y dureza de la roca (σ_c) en la discontinuidad.
- 5) Resistencia de la roca intacta.
- 6) Presiones de agua dentro del talud rocoso.

La interrelación de estas variables es compleja y no es posible presentar en forma simplificada, la influencia sesgada de cada uno de los parámetros en el factor de seguridad. Sin embargo, los autores presentan una clasificación razonable de los parámetros en dos grupos, a saber:

1) Parámetros de primer orden

Son los de mayor importancia y tienen marcada influencia en el valor del factor de seguridad.

- Orientación de las discontinuidades
- Longitud de diaclasas
- Espaciamiento promedio

2) Parámetros de segundo orden

Tienen relativamente menor influencia en el factor de seguridad.

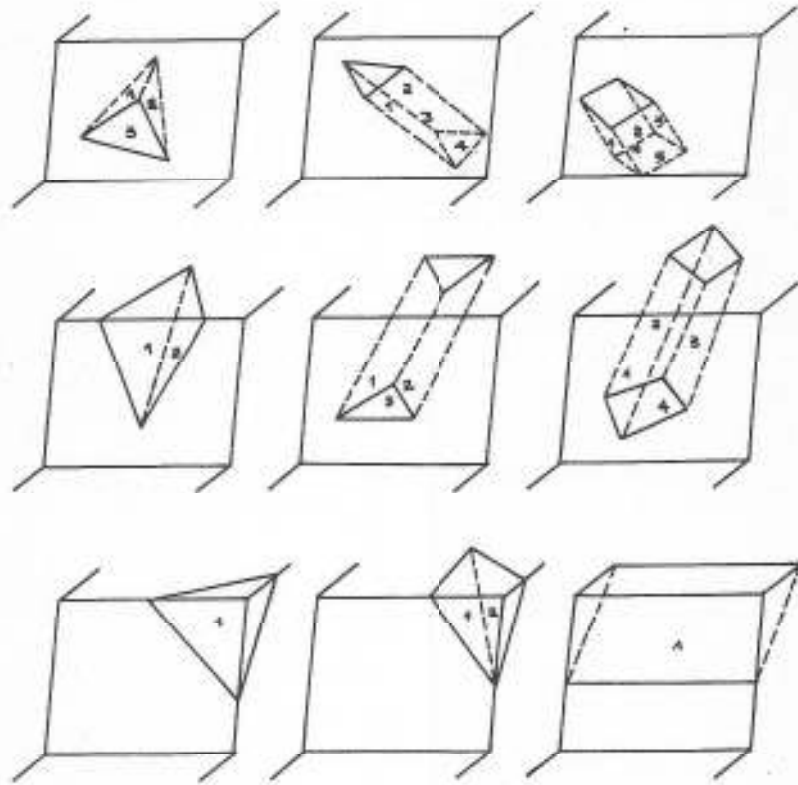
- Resistencia al corte en las discontinuidades
- Resistencia al corte en la roca intacta
- Presiones de agua

Los autores destacan que no se trata de ignorar los parámetros de segundo orden, sino que la influencia de la desviación máxima posible in situ con respec

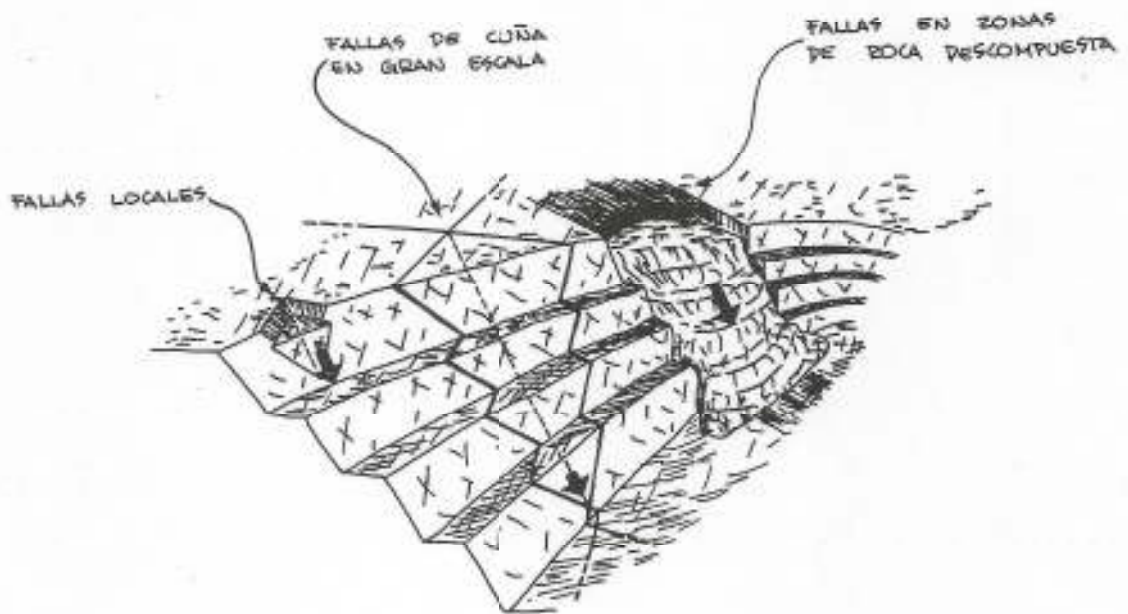
to a los valores estimados para esos parámetros, es más pequeña que para los parámetros indicados en la primera categoría.

El trabajo de Steffen y Jennings, resalta la importancia de los datos a recopilarse en el campo y define la gran responsabilidad del profesional de la geología encargado de la obtención de los mismos.

.../...



EJEMPLOS DE VOLUMENES SIMPLES DE ROCAS
(HEUXE Y GOODMAN, 1972)



PRINCIPALES TIPOS DE FALLAS EN TALUDES
(PATTON Y DEERE, 1971)

IV. RESISTENCIA AL CORTE EN DISCONTINUIDADES

Una vez definida la orientación de las diferentes discontinuidades en el macizo rocoso, el siguiente factor más importante es la resistencia al corte de los planos que definen las discontinuidades, a lo largo de las cuales puede ocurrir una falla.

Cuando se trata de abordar el tema de resistencia al corte, es conveniente distinguir entre la resistencia de la roca "intacta" y la resistencia del "macizo rocoso"; este último constituye la roca in situ que ha sido discontinuada por el efecto de estructuras geológicas tales como diaclasas, estratificación, foliación y fallas. Se entiende que las fallas en macizos rocosos, solo pueden ocurrir según las superficies de discontinuidades existentes.

Un interesante ejemplo de la diferencia en resistencia al corte lo indica Jaeger (22) cuando reporta los resultados de una serie de ensayos triaxiales a gran escala en una roca andesítica, con espaciamiento máximo de diaclasas de pocos centímetros. Jaeger reporta para la roca intacta un valor de resistencia a la compresión sin confinar de 2.750 Kg/cm^2 , fuera de proporción totalmente respecto a la resistencia sin confinar de una muestra representativa del macizo rocoso que era solamente de 7 Kg/cm^2 .- En este caso especial se utilizaron técnicas convencionales de mecánica de suelos para el diseño de taludes para una excavación.

Aún cuando se escapa de los objetivos básicos de este trabajo cubrir en detalle los aspectos relativos a resistencia al corte en discontinuidades, se ha considerado conveniente mencionar, en forma muy resumida, algunos factores importantes que inciden en la obtención de los parámetros de diseño.

Los aspectos relativos a obtención y preparación de muestras así como los tipos de ensayos de corte recomendables, son tratados ampliamente en Goodman (9) y Hoek (19).

.../...

IV.1. Factores influyentes en la resistencia al corte

IV.1.1. Rugosidad

Depende del modo de origen y de la mineralogía de la roca. Las discontinuidades más rugosas serán aquellas formadas en rocas intrusivas bajo condiciones de fractura frágil, es decir, donde la resistencia al deslizamiento (corte) es mayor que la resistencia a la separación (tensión), (Brittle fracture). Las discontinuidades más lisas serán aquellas que constituyen el clivaje planar en pizarras. En la Figura 8 se indica una muestra de roca con rugosidades, sujeta a un esfuerzo normal (σ) y un esfuerzo cortante (τ). En el caso de movimiento controlado por las rugosidades, el esfuerzo normal ya no es paralelo al esfuerzo cortante y el movimiento inicial ocurre a lo largo de una línea inclinada a un ángulo i respecto a τ , donde i se denomina ángulo de rugosidad.

En consecuencia hay que considerar los esfuerzos normales y de corte actuando a lo largo y perpendicular a la dirección del movimiento:

$$\tau_m = \sigma \cos i - \tau \sin i \quad (1)$$

$$\sigma_m = \sigma \sin i + \tau \cos i \quad (2)$$

Aceptando que las superficies no tienen resistencia cohesiva, τ_m estará relacionado con σ_m de acuerdo a

$$\tau_m = \sigma_m \tan \phi \quad (3)$$

donde ϕ es el ángulo de fricción de material; sustituyendo (1) y (2) en (3):

$$\tau = \sigma \tan (\phi + i) \quad (4)$$

Esta fórmula ha sido corroborada por Patton (16) utilizando modelos con superficies rugosas.

Para que ocurra movimiento según la rugosidad es necesario un aumento en el volumen de la muestra de roca, es decir, una "dilatación". Esta dilatación ocurrirá más difícilmente a medida que aumentan los esfuerzos normales en la discontinuidad, por lo tanto, a valores altos de σ_n el movimiento solo puede ocurrir si las irregularidades se cortan. Este corte implica fracturamiento de la roca intacta, cumpliéndose en este caso que:

$$\tau = c + \sigma \tan \phi \quad (5)$$

En la Figura 9 tomada de Hoek y Bray (19) se muestra una relación idealizada $\tau - vs - \sigma$ con respecto al comportamiento "dilatante" y de "corte".

Barton (3) considera que la ecuación (4) es demasiado simple porque asume que el ángulo i promedio permanece constante en todo el rango de esfuerzos normales bajo el cual ocurre dilatación. El sugiere que el valor de i depende de los esfuerzos normales: a bajos σ_n las rugosidades más pequeñas y más abruptas controlan el movimiento, mientras que a mayores σ_n las rugosidades pequeñas se quiebran y las ondulaciones que él denomina de 1er orden, controlan el comportamiento. En este sentido, Barton sugiere la siguiente fórmula empírica:

$$i = 20 \text{ Log }_{10} \left(\frac{\sigma_c}{\sigma_n} \right) \quad (6)$$

donde:

i = ángulo de rugosidad efectivo

σ_c = resistencia a la compresión uniaxial de la roca

σ_n = esfuerzo normal

Para conocer la metodología a seguir, incluyendo el efecto de rugosidad en la resistencia de las discontinuidades, el lector puede referirse a Hoek y Bray (19).

Barton (2) propone un criterio de falla pico para discontinuidades no planares, demostrando el carácter no lineal de la envolvente a bajos o nulos valores de

esfuerzos normales. En este sentido, se considera inaceptable el uso de intercepto de cohesión en este rango. Con estas premisas, Barton llega a la siguiente ecuación empírica:

$$\frac{\tau}{\sigma_n'} = \tan \left[\text{J.R.C.} \log_{10} \left(\frac{\text{J.C.S.}}{\sigma_n'} \right) + \phi \right]$$

donde:

τ = resistencia al corte

σ_n' = esfuerzos normales efectivos

ϕ = ángulo de fricción entre partículas

J.R.C. = coeficiente de rugosidad

J.C.S. = resistencia a la compresión efectiva de las paredes de la discontinuidad; igual a la resistencia a la compresión sin confinar de la roca (σ_c).

El coeficiente de rugosidad representa una escala de rugosidad propuesta por Barton que va de 0 a 20, de más lisa a más rugosa. Asimismo, el valor de J.C.S. es función del grado de meteorización de la roca, reduciéndose a $1/4 \sigma_c$ si las paredes de la roca están meteorizadas. En la Figura 10 se presentan ejemplos de perfiles de rugosidad y de valores de J.C.S. para tres clases típicas de discontinuidades.

IV.1.2. Tamaño de la muestra en ensayos de corte

Para la obtención de parámetros se recomienda preferiblemente ensayos in situ en la superficie de falla o muestras representativas (3 m x 3 m); sin embargo, conciente de los costos y disponibilidad de equipos para estos ensayos, así como las dificultades operacionales del muestreo, Hoek y Bray (19) recomiendan como solución práctica, ejecutar un mínimo razonable de ensayos en muestras pequeñas, medir los ángulos de rugosidad en el campo y calcular de la ecuación (4) la resistencia al corte.

Hay que destacar la importancia de la observación de fallas ocurridas en el campo, las cuales obviamente constituyen ensayos de corte a gran escala, por lo tanto, de su estudio se puede llegar a obtener pa rámetros de resistencia al corte para futuros diseños.

IV.1.3. Rango de esfuerzos normales

La distribución simplificada de esfuerzos normales a lo largo de una discontinuidad en un talud en roca se ilustra por la línea ABC en la Figura 11.

El esfuerzo normal máximo que actúa en el punto de la discontinuidad definido por una vertical trazada desde la cresta del talud puede ser calculado por:

$$\sigma_n = \frac{\gamma H}{2} (\cot \beta - \cot \alpha) \sin \beta \cos \beta \quad (7)$$

Si consideramos un corte de 50 metros de altura, en una roca con peso unitario $\gamma = 2.75 \text{ ton/m}^3$, una inclinación $\beta = 50^\circ$ de la discontinuidad crítica y una pendiente de talud $\alpha = 65^\circ$, esto nos produce un esfuerzo normal de 2.5 Kg/cm^2 . Este valor nos da un índice para conocer en que rango de esfuerzos normales están la mayoría de los problemas ingenieriles, los cuales caen normalmente dentro de un rango de σ_n de 0 a 30 Kg/cm^2 . El significado de la simbología de la ecuación (7) se puede observar en la Figura 11.

IV.1.4. Cohesión y cohesión aparente

La resistencia cohesiva de una muestra de roca intacta es aproximadamente igual al doble de la resistencia uniaxial de tracción (σ_t) de de la roca. La cohesión o resistencia a la tracción se debe principalmente al cemento que une los granos minerales, por lo tanto, para que ocurra movimiento es necesario quebrar estos enlaces cementantes. Partiendo de valores típicos de σ_t , la cohesión c estaría en un rango de 140 a 700 Kg/cm^2 .

En base al ejemplo ilustrado por Hoek y Bray (19), asumiendo un talud en roca con las siguientes características:

Pendiente del talud (α)	=	70°
Inclinación superficie de falla (β)	±	45°
Peso unitario (γ)	=	2.56 ton/m ³
Altura del talud (H)	=	350 m

el cálculo de los esfuerzos cortantes τ , da un valor de 12 Kg/cm². Esto implica que se necesitarían taludes del orden de 3.000 metros de altura para poder exceder la resistencia cohesiva de la roca intacta. Por lo tanto, exceptuando fallas locales en puntos de alta concentración de esfuerzos, la rotura de la roca intacta puede descartarse -- cuando se considera la estabilidad de taludes de interés para ingenieros civiles, geólogos y de minas. Esta aseveración no es estrictamente válida para el modelo de falla propuesto por Jennings (23) y previamente comentado en este trabajo. Este modelo requiere del conocimiento de la resistencia de la roca intacta, sin embargo, ese modelo de falla ha sido señalado por otros autores como de uso difícil, puesto que el sistema de fracturamiento de los "puentes de roca" es extremadamente complejo y además, los factores de seguridad son altamente susceptibles a las hipótesis y parámetros seleccionados.

La experiencia en ingeniería de taludes en roca, sugiere que la mayoría de macizos rocosos exhiben una cohesión aparente, sin embargo, los autores difieren en el sentido de usar dicho valor para fines de diseño. El factor de seguridad es muy sensible a cambios en cohesión, por lo tanto, si se va a utilizar en análisis de estabilidad es necesario entender los factores que afectan la resistencia cohesiva.

Hoek y Bray (19) proponen el uso del concepto de "cohesión aparente"

para el caso de envolventes no lineales. En la Figura 12 se muestra este concepto, notándose que una tangente a la envolvente no lineal, para un valor específico de esfuerzo normal (σ_1), define un valor de fricción ϕ_1 y un intercepto de cohesión (c_1). Estos valores pueden utilizarse para el cálculo del factor de seguridad, tomando en cuenta que solo es válido para ese específico esfuerzo normal y por lo tanto para un talud con geometría definida.

Jaeger (22) presenta una metodología algo más compleja para incluir el efecto no lineal en análisis de estabilidad de taludes.

IV.1.5. Presencia de agua

Entre otros factores que afectan la resistencia al corte, está la presencia de agua. Esta actúa como agente de meteorización reduciendo significativamente la cohesión y además causa una reducción en los esfuerzos normales efectivos. Por lo tanto, es recomendable que los ensayos de corte se realicen manteniendo húmedas las superficies de la roca.

La presencia de agua en discontinuidades ha sido estudiada por Barton (2) llegando a la conclusión que la presión de agua causa una reducción en los esfuerzos efectivos, afectando la resistencia compresional y tensional de la roca. El efecto de la disminución en la resistencia a la compresión es apreciable en discontinuidades rugosas sin relleno y menos marcado en discontinuidades lisas. En este tipo de discontinuidades la mineralogía comienza a dominar el comportamiento; cristales masivos como cuarzo y calcita, aumentan su resistencia a la fricción cuando se humedecen, mientras que minerales con estructuras planares, hojosas, como muscovita y clorita, disminuyen su resistencia al humedecerse. Horn y Deere (20) realizaron una importante contribución a este respecto, al estudiar las características friccionantes de diferentes minerales variando las condiciones de humedad.

.../...

IV.1.6. Relleno en discontinuidades

Es de importancia destacar la influencia que representa la existencia de relleno en la discontinuidad. Este efecto puede resumirse en tres casos:

- 1) Cuando no hay relleno, las superficies tienen el mismo comportamiento, antes indicado para discontinuidades rugosas o lisas.
- 2) Cuando el espesor de relleno excede de las proyecciones o irregularidades de la superficie, la resistencia al corte de la discontinuidad es controlada por la resistencia al corte del material de relleno.
- 3) Una situación intermedia con relleno delgado tiene el comportamiento más complejo.

En la Figura 13 se muestran las características de las envolventes τ -vs σ para discontinuidades con diferentes espesores de relleno.

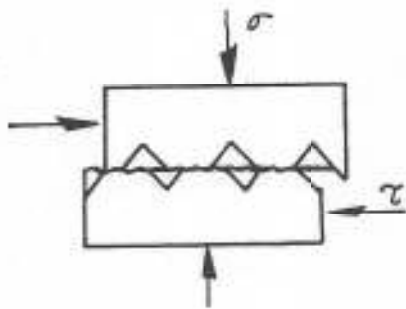
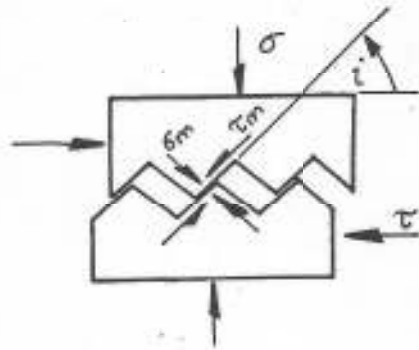
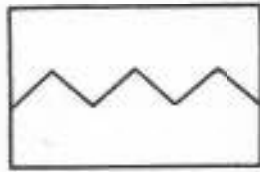
IV.1.7. Resistencia pico y residual

Otro de los aspectos de importancia se refiere a el valor de resistencia (pico o residual) que debe ser utilizado para diseño. Barton (3) y (4) y Hoek (19) mediante estudio de taludes fallados, llegan a la conclusión de que si se va a utilizar para diseño, un valor de cohesión determinado del intercepto de una línea recta trazada de resultados de ensayos de corte, hay que utilizar la resistencia residual y no la pico. El valor del ángulo de fricción se encontró que no variaba en forma significativa para el caso pico o residual.

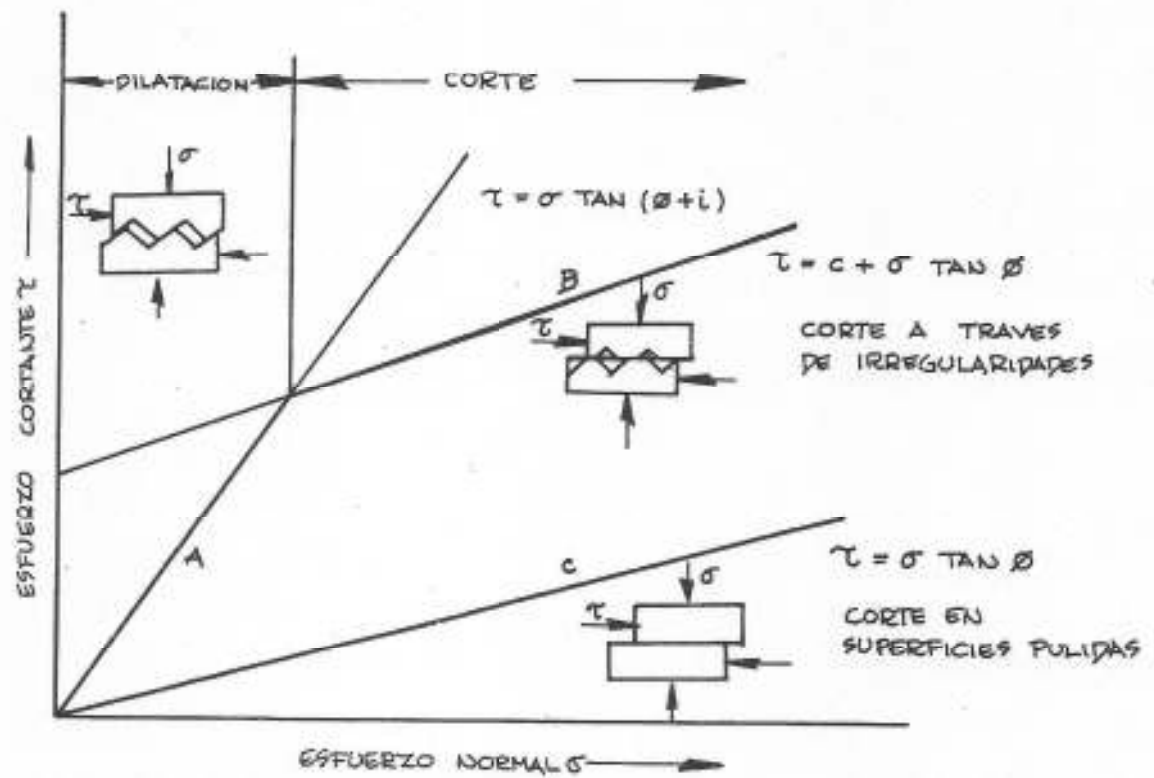
A manera de resumen se presenta la Figura 14, donde se puede apreciar, en forma gráfica, el efecto de variaciones en el ángulo de fricción, cohesión y presiones de agua, respecto a la altura y de pendiente segura de taludes en roca.

Como complemento a los aspectos relativos resistencia al corte en dis continuidades, las referencias (9), (21), (22) y (40) constituyen excelentes artículos de consulta.

.../...

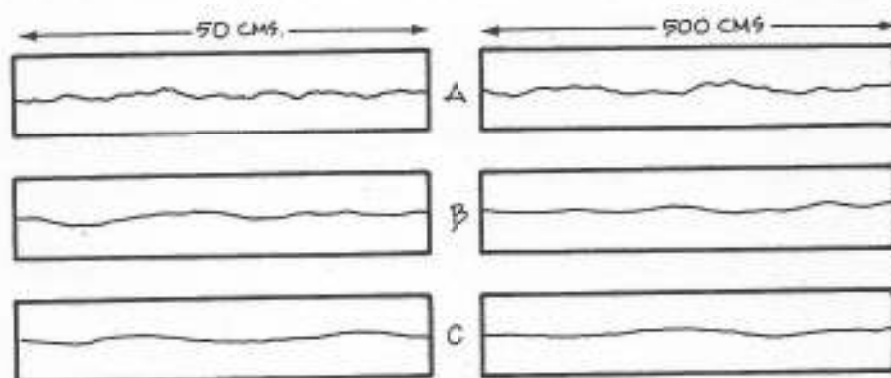


(HOEK Y BRAY, 1974)



RELACION SIMPLIFICADA ENTRE RESISTENCIA AL CORTE Y ESFUERZO NORMAL PARA SUPERFICIES RUGOSAS (HOEK Y BRAY, 1974)

EJEMPLOS DE PERFILES DE RUGOSIDAD



DESCRIPCION DE LA SUPERFICIE.

ESTIMACION DE LA RESISTENCIA AL CORTE.

A.- ONDULADA, RUGOSA - DIACLASAS DE TENSION, LAMINACION Y ESTRATIFICACION RUGOSAS.

$$\frac{T}{\sigma_n} = \tan [20 \cdot \log_{10} \left(\frac{\sigma_c}{\sigma_n} \right) + 30^\circ] \quad (a)$$

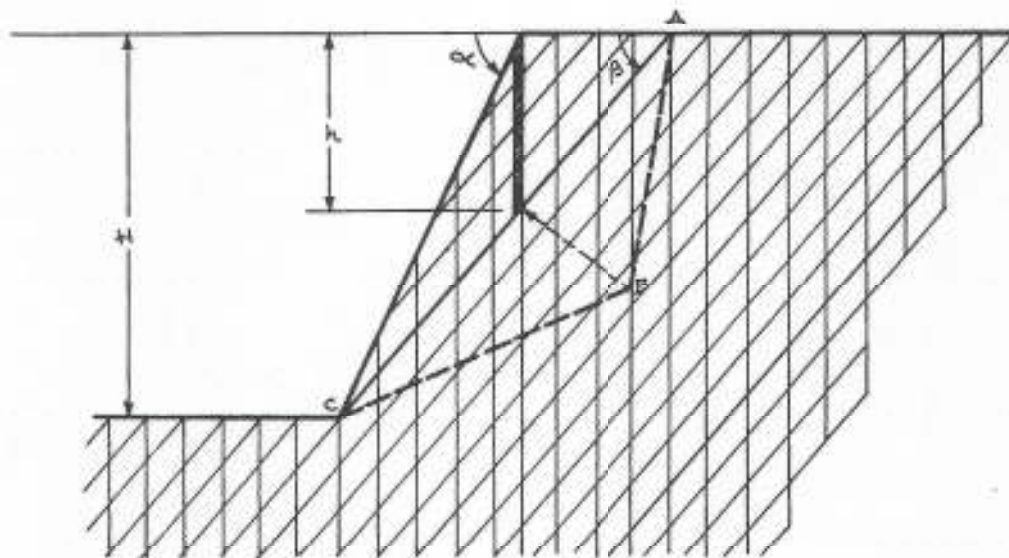
B.- ONDULADA, LISA - LAMINACION LISA, FOLIACION NO PLANA, ESTRATIFICACION ONDULADA.

$$\frac{T}{\sigma_n} = \tan [10 \cdot \log_{10} \left(\frac{\sigma_c}{\sigma_n} \right) + 30^\circ] \quad (b)$$

C.- LISA CASI PLANA - DIACLASAS PLANAS DE CORTE, FOLIACION PLANA, ESTRATIFICACION PLANA.

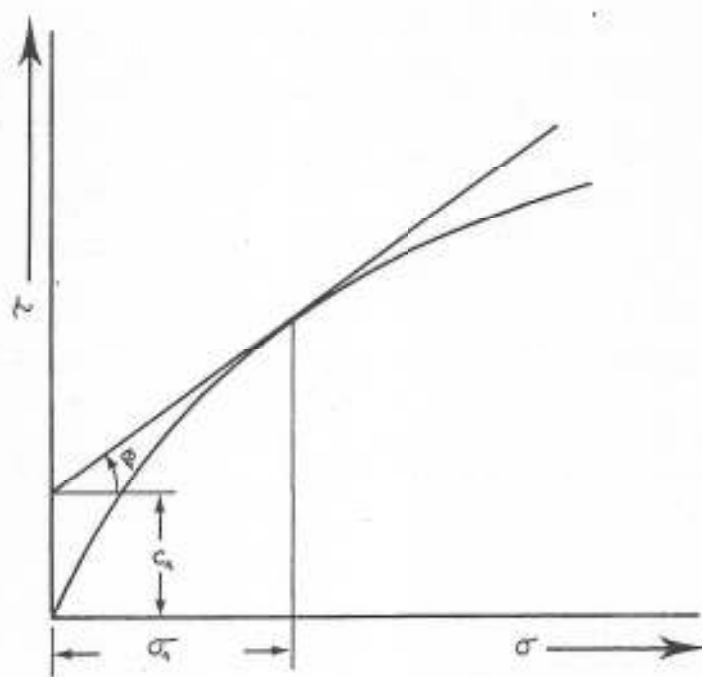
$$\frac{T}{\sigma_n} = \tan [5 \cdot \log_{10} \left(\frac{\sigma_c}{\sigma_n} \right) + 30^\circ] \quad (c)$$

(BARTON, 1973)

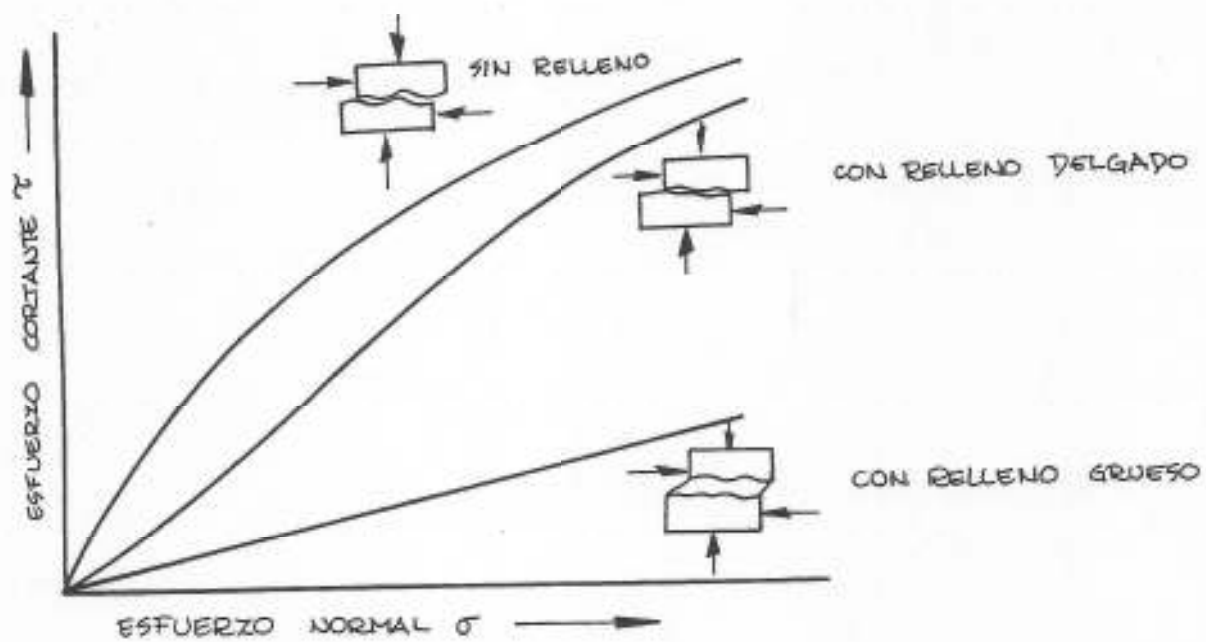


DISTRIBUCION DE ESFUERZOS NORMALES
 A LO LARGO DE UNA DISCONTINUIDAD
 EN UN TALUD EN ROCA DRENADO.

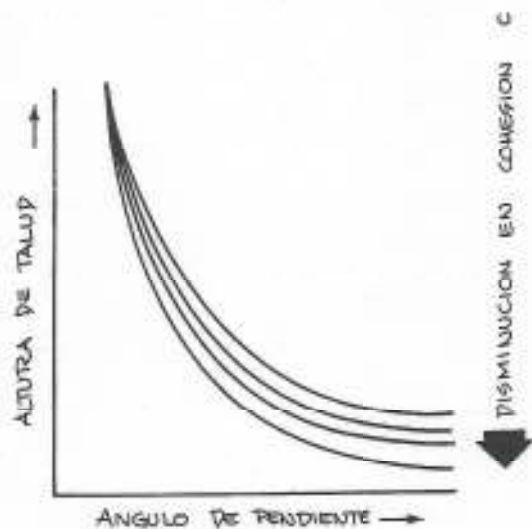
(BARTON, 1973)



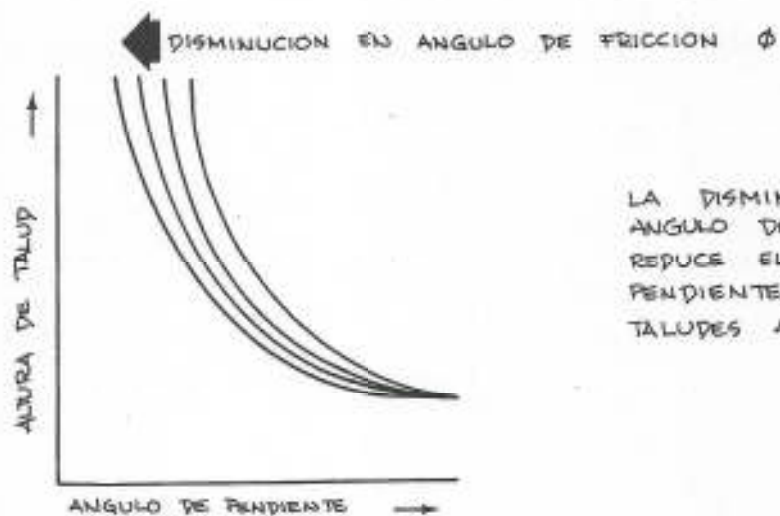
DEFINICION DE COHESION APARENTE
EN ENVOLVENTES NO LINEALES.



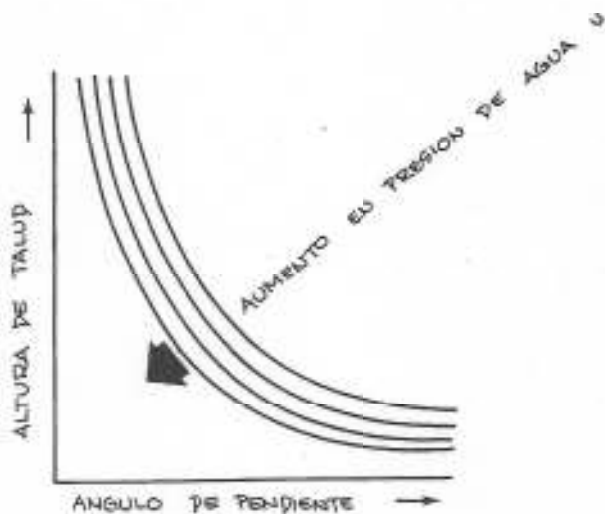
(HOEK Y BRAY, 1974)



LA DISMINUCION EN COHESION C REDUCE LA ALTURA SEGURA DE PENDIENTES ABRUPTAS.-



LA DISMINUCION EN ANGULO DE FRICCION ϕ REDUCE EL ANGULO DE PENDIENTE SEGURA PARA TALUDES ALTOS.-



EL AUMENTO EN PRESIONES DE AGUA u REDUCE TANTO LA PENDIENTE COMO LA ALTURA SEGURA DEL CORTE.-

(HOEK Y BRAY, 1974)

V. MODOS DE FALLA EN MACIZOS ROCOSOS

Las fallas que pueden ocurrir en un macizo rocoso, aceptando que el movimiento posible de bloques de roca solamente es controlado por las discontinuidades, se pueden dividir en tres tipos: deslizamiento planar, deslizamiento de cuña y volcamiento. Es de hacer notar que el término falla es usado en este caso en sentido ingenieril, refiriéndose a movimientos o desplazamientos en las condiciones actuales del macizo rocoso y no a fallas geológicas.

V.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. ($\phi \neq 0$, $c = 0$).

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 (daylight) intersectar el plano del talud.- Es decir, el buzamiento de la discontinuidad (ψ_p) debe ser menor que la pendiente del talud (ψ_f), o sea $\psi_f > \psi_p$.
- 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 los límites laterales del deslizamiento.

En la Figura 15 se indican las características geométricas de este tipo de falla.

Existe una gran variedad de enfoques analíticos para resolver el problema de fallas planas, la mayoría de ellos basados en métodos de equilibrio límite.- Se considera que dos de los métodos más prácticos y fáciles de utilizar han sido presentados por Barton (1) y por Hoek y Bray (19).- A continuación se presenta en forma muy resumida las bases de ambos métodos.

V.1.1. Método de Barton

Estudió el mecanismo de falla progresiva en excavaciones en roca y mediante el método de equilibrio límite llega a definir el concepto del "exceso inestable". Para ello divide la masa de roca en "tajadas", considerando que la estabilidad de cualquier "tajada" depende de la magnitud de las fuerzas que actúan paralelas y perpendicularmente al plano de falla en dicha tajada y de la resistencia al corte en el plano de falla.- Si el signo de la fuerza resultante "P" es positiva, significa que se necesita una fuerza de magnitud P, actuando hacia abajo del plano para que esa tajada alcance su equilibrio límite. Para el caso de "P" negativa, implica que se requiere una fuerza de igual magnitud actuando hacia arriba del plano para evitar que la tajada deslice hacia abajo; esto significa que la tajada tiene un "exceso inestable" de magnitud P.- Se asume, además, que cualquier exceso inestable se transmite a la tajada inmediatamente inferior.

En la Figura 16 se presentan las fórmulas y nomenclaturas utilizadas por Barton. Las ecuaciones de equilibrio límite, indicadas en la Figura 16, dan los valores de "exceso inestable" en cada tajada.- Ejemplos con el uso de este método se pueden ver en Barton (1), donde además, se presentan análisis de superficies de falla multilíneas, incorporando presiones de agua.

V.1.2. 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 debidas a presencia de agua en la grieta de tensión y a lo largo de la superficie de falla. En la Figura 17 se muestra la nomenclatu-

ra y la geometría de los dos tipos posibles de fallas planares.

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:

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

En la Figura 17,

$$\begin{aligned} A &= (H - z) \operatorname{cosec} \psi_p \\ U &= \frac{1}{2} \gamma_w Z_w A \\ V &= \frac{1}{2} \gamma_w Z_w^2 \end{aligned} \left. \vphantom{\begin{aligned} A \\ U \\ V \end{aligned}} \right\} \text{Presiones hidrostáticas}$$

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

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

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

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

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:

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

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:

$$F_D = F_S - 2.3 a$$

donde:

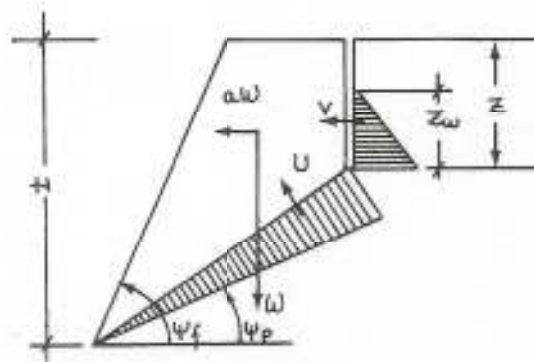
F_D = factor de seguridad bajo condiciones dinámicas

F_S = factor de seguridad sin aplicación de aceleración

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

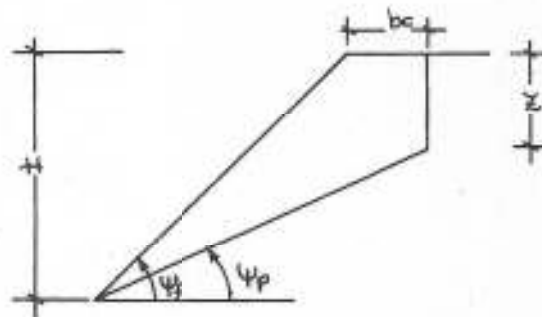
Tomando en cuenta esta nueva fuerza, la ecuación general del factor de seguridad será:

$$F = \frac{C.A. + [W (\cos \psi_p + a \sen \psi_p) - U - V \sen \psi_p] \tan \phi}{W (\sen \psi_p + a \cos \psi_p) + V \cos \psi_p}$$



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:

$$bc = H (\sqrt{\cot \psi_f \cot \psi_p} - \cot \psi_f)$$



Otros métodos de fallas planares han sido publicados por Pentz (37), Jennings (23) y Mc Mahon (31).

V.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 18. 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 co

mo grietas de tensión, anclajes, aceleraciones sísmicas u otras fuerzas externas, comprende una serie de ecuaciones y cálculos laboriosos que preferimos no incluirlos en este trabajo. Estas ecuaciones y ejemplos típicos se presentan en forma muy clara en la Referencia (13), y en la Referencia (12), se presenta un método tridimensional utilizando principios vectoriales.

En este trabajo, la evaluación y análisis de fallas cuneiformes será realizada posteriormente basándose en proyecciones hemisféricas, por considerar que es la forma más sencilla y fácil de visualizar y resolver el problema. Algunos autores sugieren que un enfoque de falla planar es válido para todo tipo de talud. Consideran que para el caso de una falla de cuña 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.

V.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 (toppling) de bloques de rocas que tratan de doblarse y caer por su propio peso.

Las clases más comunes de "volcamientos" se definen como flexural, de bloque y mixto. Véase Figura 19.

Las relaciones básicas de fallas por volcamiento se muestra en forma resumida en la Figura 20.

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 20. En este sentido, como se muestra en la Figura 21, para que pueda ocurrir volcamiento (deformación flexural), es necesario que ocurra deslizamiento entre "capas"; en este 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 solo 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.

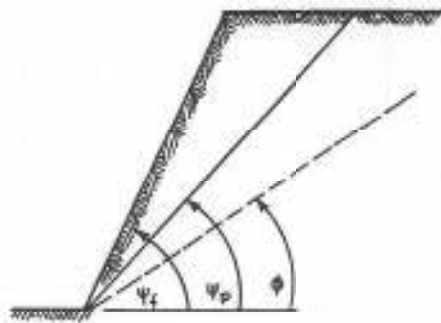
La Referencia (8) comprende una evaluación y análisis muy completo de este tipo de fallas.

V.4. Fallas circulares

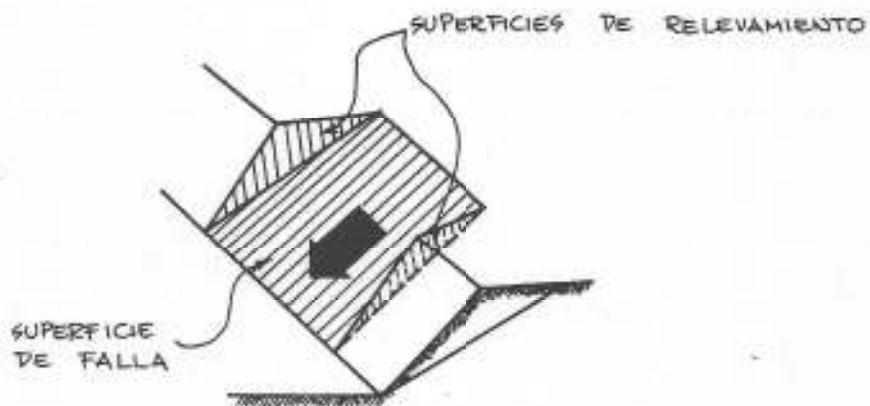
Cuando la roca está muy fracturada y/o meteorizada, el macizo se comporta en forma homogénea sin direcciones preferentes de falla; en este caso la superficie de falla se asume circular (o de espiral logarítmica) y la metodología de análisis es la misma aplicada en mecánica de suelos. Ej.: Métodos de Bishop y Morgenstern - Price. El estudio de este tipo de fallas está fuera de los objetivos de este trabajo.

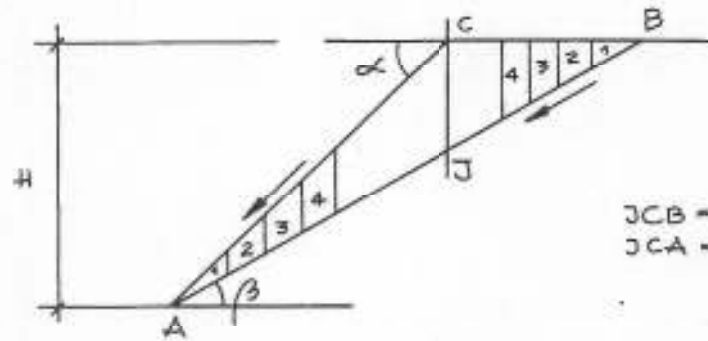
En la Figura 22 se muestran los cuatro tipos de fallas descritas, representando además su apariencia en proyecciones hemisféricas.

.../...



PARA DESLIZAMIENTO $\psi_f > \psi_p > \phi$





JCB = TRIANGULO SUPERIOR
JCA = TRIANGULO INFERIOR

ECUACIONES DE EQUILIBRIO LIMITE

TRIANGULO SUPERIOR

$$P_1 - N = \left[\frac{1, 3, 5, \dots, 2N-1}{N^2} \right] \frac{H^2 \gamma^2}{2} \cdot (1 - \cot \alpha \tan \beta) \cdot (\cot \beta - \cot \alpha) \cos \beta \left[\tan \phi - \tan \beta \right] + \frac{1}{N} \cdot \frac{c \cdot H (1 - \cot \alpha \tan \beta)}{\sin \beta}$$

TRIANGULO INFERIOR

$$P_2 - N = \left[\frac{1, 3, 5, \dots, 2N-1}{N^2} \right] \frac{H^2 \gamma^2}{2} \cdot (1 - \cot \alpha \tan \beta) \cot \alpha \cos \beta \left[\tan \phi - \tan \beta \right] + \frac{1}{N} \cdot \frac{c \cdot H (\cot \alpha \tan \beta)}{\sin \beta}$$

H = ALTURA DEL TALUD

γ = PESO UNITARIO DE LA ROCA

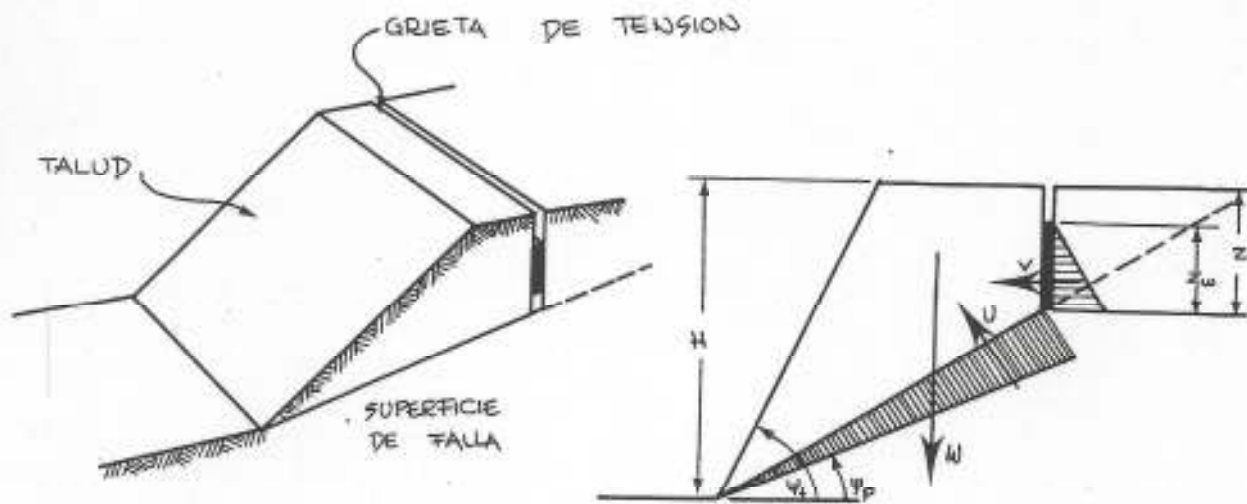
β = INCLINACION DEL PLANO DE FALLA

α = PENDIENTE DEL TALUD

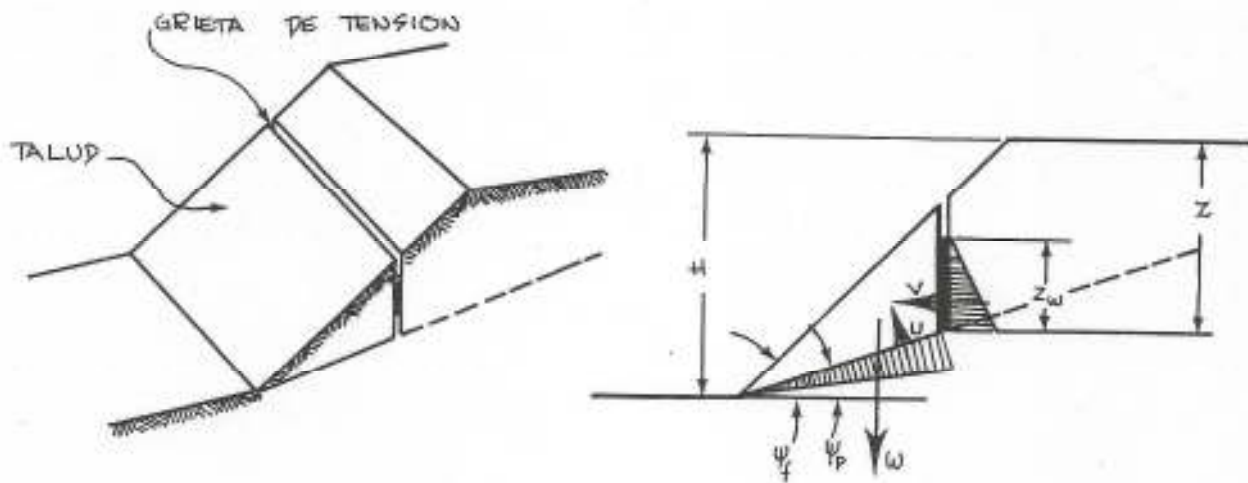
c = COHESION EN PLANO DE FALLA

ϕ = ANGULO DE FRICCION EN PLANO DE FALLA

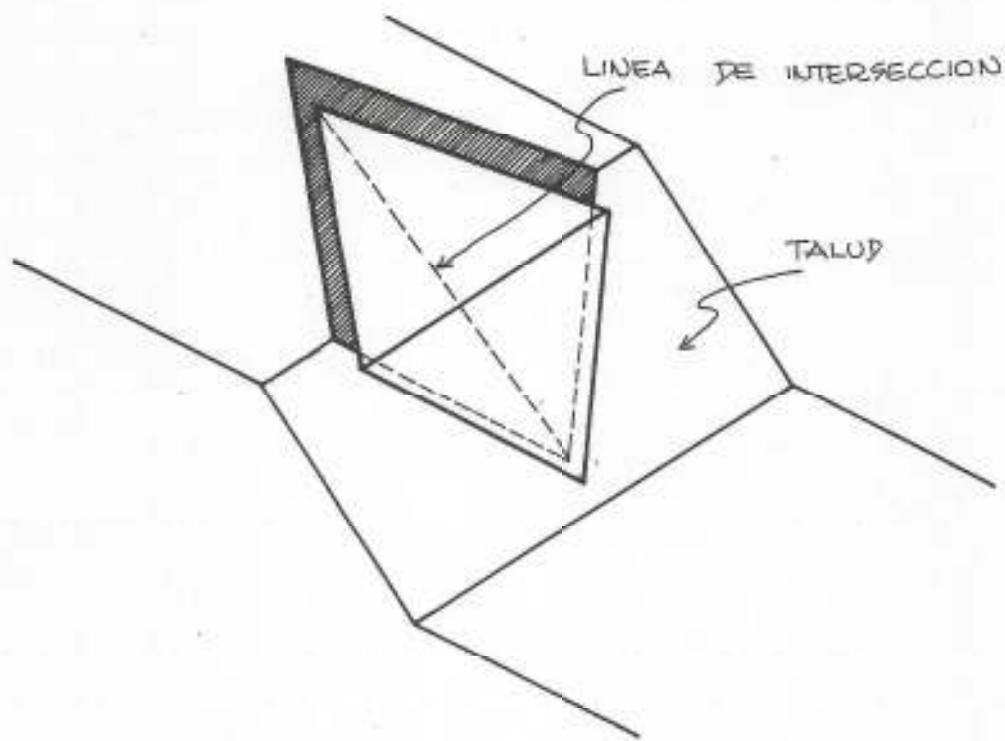
N = NUMERO DE TAJADAS QUE DIVIDE CADA TRIANGULO



GEOMETRIA DE UN TALUD CON GRIETA DE TENSION EN LA CRESTA.

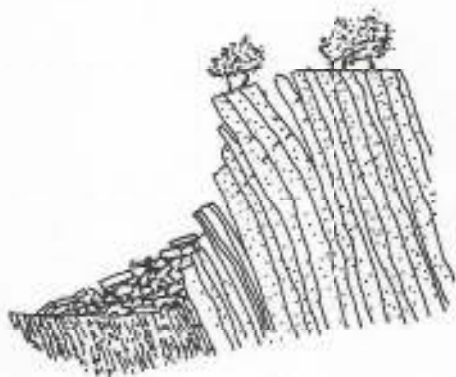


GEOMETRIA DE UN TALUD CON LA GRIETA DE TENSION EN LA CARA DEL TALUD (HOEK Y BRAY, 1974)

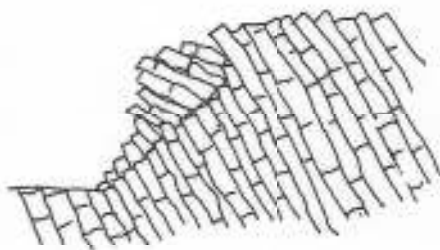


FALLAS CUNEIFORMES O DE CUÑA

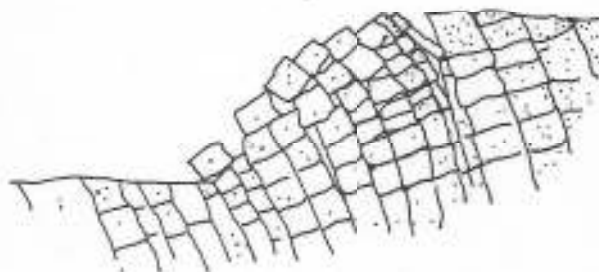
CLASES DE VOLCAMIENTO



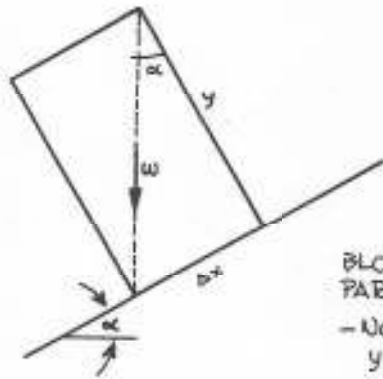
A.-VOLCAMIENTO FLEXURAL



B.-VOLCAMIENTO DE BLOQUE



C.-VOLCAMIENTO DE BLOQUE Y FLEXURAL



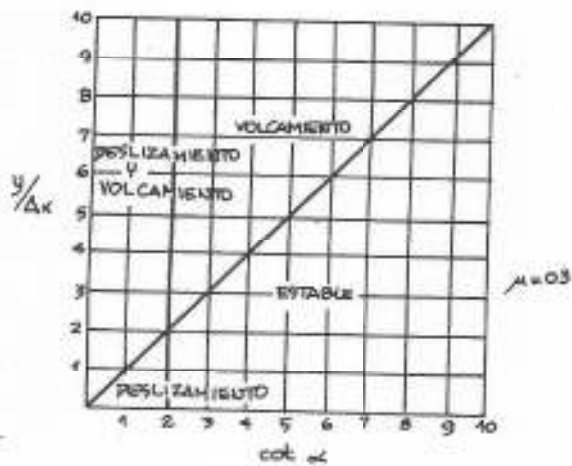
BLOQUE EN POSICION LIMITE
PARA VOLCAMIENTO

- No puede volcarse si:
 $y / \Delta x < \cot \alpha$

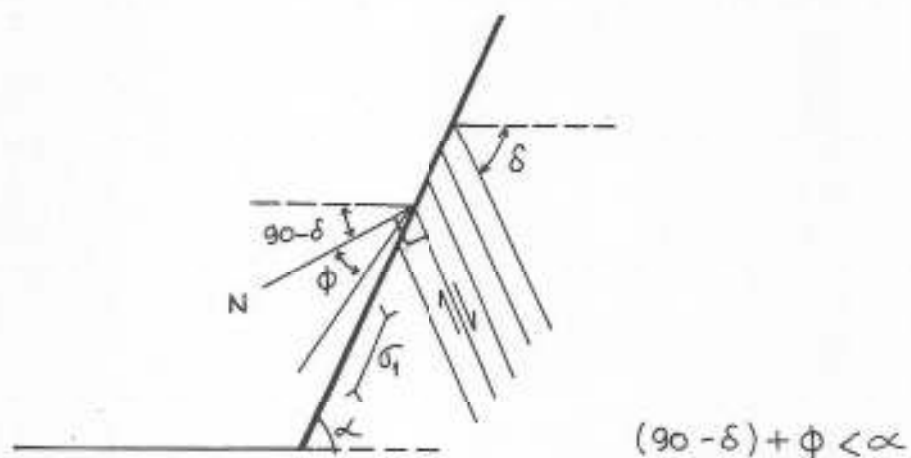
- No puede volcarse si:
 $\phi > \alpha$

$$\text{ó } \frac{1}{\mu} < \cot \alpha$$

μ = COEFICIENTE DE FRICCION
 ϕ = ANGULO DE FRICCION

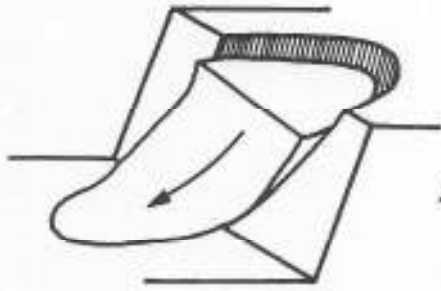


CRITERIOS PARA DESLIZAMIENTO
Y VOLCAMIENTO.
(Hoek y Bray, 1974)

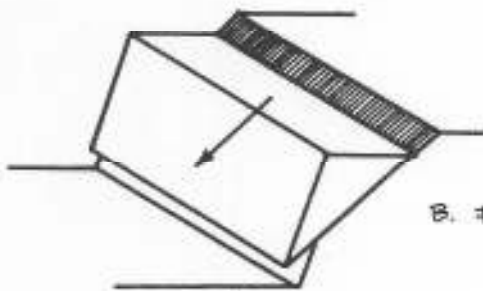
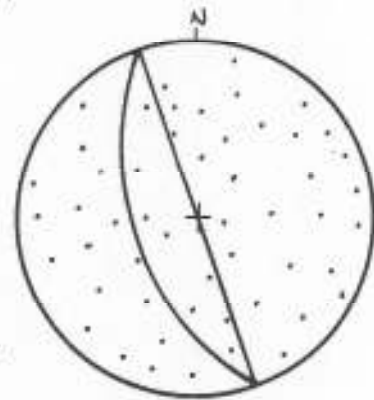


CONDICION PARA VOLCAMIENTO

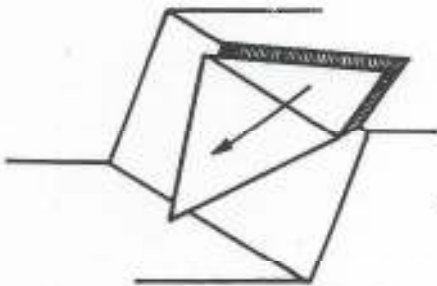
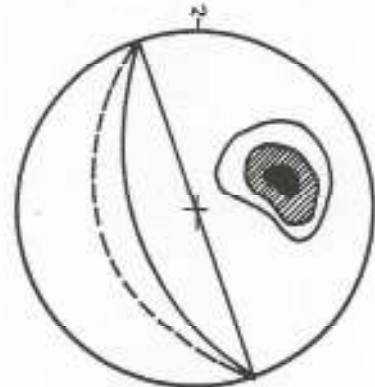
TIPOS DE FALLA EN MACIZOS
ROCOSOS Y SU APARIENCIA EN
PROYECCIONES HEMISFERICAS
(HOEK Y BRAY, 1974)



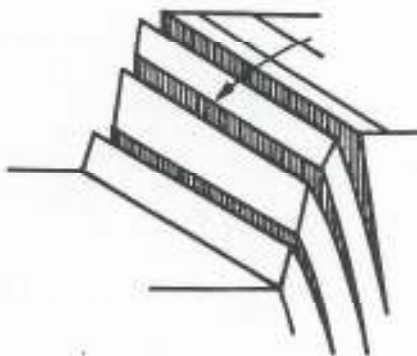
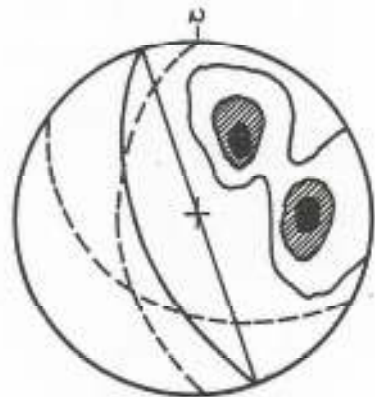
A. FALLA CIRCULAR EN
ROCA MUY FRACTURADA
SIN SISTEMAS DE
DISCONTINUIDAD IDENTIFI-
CABLE.



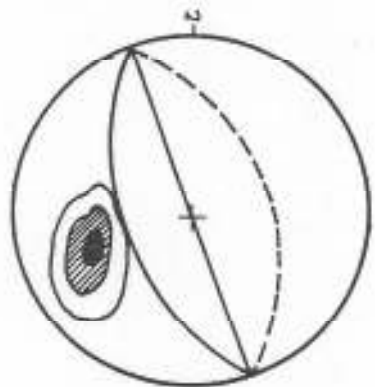
B. FALLA PLANA.



C. FALLA DE BORDE Ó DE
CUÑA EN DOS DISCONTI-
NUIDADES, QUE SE
INTERSECTAN.



D. FALLA POR VOLCA-
MIENTO EN ROCA DURA.



VI. ANALISIS CINEMATICO 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.

Una de las pruebas cinemáticas más conocidas es la prueba de Markland (citada Referencia 19) 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 "aflorar" (daylight) 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 ($\psi_i < \psi_f$). Para ilustrar esta prueba nos referiremos a un ejemplo:

EJEMPLO N° 1

Conocida la orientación de dos discontinuidades definida por:

<u>Discontinuidad</u>	<u>Rumbo</u>	<u>Buzamiento</u>
A	N70W	40 N
B	N50E	60 S

Se estudiará la posibilidad de una falla de cuña para un talud con rumbo N20E y pendiente 1:1 (45°) al Sureste. Se asume que solo intervienen fuerzas debidas a gravedad.

La Figura 23 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_i , 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 $\Psi_f > \Psi_i$, que medido con la red equiareal resulta $37^\circ > 28^\circ$. La evaluación hecha solo nos lleva a 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, o $90-\phi$ respecto a la vertical.- Este círculo contendrá todas las líneas con inclinaciones más abruptas que el ángulo de fricción ϕ .

En la Figura 24 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 24 que se cumple que $\Psi_f > \Psi_i > \phi$.

De manera de hacer más énfasis en esta técnica y como utilizarla en conjunto con los diagramas típicos de frecuencia de diaclasas, en la Figura 25 se muestra otro ejemplo.

EJEMPLO N° 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 25. Se asume un ángulo de fricción de 30° . Las rectas de intersección entre planos que se muestran en la figura pueden obtenerse en base a la propiedad en proyecciones hemisféricas que dice: el polo correspondiente a un círculo mayor que con-

tenga los polos de dos planos cualesquiera, define la recta de intersección de dichos planos.

Una evaluación de la Figura 25 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 26 tomada de Hoek y Bray (19) se 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.

Goodman (9) 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 (\hat{D}_i) señalando el buzamiento de un plano de debilidad. Se trata de una línea perpendicular al rumbo y de buzamiento δ .
- b) El vector normal (\hat{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 (\hat{I}_{ij}).

En la Figura 27 se muestra la proyección estereográfica señalando los elementos definidos por Goodman. El primer requisito cinemático para que exista un desli-

zamiento planar, implica que el vector de buzamiento debe caer en el área sombreada de la Figura 28, 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 que 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 29. De esta figura puede deducirse que para un talud con rumbo especificado de N15E, el ángulo máximo seguro es $\alpha_A = 20^\circ$, el cual representa la inclinación máxima del círculo mayor definido por el rumbo y conteniendo a D_1 . En la misma figura 29 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 nos acercamos 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 \hat{D} es sustituido por el vector \hat{I} que representa la línea de intersección de los dos planos de debilidad que definen la condición de cuña.

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.

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 21), en la proyección estereográfica esto significa que para que ocurra volcamiento, el vector normal \hat{N} debe tener una inclinación mayor que el ángulo de fricción bajo el talud de corte, como se indica en la Figura 30. Asimismo 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 \hat{N} del plano de debilidad considerado, caiga dentro de

la zona sombreada en la Figura 30. 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.

Panet (³³) ha publicado un método práctico para estudiar la posibilidad y la dirección de deslizamientos. El considera un bloque limitado por cuatro direcciones correspondientes a los planos P_N , P_T , P_1 y P_2 . Véase Figura 31.

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).

En base a la Figura 31 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 deslizarse 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 .

La observación de esta prueba en proyección estereográfica se muestra en las Figuras 32 y 33. Un deslizamiento de "bloque" puede ocurrir solo si L_1 cae entre I_{12} y M_1 (Figura 32). Si L_1 y L_2 no caen entre I_{12} y M_1 , y entre I_{12} y M_2 respectivamente, solo es posible un deslizamiento de cuña (Figura 33). 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 este no es el caso.

Las pruebas cinemáticas explicadas son de gran utilidad para analizar un gran número de bloques de rocas, sin embargo, cuando se va a estudiar "bloques sencillos" de formas variadas es necesario incorporar otros requisitos cinemáticos.-

Estos casos pueden estudiarse en Goodman (9).

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 25.

Finalmente, se quiere destacar que las pruebas cinemáticas se utilizan como enfoque de evaluación preliminar, de manera que en próximas etapas de análisis se concentren esfuerzos en el estudio detallado de las configuraciones que dichas pruebas revelaron como particularmente inestables.

.../...

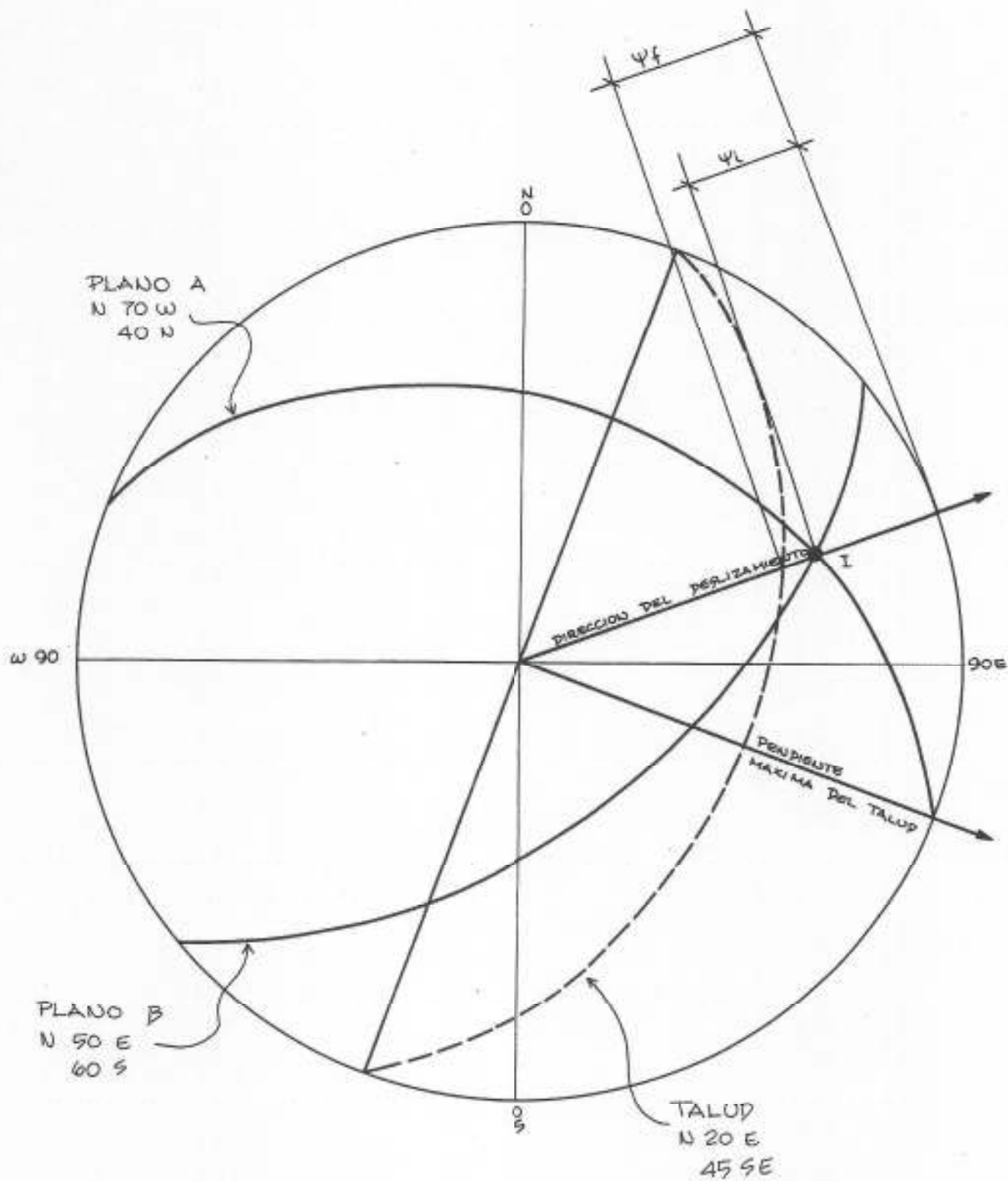
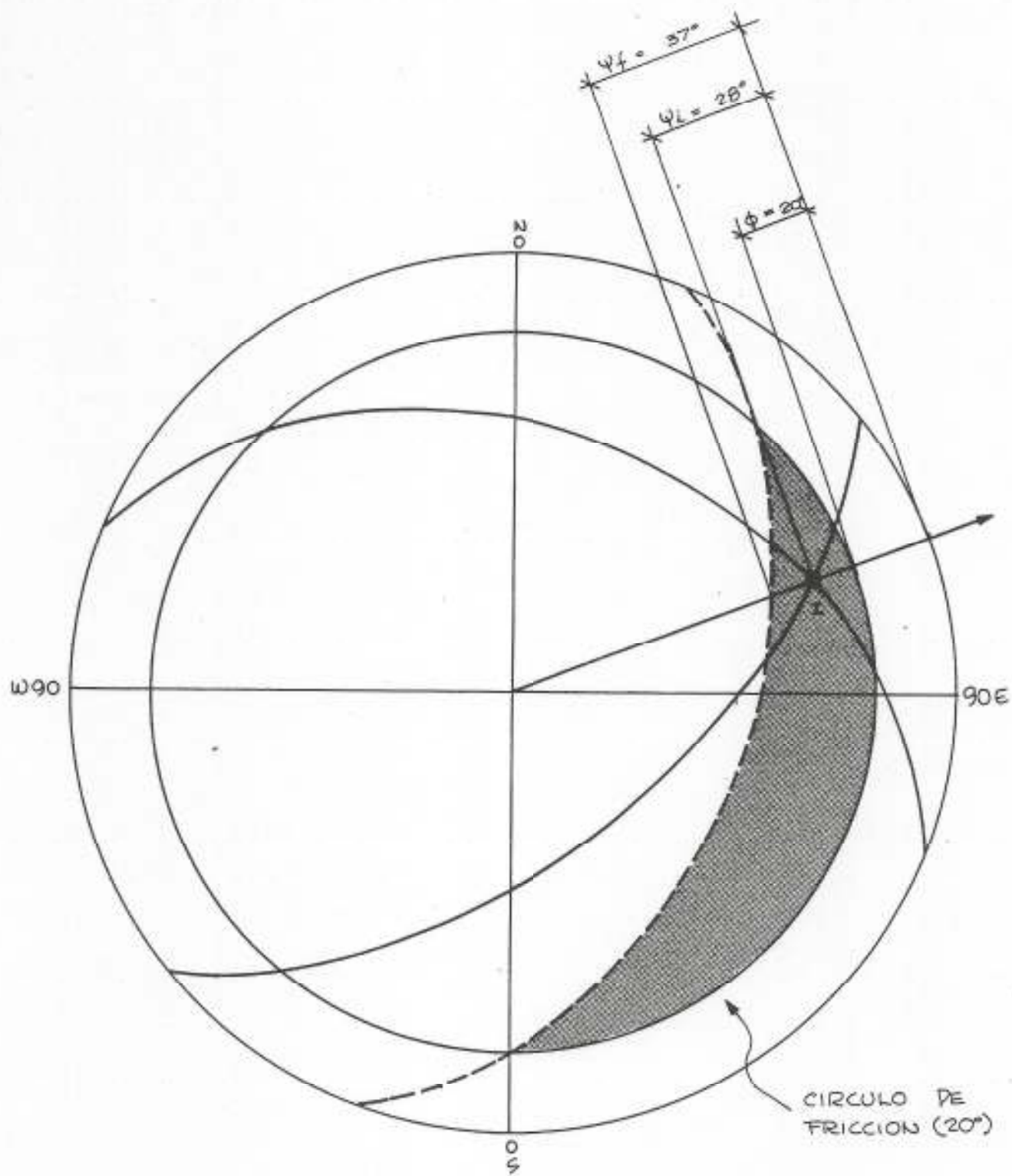
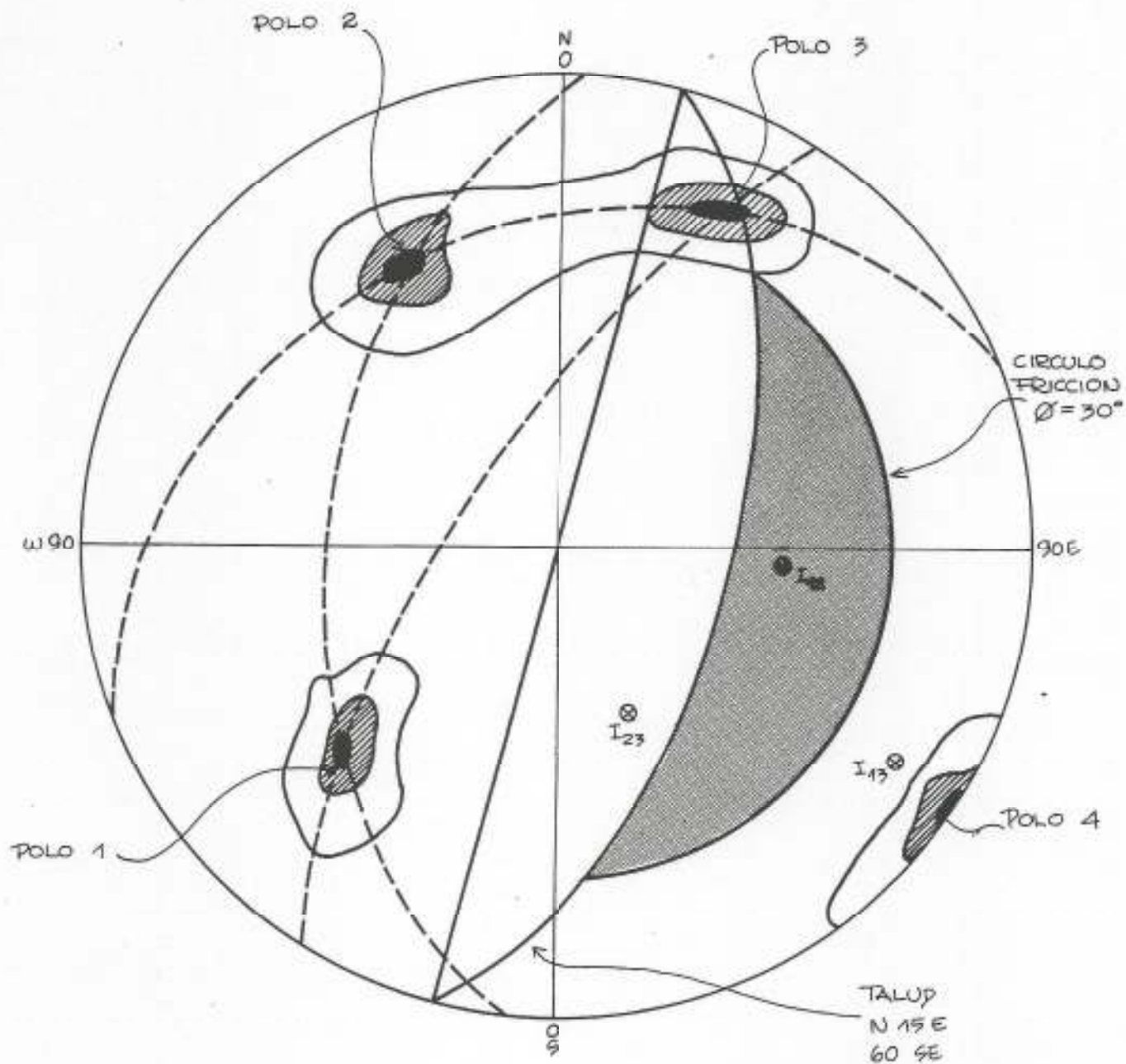
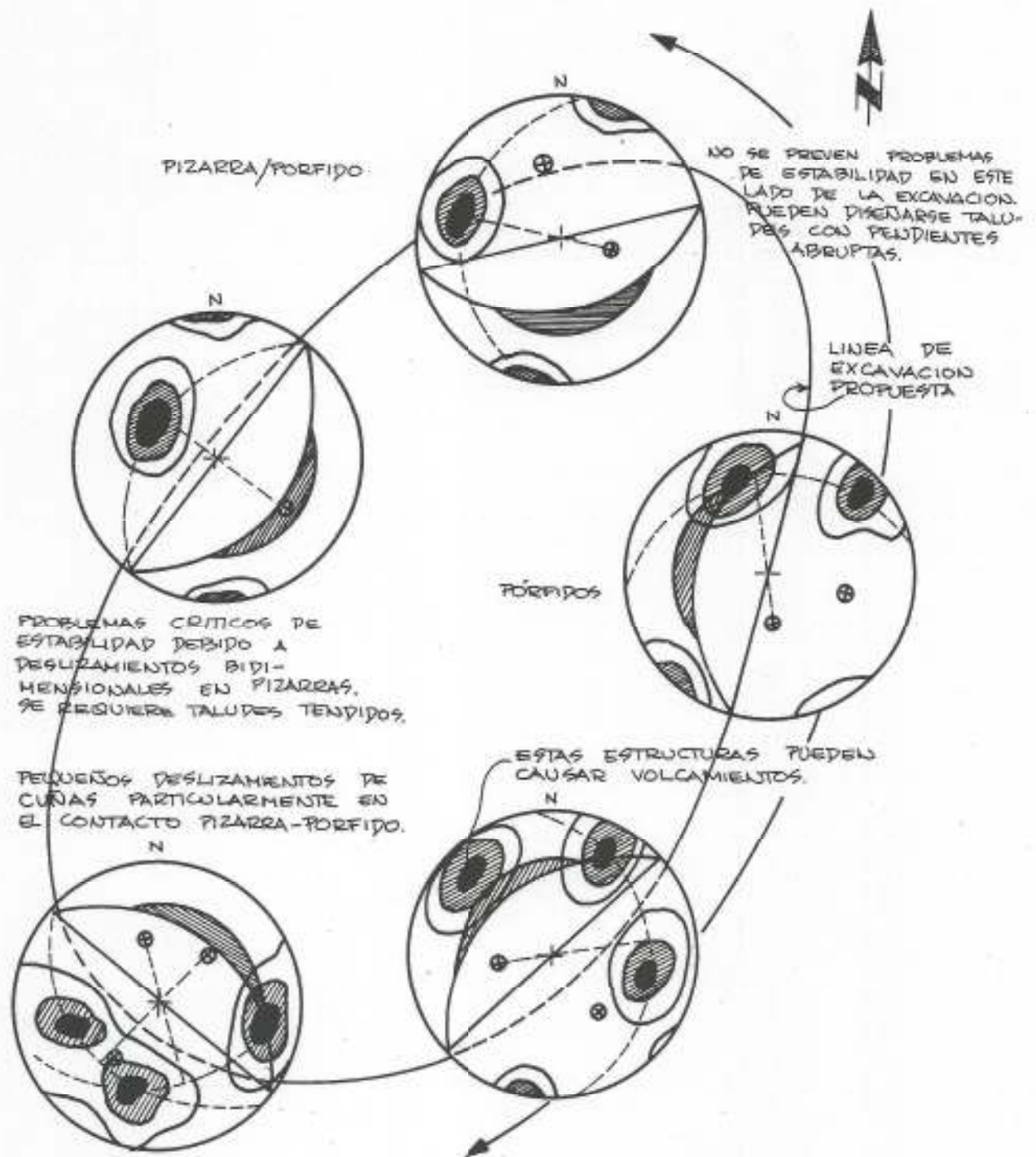


FIGURA 23







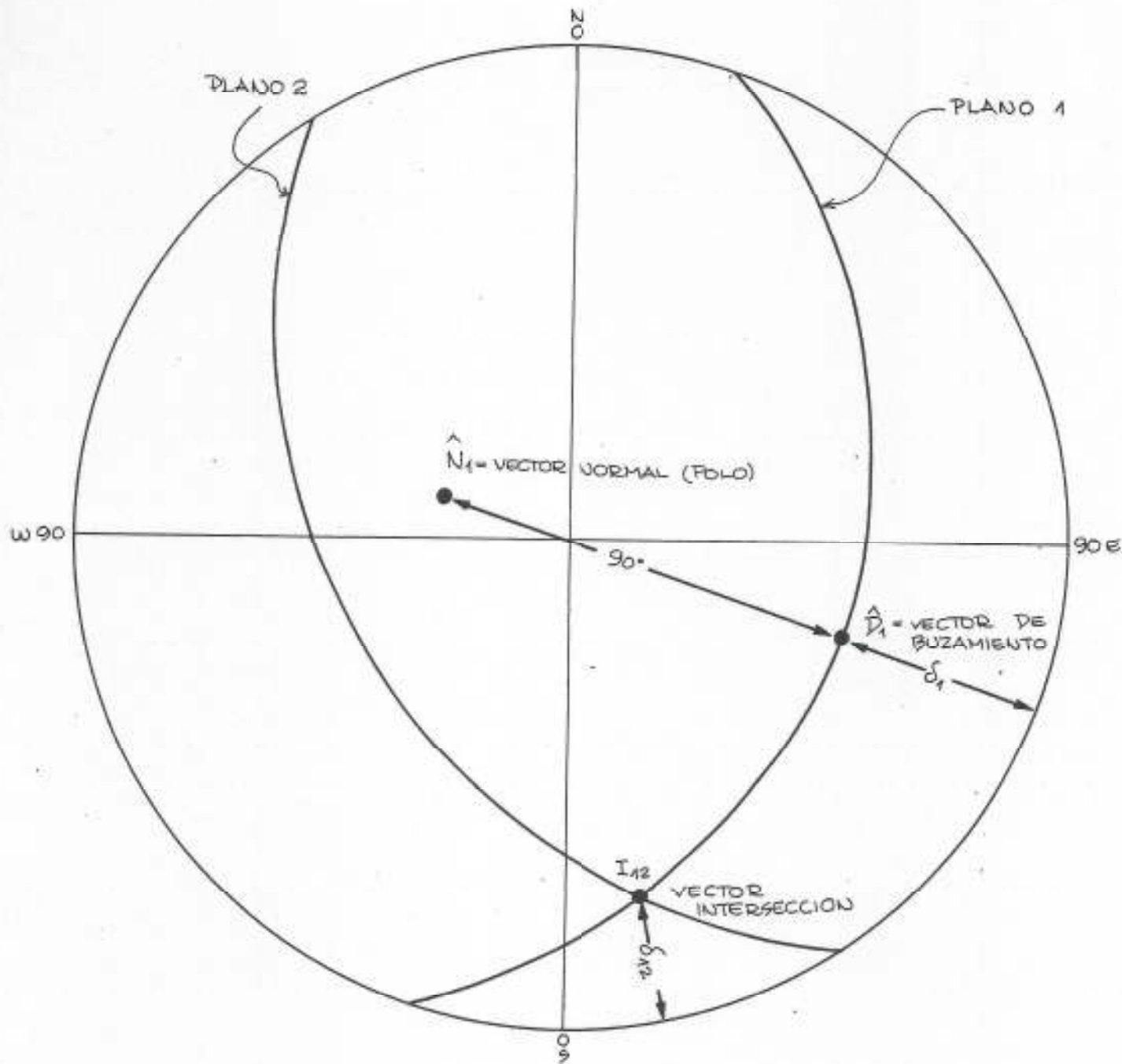


FIGURA 27

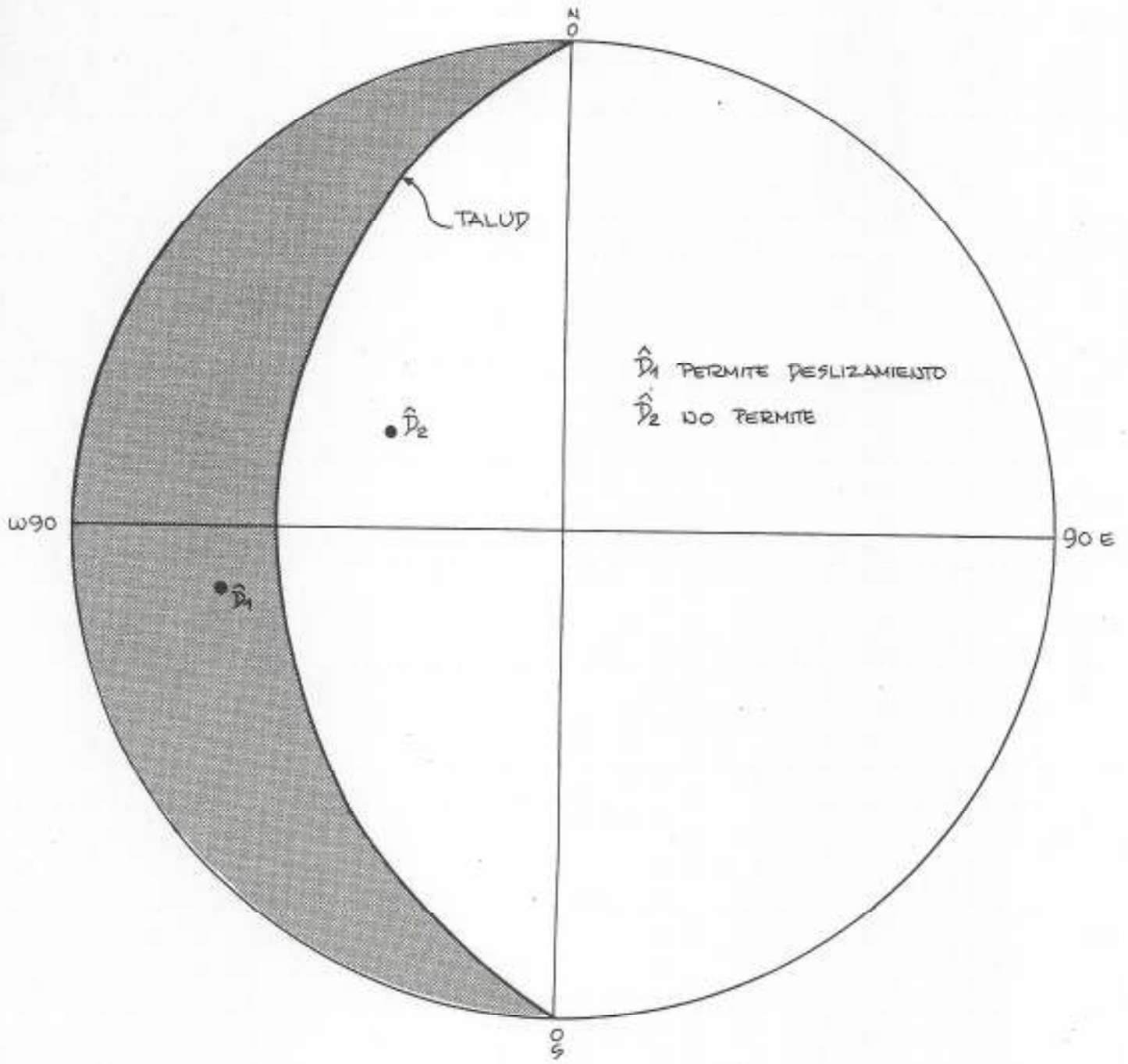
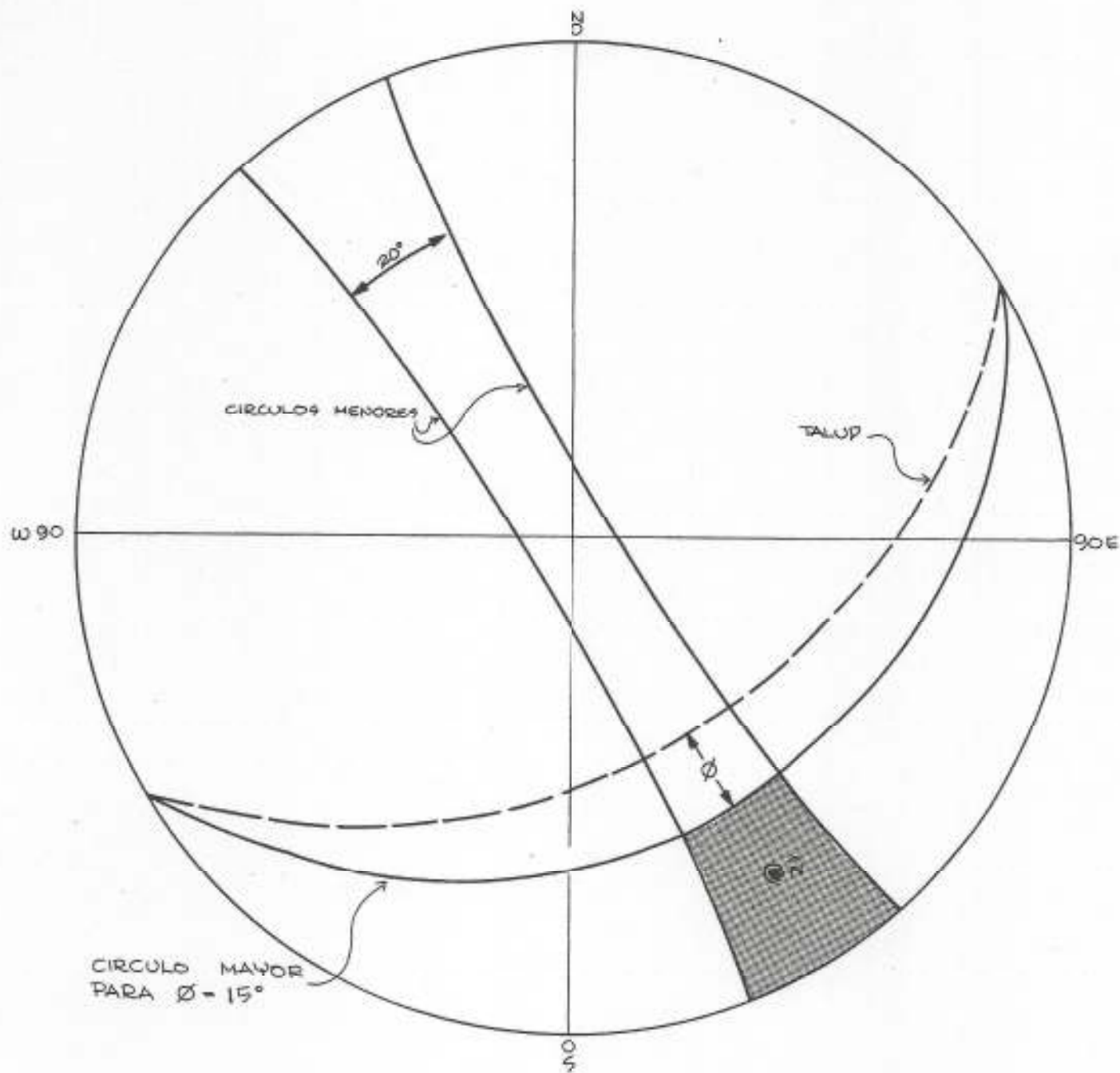
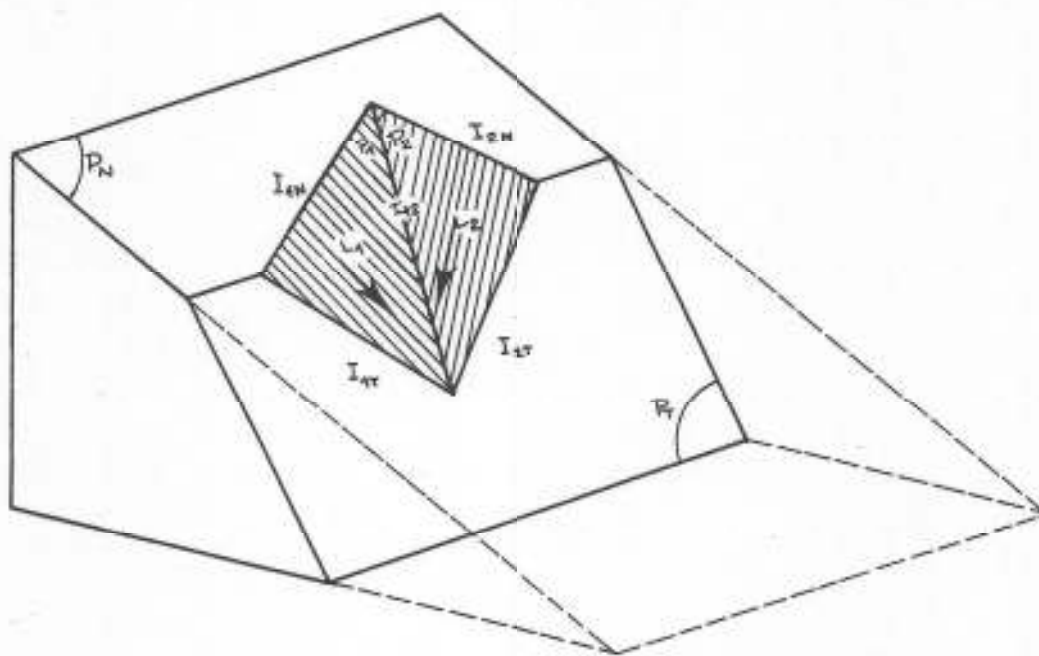


FIGURA 28

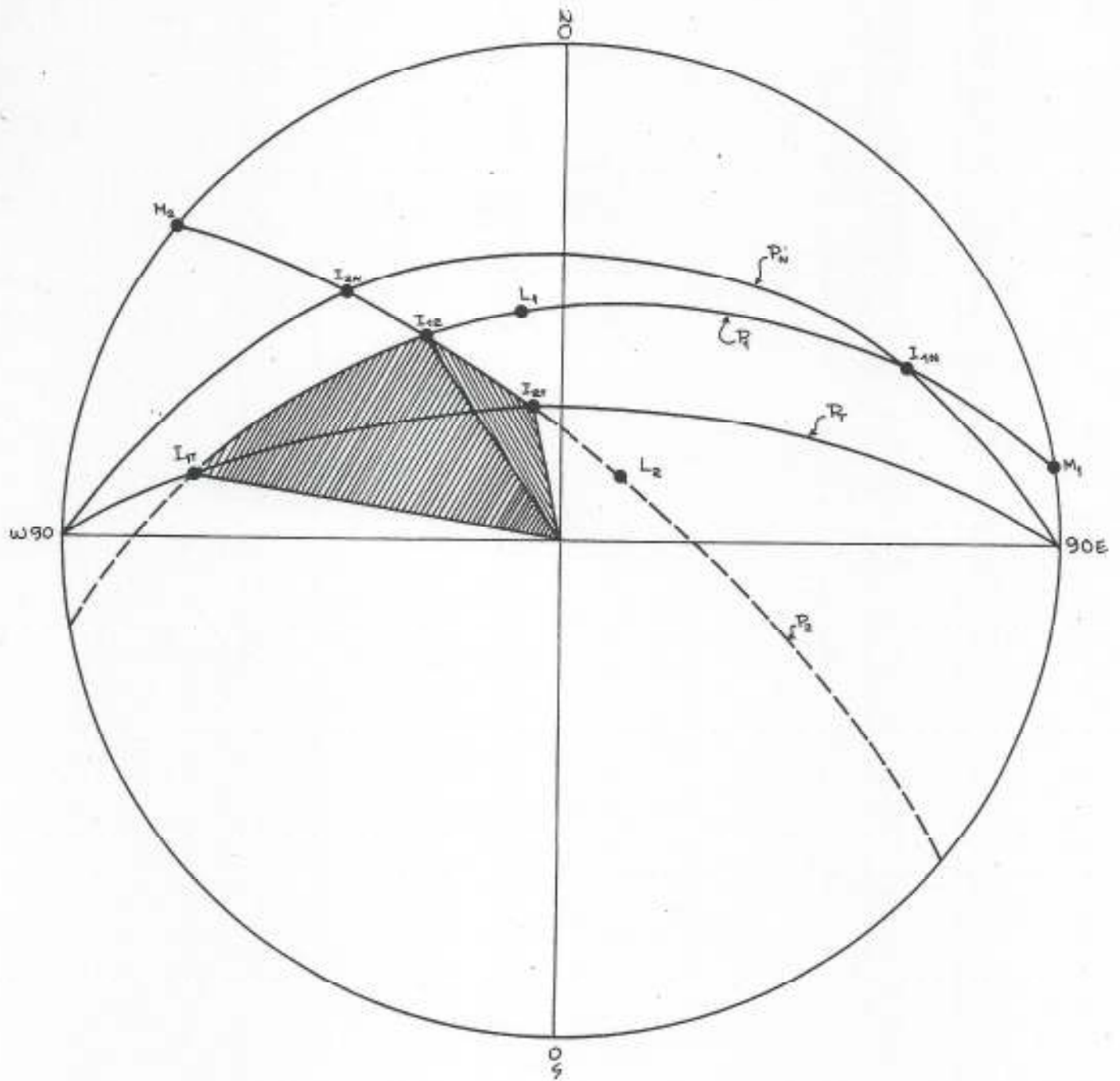


PRUEBA CINEMATICA PARA FALLAS
DE VOLCAMIENTO



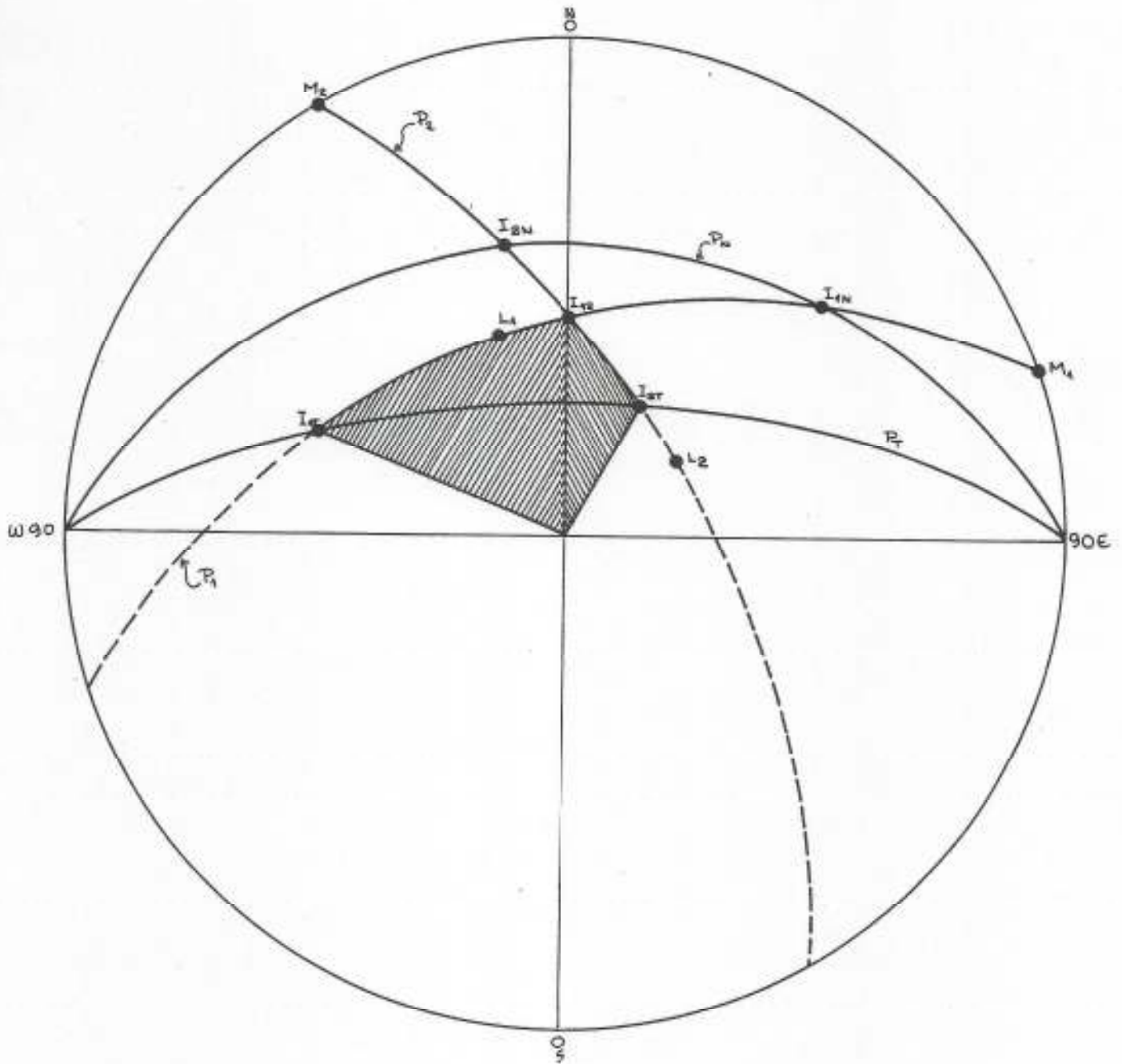
PRUEBA CINEMATICA DE PANET

BLOQUE LIMITADO POR LA DIRECCION DE
 PLANOS P_N , P_T , P_1 y P_2



PRUEBA CINEMATICA DE PANET

CONDICIONES NECESARIAS PARA UN DESLIZAMIENTO DE BLOQUE



PRUEBA CINEMATICA DE PANET

CONDICIONES NECESARIAS PARA UN DESLIZAMIENTO CUNEIFORME

VII. CONCEPTO DEL CONO DE FRICCIÓN

Este concepto fue desarrollado por Talobre (44) 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 34). La fuerza S está representada por $S = W \sin \Psi_p$ y la fuerza normal N por $N = W \cos \Psi_p$. 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 $R_f = N \tan \phi = W \cos \Psi_p \tan \phi$, donde ϕ es el ángulo de fricción.

Para que ocurra deslizamiento del bloque se requiere que $S > R_f$, es decir, $W \sin \Psi_p > W \cos \Psi_p \tan \phi$, 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 34, donde además se muestra la representación de dicho cono en el hemisferio inferior. En la Figura 34 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 que tipo de proyección se va a trabajar puesto que su construcción y apariencia es diferente en la proyección equiangular y en la proyección equiareal. Veamos este problema mediante ejemplos ilustrativos:

EJEMPLO N° 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).

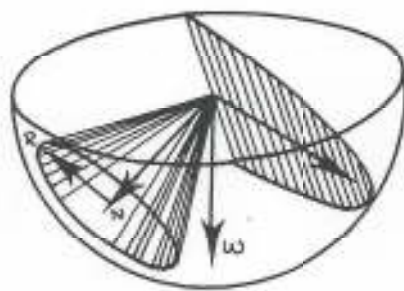
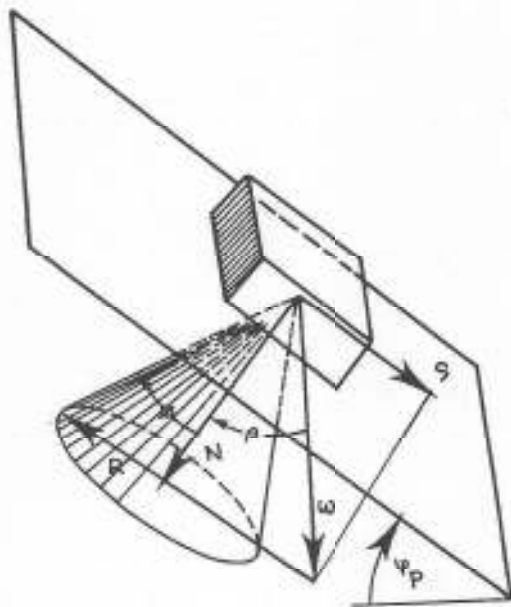
La Figura 35 muestra la apariencia del cono de fricción construido alrededor del polo (N). La proyección del cono, ha sido construída con el uso de la red equiareal, considerando diferentes círculos mayores arbitrarios que pasen por el po

lo N y midiendo 30° desde el polo sobre el círculo mayor, en ambos sentidos. En la Figura 36 se muestra gráficamente como 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.

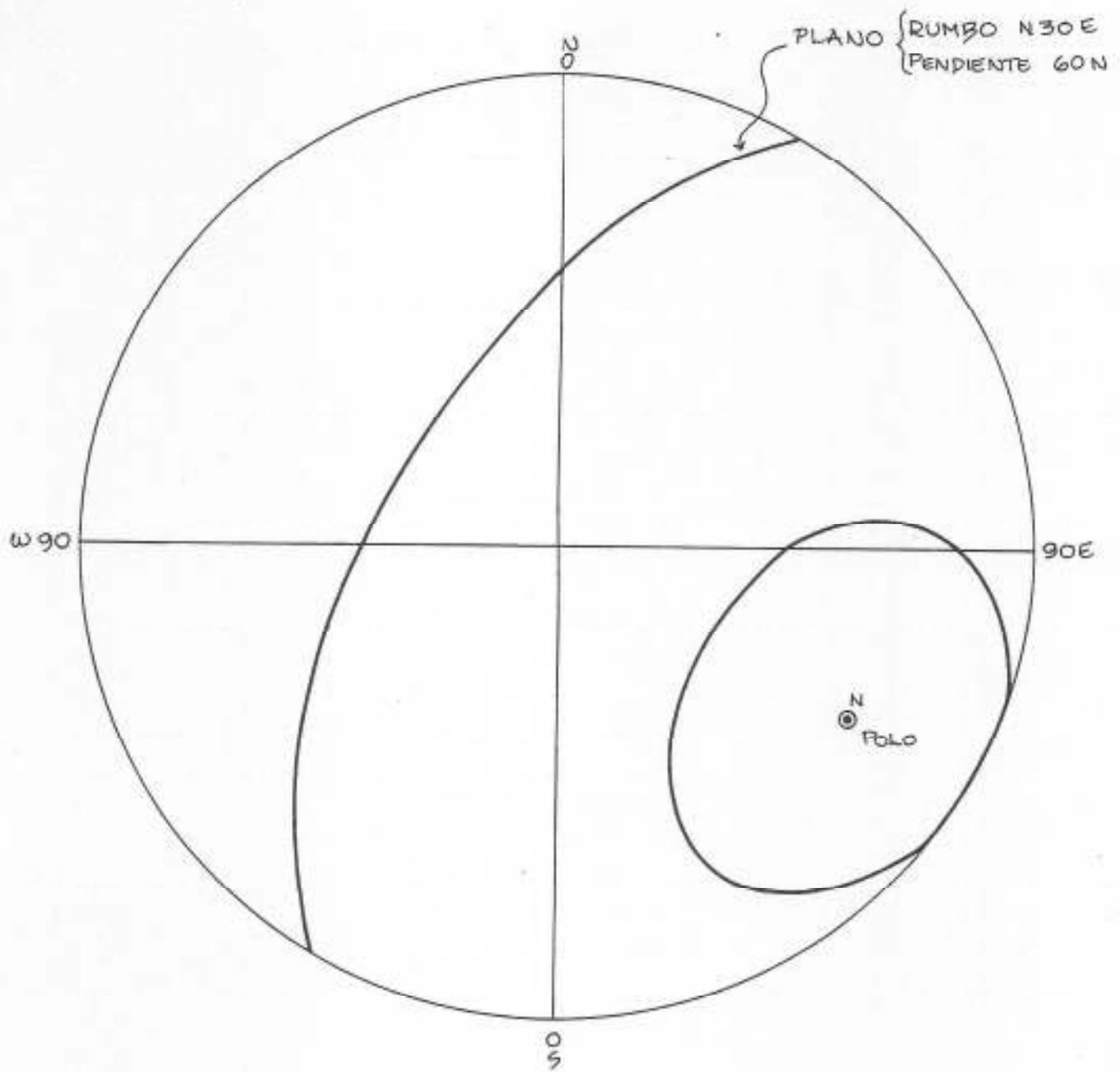
EJEMPLO N° 4

Considere los mismos datos del ejemplo 3, pero utilizando la proyección equiangular (Red de Wulff).- En la Figura 37 se muestra la proyección del cono de -- fricción; para obtenerlo se consiguen, primeramente, los puntos X y Z, a $\phi = 30^\circ$ 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 $\overline{c-X}$. 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.

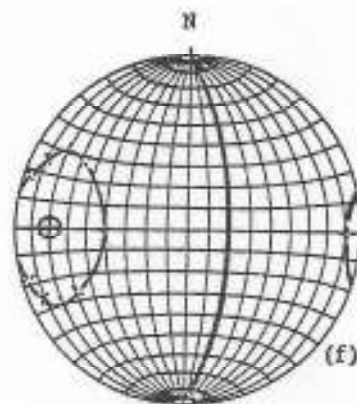
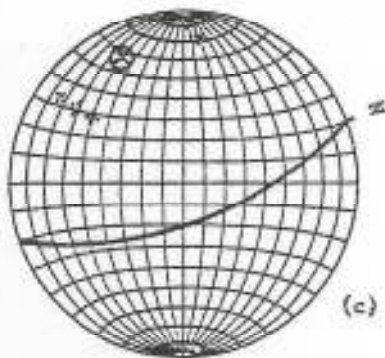
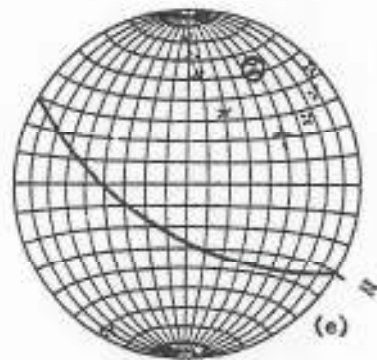
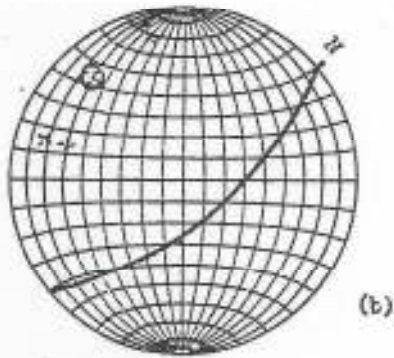
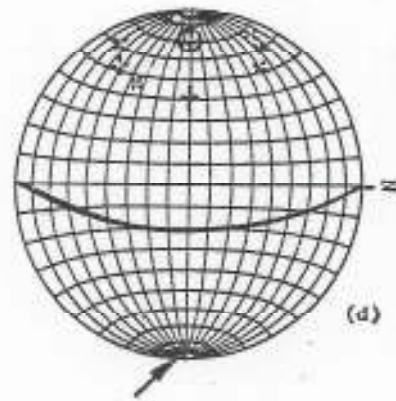
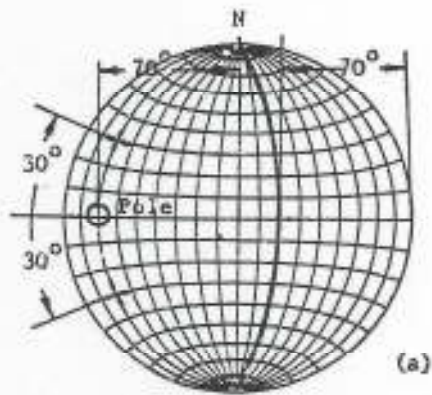
.../...



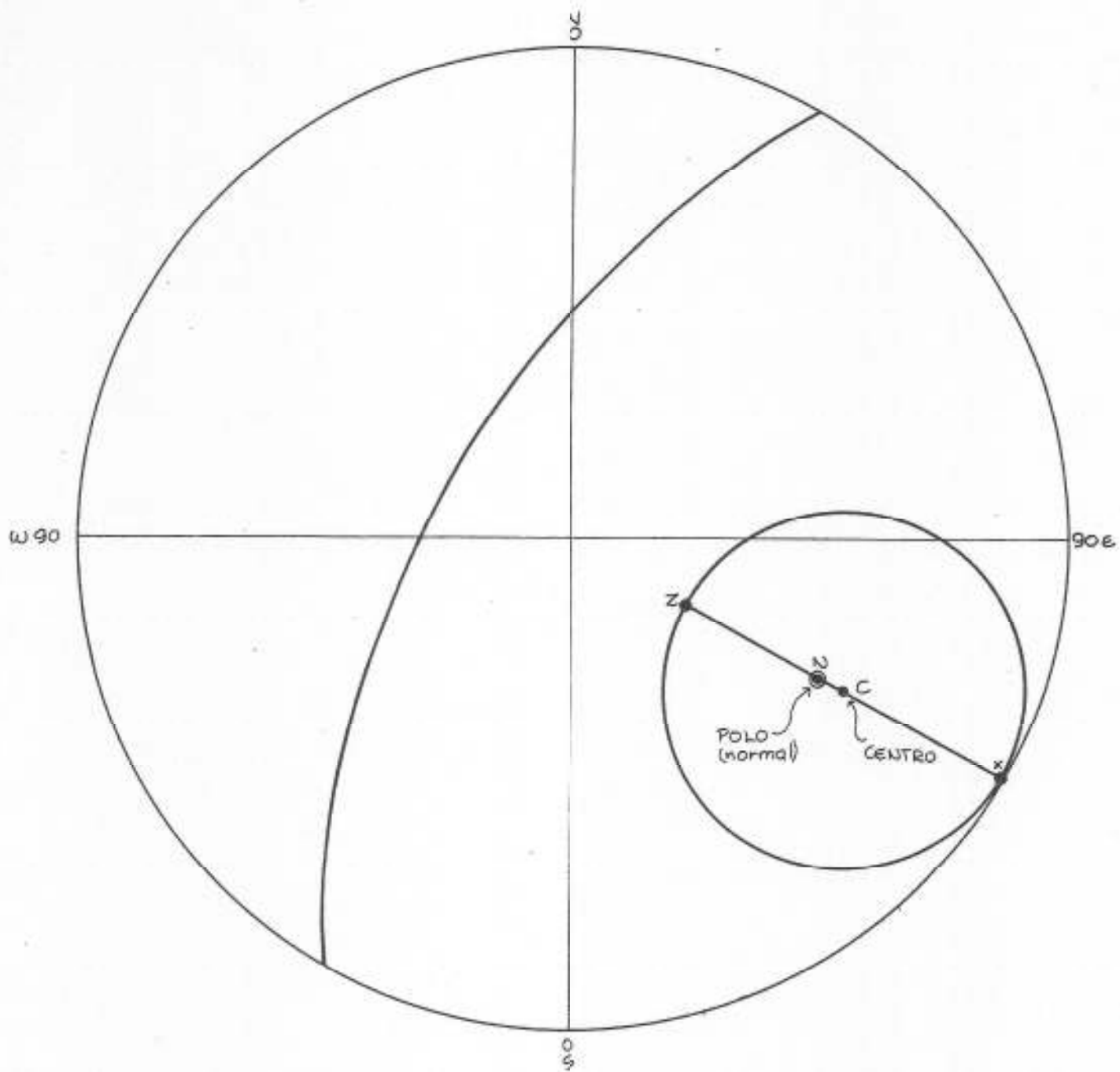
BLOQUE DESLIZANDO SOBRE UN PLANO POR SU PROPIO PESO.- EL DESLIZAMIENTO OCURRE CUANDO $\psi_p > \phi$ O CUANDO EL VECTOR w CAE FUERA DEL CONO DE FRICCION.



CONO DE FRICCION EN PROYECCION EQUIAREAL



CONSTRUCCION DEL CONO DE FRICCION EN PROYECCION EQUIAREAL (Hoek y Bray, 1974)



PROYECCION EQUIANGULAR CONO DE FRICCION

VIII. METODOLOGIAS DE TRABAJO Y EJEMPLOS

En este capítulo se realiza una descripción resumida de las metodologías propuestas por diferentes autores, resolviendo problemas que ayudan a su mejor entendimiento.

VIII.1. Metodología de Klaus John

El autor de esta metodología (Ref. 26 y 27), consciente de lo complejo que resulta la resolución de problemas de estabilidad de taludes rocosos por métodos convencionales de geometría analítica y de lo sofisticado de algunos métodos basados en análisis vectoriales, ha propuesto una técnica rápida y sencilla de gran utilidad para problemas geotécnicos prácticos.

Las limitaciones y condiciones de la metodología son 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 solamente friccional.
- 3) Se pueden incorporar al análisis, fuerzas debidas a aceleraciones sísmicas en cualquier dirección, asumiendo 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 al peso del macizo rocoso.
- 5) Cualquier fuerza de retención, tales como anclajes, muros, bermas, también pueden ser incluidas en proporción al peso del macizo rocoso que va a ser soportado.
- 6) Uso de la proyección equiareal y hemisferio inferior de referencia.

De manera de entender el método de John se hará una descripción mediante un --

ejemplo ilustrado (Referencia 26).

EJEMPLO N° 5

Se trata de evaluar la estabilidad de un corte proyectado en una ladera natural, determinando el factor de seguridad bajo ciertas condiciones sísmicas:

Datos preliminares

Pendiente natural : 13°
Rumbo del corte : N 70 E
Talud de corte proyectado: 27° Sur

Datos geológicos provenientes de análisis estadísticos previos:

<u>Discontinuidad</u>	<u>Rumbo</u>	<u>Buzamiento</u>	<u>Observaciones</u>
P1	N 4E	60 NW	Predominante
P2	N32E	40 SE	Predominante
P3	N78W	Vertical	Esporádico

La Figura 38 presenta la proyección de los planos correspondientes a la orientación de las discontinuidades geológicas y sus respectivos polos (P). Asimismo, contiene el plano del talud de corte proyectado y las rectas de intersección entre planos, representada por la letra I. Esta configuración tridimensional es denominada por John como "modelo geotécnico" porque presenta un resumen de las condiciones geológicas a ser consideradas y sirve de base para los análisis ingenieriles. Por lo tanto, la calidad de este modelo es decisiva para el estudio completo.

En base a este modelo se pueden emplear en la Figura 38, los análisis antes des

critos, llegándose a las siguientes conclusiones:

- a) Fallas de cuña solo pueden ser posibles en la dirección de I_{12} .
- b) Una falla de "bloqueo" (planar o a lo largo de un solo plano) según P_2 solo es posible en la 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 una pendiente mayor, éstas no pueden ocurrir - porque la componente del buzamiento de P_2 en esas direcciones, se hace más tendida (ángulo menor) que la dirección de deslizamiento posible según I_{12} .
- c) En base al mismo criterio anterior solo es posible que ocurran deslizamientos de bloque según P_1 en las direcciones definidas desde M_1 hasta I_{12} .

Siguiendo con el ejemplo se procederá al análisis de la posible falla cuneiforme según I_{12} . En esta etapa se necesita de 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	Angulo de fricción	Angulo de fricción	
	$F_s = 1$	$F_s = 1.2$	$F_s = 1.5$
P1	34	29	24
P2	12	10	8

Los valores de ángulo de fricción para otros factores de seguridad distintos a 1, se encuentran de la relación:

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

donde $\phi =$ es el ángulo de fricción disponible y ϕ_r el valor reducido para un factor de seguridad asumido.

Como otro dato adicional se requiere la fuerza sísmica. Esta 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:

$$S = 0.2 W$$

la aplicación de esta fuerza de gravedad en cualquier dirección da como resultado un cono alrededor del origen cuyo ángulo puede ser determinado por $\tan \phi_s = 0.2$, o sea $\phi_s = 11^\circ$.

Con estos datos de fricción y fuerzas sísmicas adicionales, se construye la proyección de la Figura 39, de acuerdo a los siguientes pasos:

- a) Para más claridad de trabajo dibujar otra proyección con la misma ubicación de los polos de los planos involucrados P_1 y P_2 y de la recta de intersección I_{12} .
- b) 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 39.
- 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 donde el cono de fricción corta a los círculos mayores $P_1 - I_{12}$ y $P_2 - I_{12}$, por lo que no es necesario 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 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 39. 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 $F_S = 1$, producirán factores de seguridad menores que la unidad.
- f) En la Figura 39 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 5.

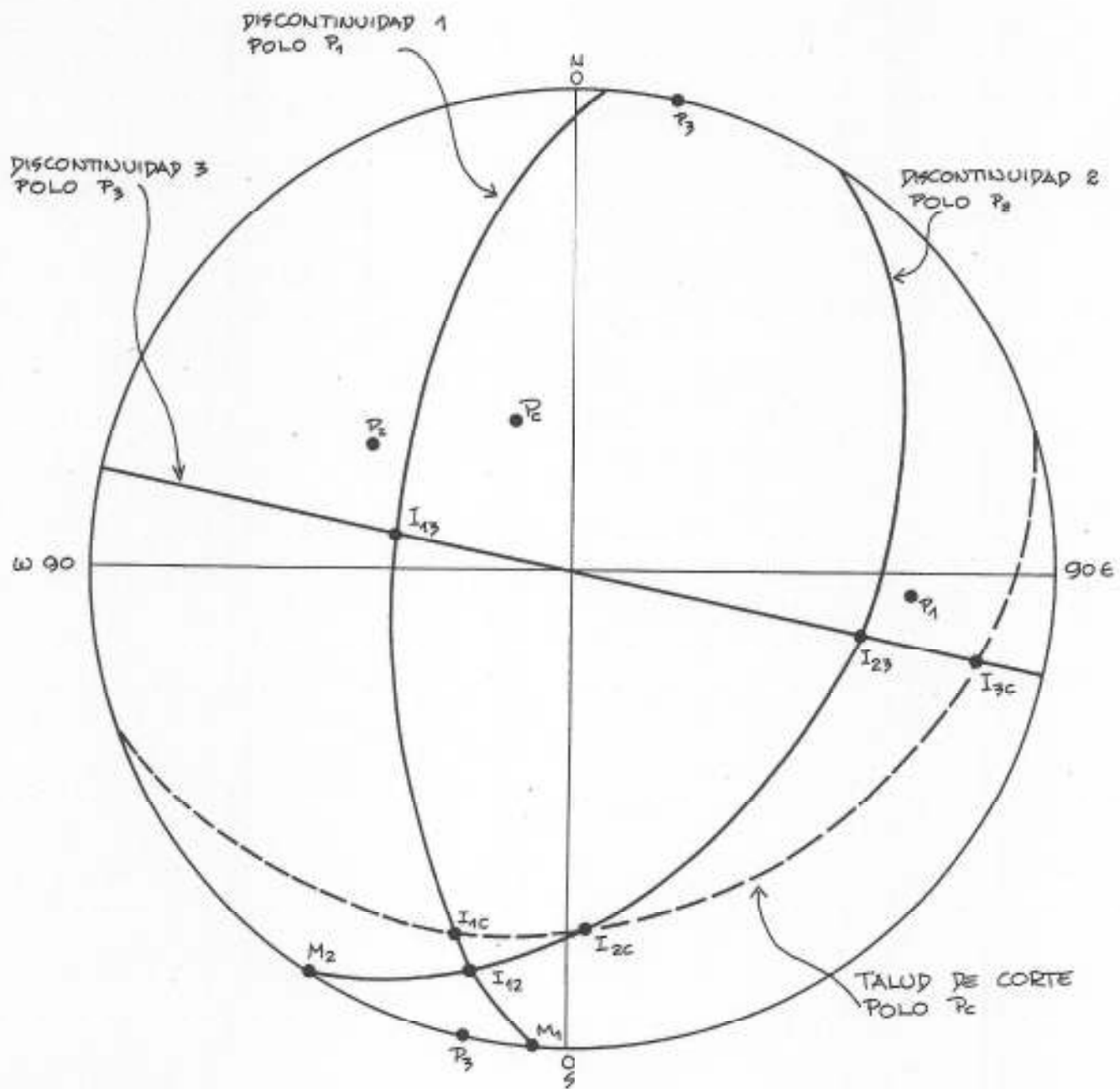
Si se estuvieran considerando solamente cargas debidas a la gravedad, se traza un plano vertical a través del centro de la proyección, interceptando en puntos equivalentes F_1 y F_2 . En base a estos valores y a la relación $F_S = \frac{\tan \phi}{\tan \phi_r}$ se pueden determinar los factores de seguridad para cada uno de los planos P_1 y P_2 .

El ejemplo fué 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

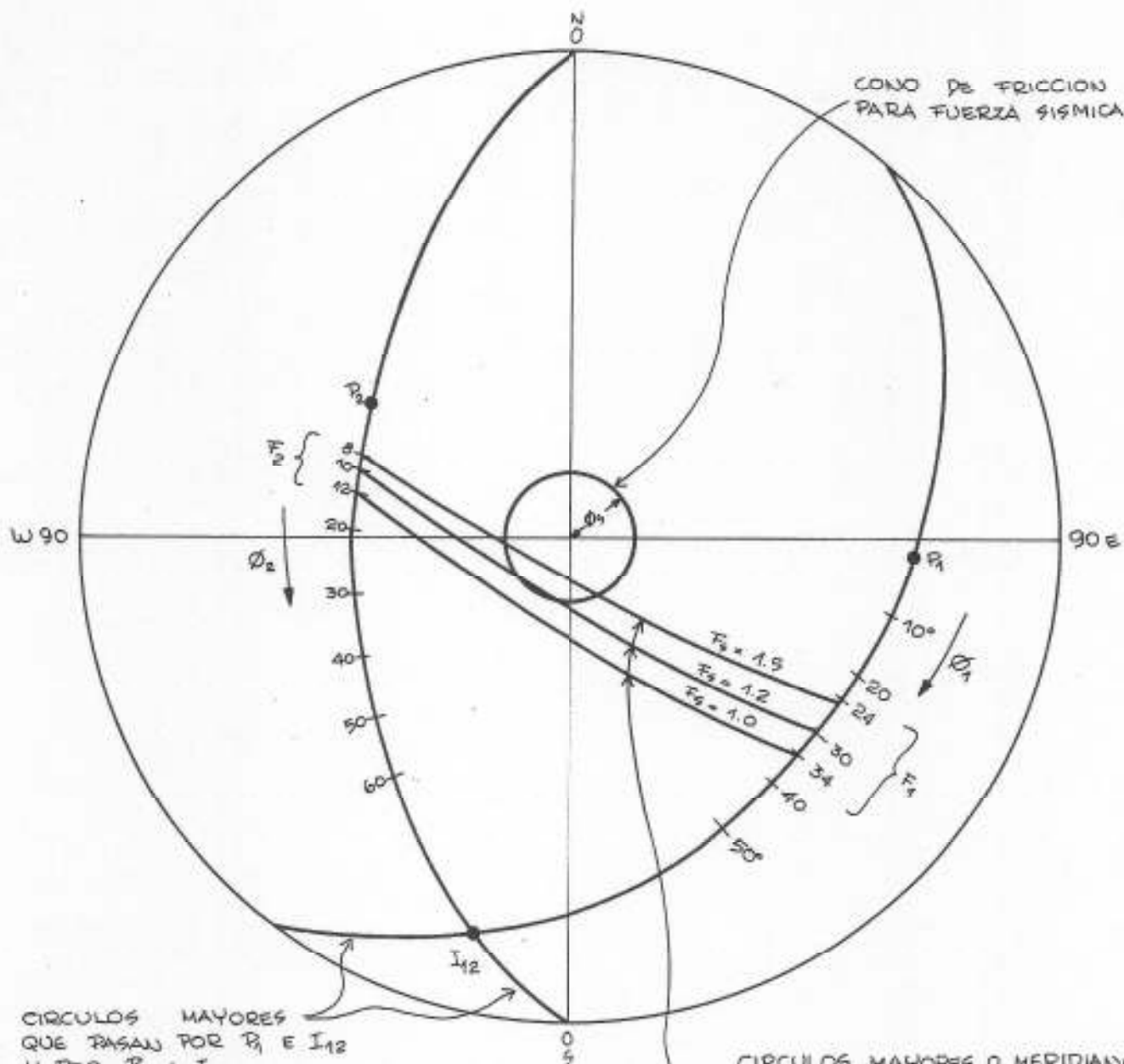
punto y el polo que pertenece al plano sobre el cual es posible el deslizamiento. La dirección de F , se establece en la misma forma indicada para el deslizamiento de cuña. Los límites de estabilidad en los casos de deslizamiento de bloque se definen por la dirección de F . Si esta línea coincide con 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 y aún cuando no se ilustra en el ejemplo, para no extender demasiado el problema, una gran variedad de preguntas pueden ser contestadas tales como: ¿cual sería la dirección más crítica para una fuerza sísmica?, ¿que magnitud relativa deberían tener las fuerzas activas laterales para que puedan producirse deslizamientos del tipo "de bloque" y ¿cual sería la dirección más eficiente para colocación de un anclaje o cualquier fuerza de retención?

.../...



LOS PUNTOS I REPRESENTAN LA DIRECCION DE LINEA DE INTERSECCION DE DOS PLANOS INDICADOS POR LOS INDICES DE I



CONO DE FRICCION
PARA FUERZA SISMICA

CIRCULOS MAYORES
QUE PASAN POR P₁ E I₁₂
Y POR P₂ E I₁₂

CIRCULOS MAYORES O MERIDIANOS
A TRAVES DE VALORES DE
FRICCION F₁ y F₂ PARA
DIFERENTES FACTORES DE
SEGURIDAD

VIII.2. Metodología de Branthoover y Richards

Esta metodología fue presentada por los autores en una conferencia especial de la American Society of Civil Engineers (ASCE) celebrada en Austin, Texas, en Junio de 1974 (Referencia 6).

Las condiciones son las mismas enunciadas para el Método de John siendo el procedimiento similar hasta la construcción del denominado modelo geotécnico y su evaluación cinemática. A partir de este modelo, difiere en el sentido que en lugar de utilizar un valor para el coeficiente 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 N° 6: Dada la siguiente información geológica

	<u>Rumbo</u>	<u>Buzamiento</u>
Diaclasa 1	N15E	30 S
Diaclasa 2	N80E	26 S
Talud de corte	N35E	60 S

Se pide calcular las curvas de equilibrio para esta configuración, solamente bajo cargas debidas a gravedad.

En la Figura 40 se presenta la proyección hemisférica (equiareal) de los datos disponibles; luego, es necesario analizar el deslizamiento de borde según I_{12} 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 .

El siguiente paso consiste en elaborar una proyección tal cual 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 41. 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 41. 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

$$\tan \phi_1 = F. S. \tan \phi$$

donde: ϕ = ángulos de fricción con valores obtenidos de Figura 40 (FS= 1)

ϕ_1 = valores de ángulos de fricción para el F.S. asumido

FS = factor de seguridad

En la Figura 42 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 hemos 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 42. 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 necesario la realización de ensayos de laboratorio para obtención de parámetros de corte y comparar estos resultados con las curvas de equilibrio. En la Figura 43 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 41, caen en un solo lado del origen de la proyección hemisférica, es imposible construir las curvas de equilibrio.

Estas intersecciones deslizan predominantemente en un plano (deslizamientos 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 que valor de fricción se necesita para condiciones de equilibrio.

- g) Para los casos de fuerzas externas (presiones de poro, carga sísmica) estas se representan proporcionalmente a la gravedad con un círculo, en cu

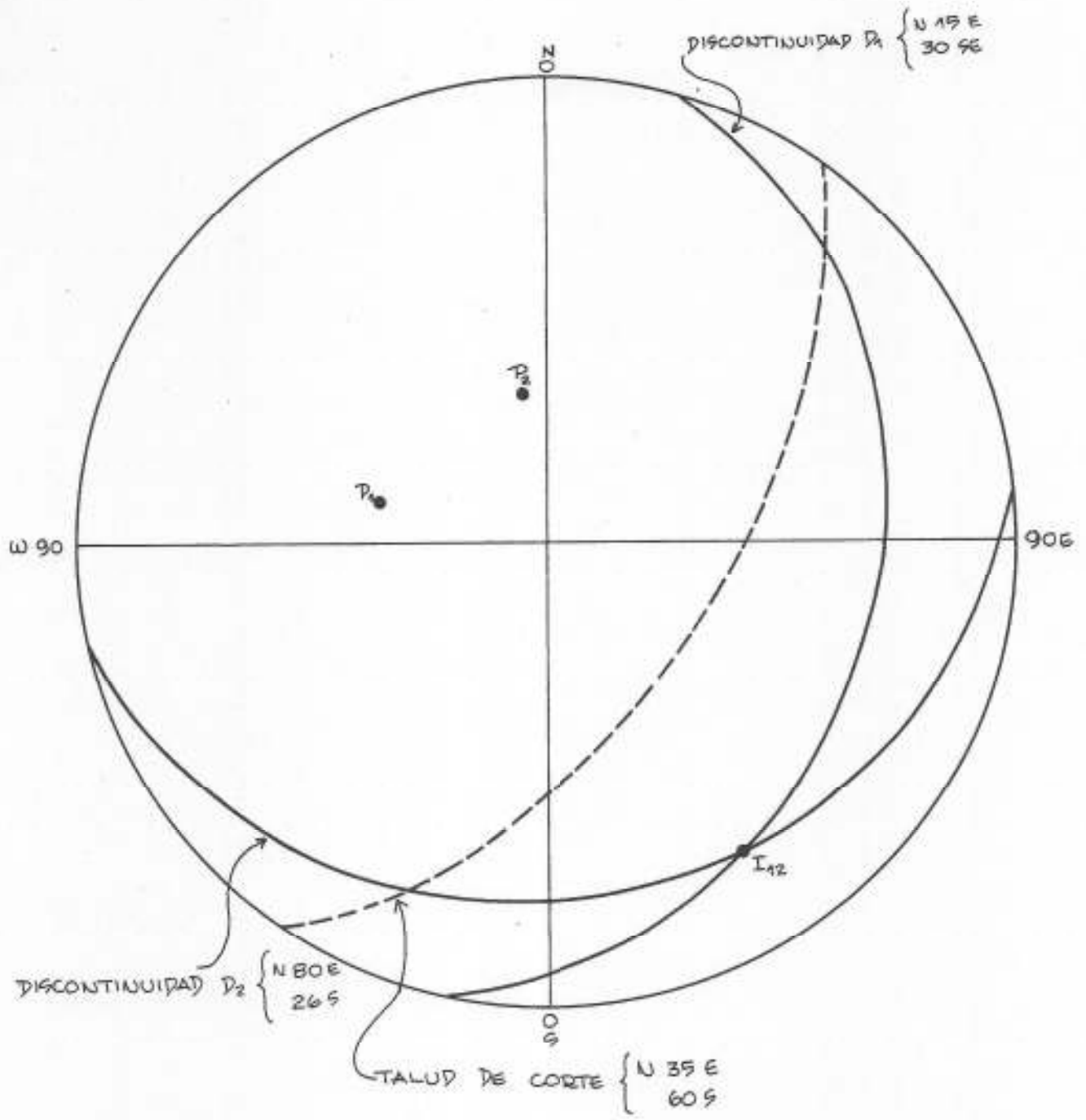


FIGURA 40

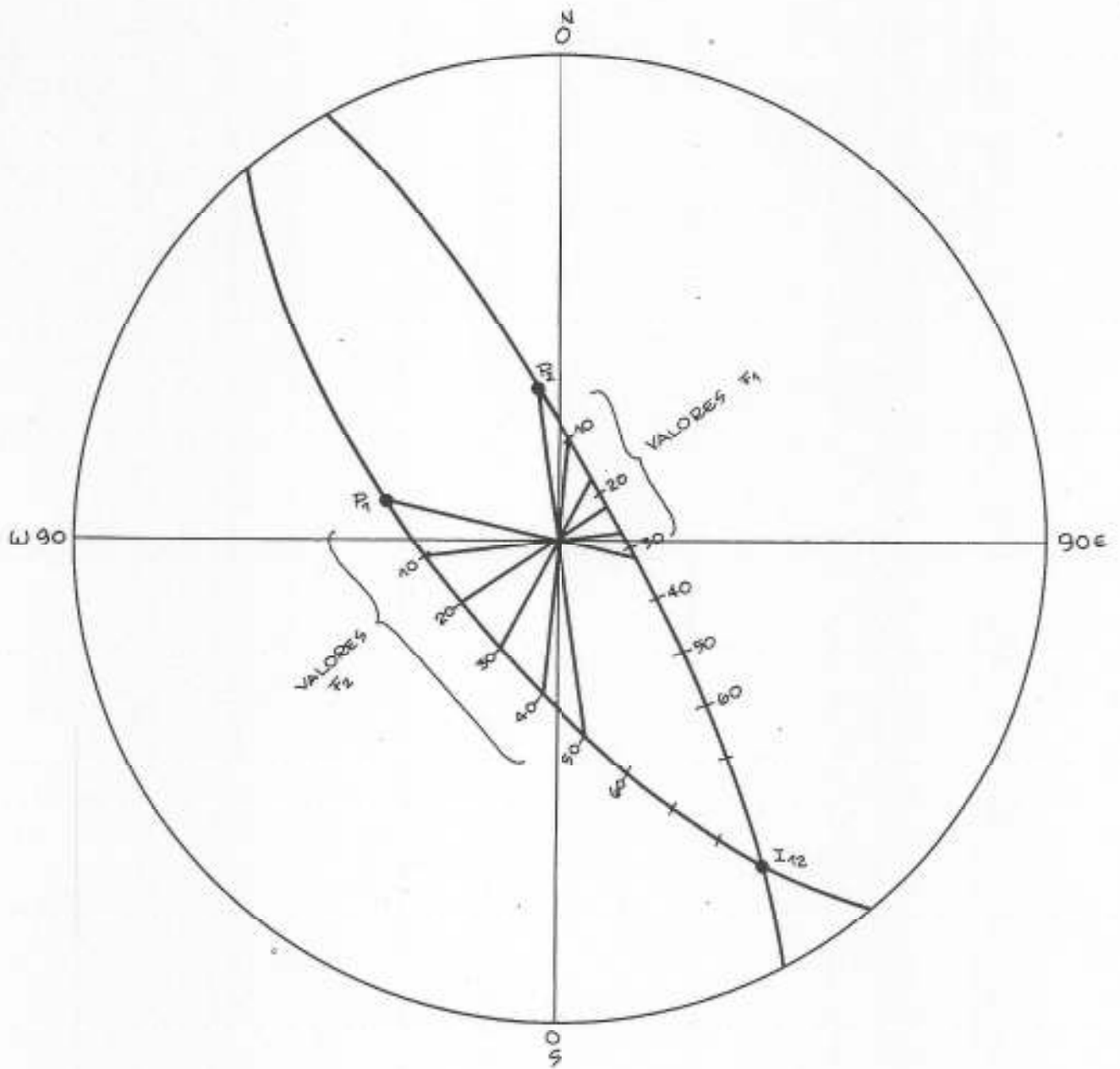
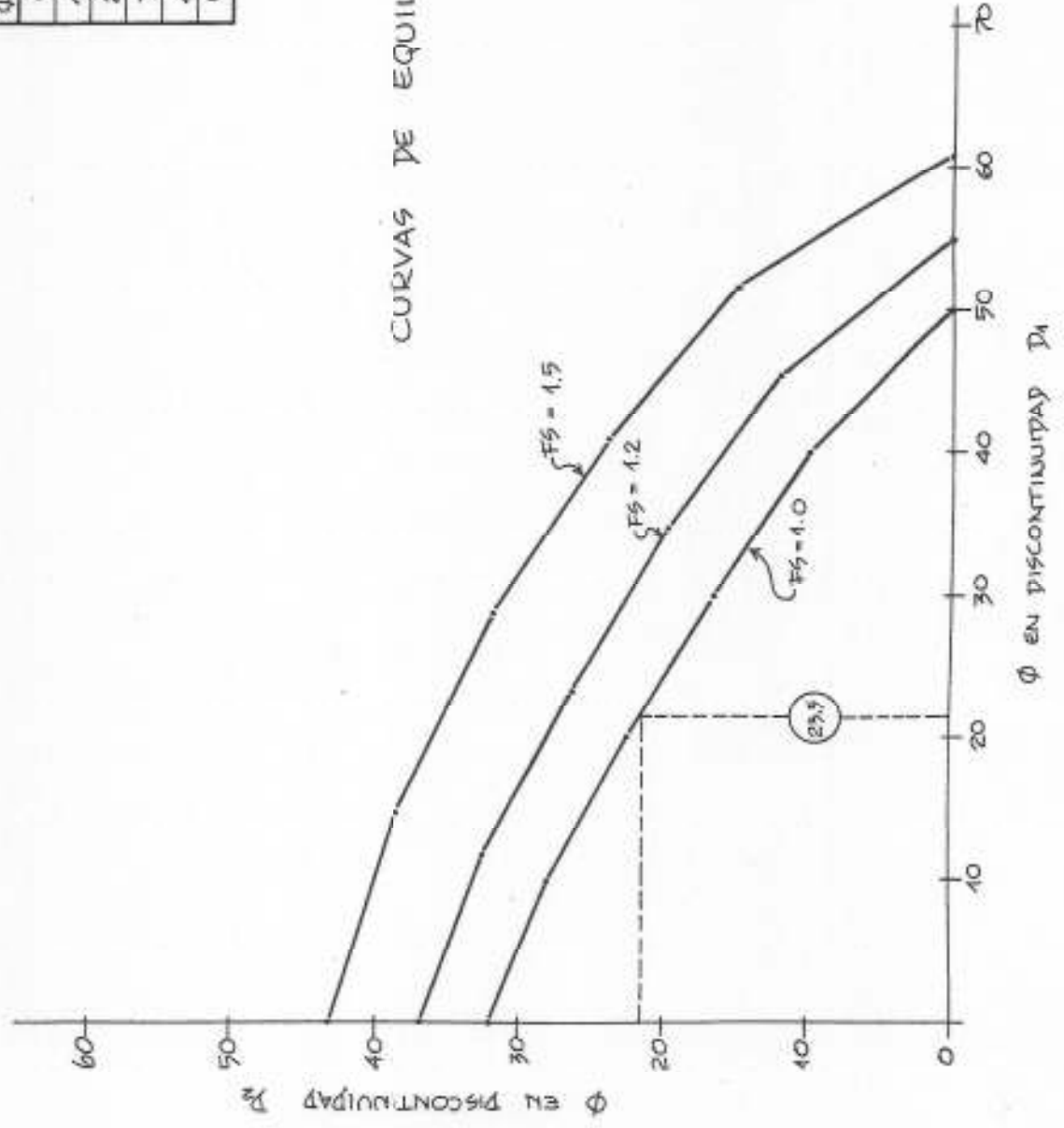


FIGURA 41

FS = 1.0		FS = 1.2		FS = 1.5	
ϕD_1	ϕD_2	ϕD_1	ϕD_2	ϕD_1	ϕD_2
0	32	0	30.9	0	43.1
10	28	11.9	32.5	14.8	38.5
20	22.5	23.4	26.4	28.6	31.8
30	16.5	34.7	19.6	40.9	23.9
40	10	45.2	11.9	51.5	14.8
50	0	55.0	0	60.8	0

CURVAS DE EQUILIBRIO



EVALUACION DE LA ESTABILIDAD DE UN TALUD EN ROCA

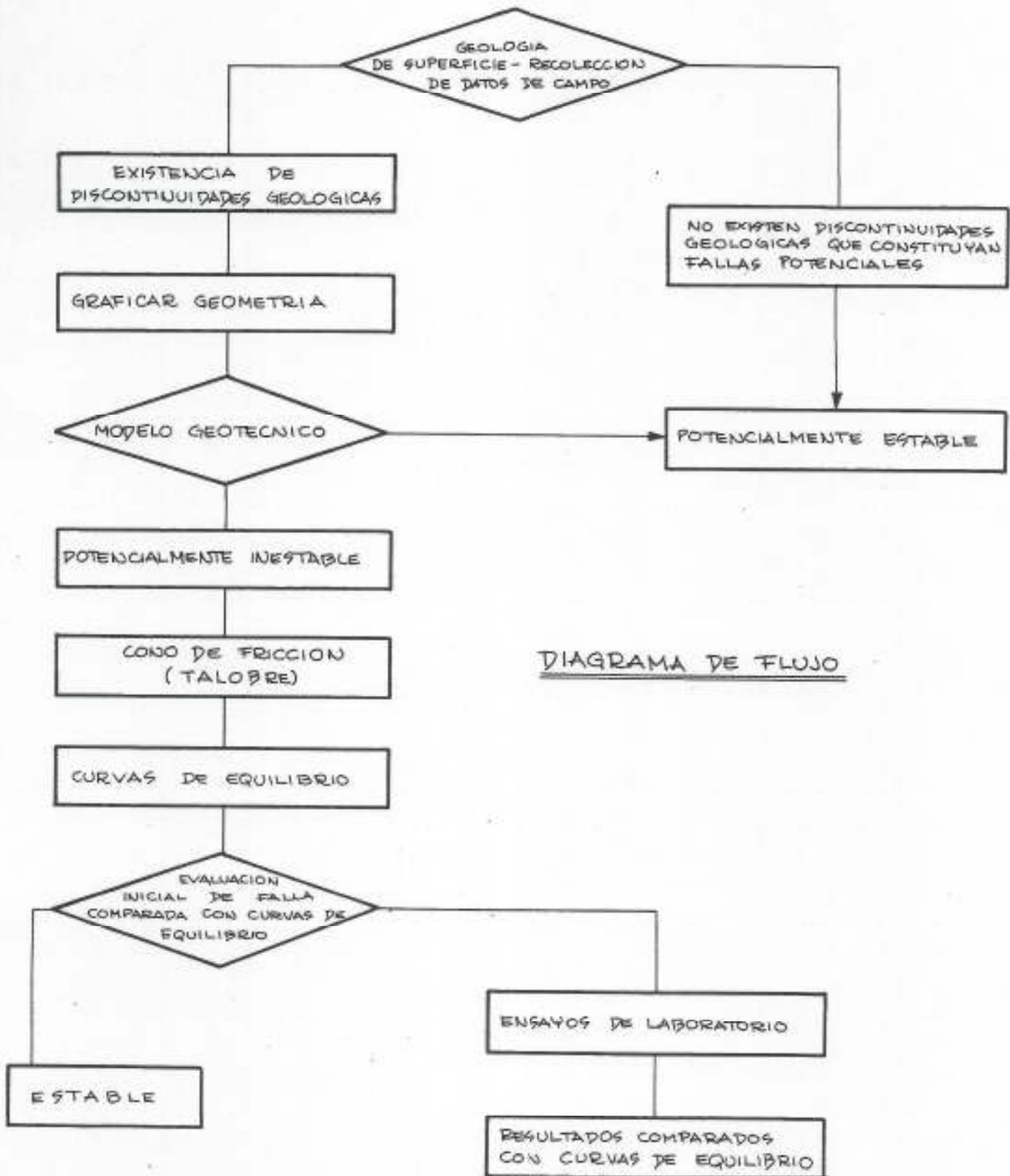


DIAGRAMA DE FLUJO

yo 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 41.

VIII.3. Metodología de Panet y Struillou

Esta metodología ha sido utilizada por los autores para evaluaciones de estabilidad de taludes en roca en proyectos de vialidad. Fué presentada en el Segundo Congreso Internacional de Mecánica de Rocas, celebrado en Belgrado en 1970. (Referencia 32).

Al igual que el método propuesto por Branthoover y Richards, presenta "curvas de equilibrio" que se transforman en rectas si se representan en escala logarítmica. Panet y Struillou combinan un enfoque analítico con la proyección estereográfica. Las características del método permiten utilizar la proyección equiareal o la estereográfica, indistintamente.

EJEMPLO N° 7

	<u>Rumbo</u>	<u>Buzamiento</u>
Discontinuidad 1	N85W	60 N
Discontinuidad 2	N43E	50 S
Talud de corte	N40W	0.5:1 (H:V)

En la Figura 44 se muestra la proyección estereográfica de esos planos, notándose la posibilidad de deslizamiento según I_{12} para la cual se construirá el diagrama de estabilidad ("curvas de equilibrio").

La teoría del método es la siguiente:

- a) En un análisis de no-cohesión, para que un bloque sea estable es necesario que su pendiente α_1 sea menor que el ángulo de fricción ϕ .- Luego el factor de seguridad puede ser definido por:

$$FS = \frac{\tan \phi_1}{\tan \alpha_1}$$

- b) Como el deslizamiento es de cuña y contiene dos planos que se mueven en la dirección de I_{12} , la fuerza motriz es proporcional a la aceleración de la gravedad según I_{12} , o sea:

$$\text{fuerza motriz o activante} = g (\cos g, I_{12})$$

- c) Las fuerzas resistentes movilizadas por la fricción en los planos P_1 y P_2 serán respectivamente:

$$g \text{ sen } (g, I_{12}) \frac{\text{sen } (N_2, J_{12})}{\text{sen } (N_1, N_2)} \tan \phi_1$$

y

$$g \text{ sen } (g, I_{12}) \frac{\text{sen } (N_1, J_{12})}{\text{sen } (N_1, N_2)} \tan \phi_2$$

- d) Combinando estas ecuaciones resulta que:

$$F.S. = \frac{\tan (g, I_{12})}{\text{sen } (N_1, N_2)} \left[\text{sen } (N_2, J_{12}) \tan \phi_1 + \text{sen } (N_1, J_{12}) \tan \phi_2 \right]$$

N_1 y N_2 son las normales (polos) en los planos P_1 y P_2 , y

J_{12} se encuentra como se indica en la Figura 44

Luego los ángulos (g, I_{12}) , (N_1, N_2) , (N_1, J_{12}) y (N_2, J_{12}) pueden ser medidos directamente con la red equiangular en la Figura 44.

Para el ejemplo considerado resultan los siguientes valores:

$$(N_1, J_{12}) = 52^\circ \quad (N_2, J_{12}) = 38^\circ$$

$$(N_1, N_2) = 90^\circ \quad (g, I_{12}) = 55^\circ$$

Sustituyendo en la fórmula general del factor de seguridad, resulta la siguiente ecuación:

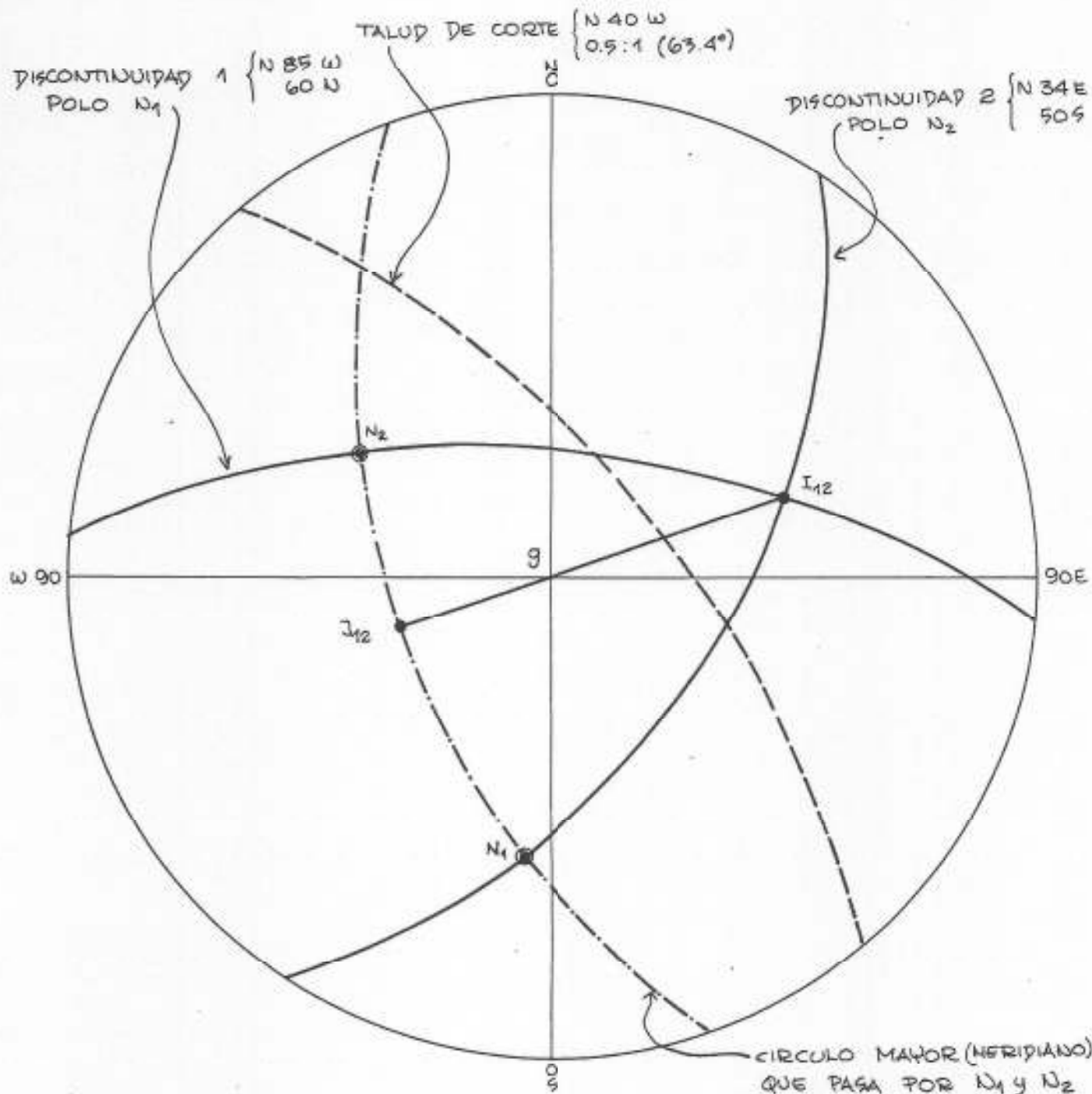
$$FS = 0.88 \tan \phi_1 + 1.13 \tan \phi_2$$

donde ϕ_1 y ϕ_2 son los ángulos de fricción en las discontinuidades 1 y 2, respectivamente.

Para un factor de seguridad especificado y variando los valores de ϕ , se consigue el diagrama de estabilidad de la Figura 45, donde se han representado gráficamente rectas para factores de seguridad igual a 1.0 y 1.2.

Las mismas consideraciones indicadas para las etapas posteriores a las curvas de equilibrio de Brant Hoover y Richards, son válidas para la interpretación y estudio de la Figura 45.

.../...



ANGULOS MEDIDOS CON LA RED DE WULFF:

$$g, I_{12} = 55^\circ$$

$$N_1, J_{12} = 52^\circ$$

$$N_2, J_{12} = 38^\circ$$

$$N_1, N_2 = 90^\circ$$

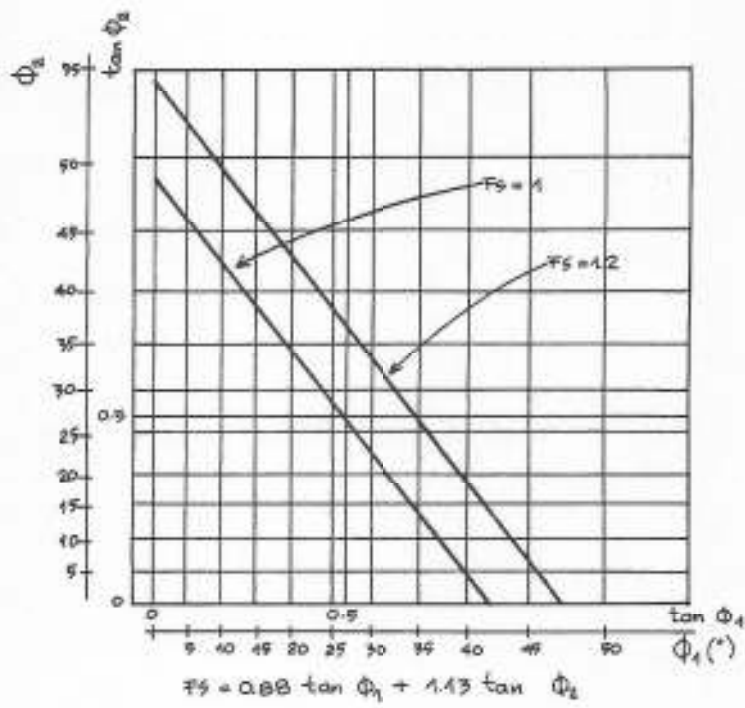


DIAGRAMA DE ESTABILIDAD
 (PANET Y STRULLOV, 1970)

VIII.4. Metodología de Goodman

Richard Goodman, profesor de la Universidad de California en Berkeley ha publicado una serie de artículos con el uso de las proyecciones hemisféricas; la mayoría de sus investigaciones y logros en este ramo se encuentran en su reciente libro "Methods of Geological Engineering in Discontinuous Rocks".(9).

Para realizar una explicación muy resumida de sus enfoques, 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).

VIII.4.1. Análisis de falla planar

Antes de enunciar el ejemplo se define la nomenclatura utilizada para los análisis con vectores. Si \vec{F}_1 es una fuerza específica actuando en el bloque, de magnitud $|F_1|$ y dirección \hat{f}_1 , esto se expresa como

$$\vec{F}_1 = |F_1| \hat{f}_1$$

La resultante de dos fuerzas en la proyección se consigue de la forma siguiente:

sea $\vec{F}_1 = 20$ Ton, una fuerza con rumbo N40W e inclinación 30N

y $\vec{F}_2 = 30$ Ton, una fuerza con rumbo N35E e inclinación 40N

En la Figura 46 se representan las direcciones de \vec{F}_1 y \vec{F}_2 indicada por los puntos \hat{f}_1 y \hat{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 nos permite encontrar el plano común (un círculo mayor que pase por \hat{f}_1 y \hat{f}_2) y medir los ángulos entre ellos. En la Figura 46 puede verse que el ángulo entre \hat{f}_1 y \hat{f}_2 resulta de 60° , luego haciendo un diagrama por separado, se consigue la dirección \hat{r} de la resultante \vec{R} , la cual en este caso resulta de 36° desde \hat{f}_1 . De esta manera se pueden proyectar, por repetición de este procedimiento, la di

rección de la resultante de todas las fuerzas que actúan sobre un bloque. Si la dirección \hat{r} de la resultante \vec{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.

El peso se representa gráficamente en el centro de la proyección:

$$\vec{W} = |W| \hat{w}$$

La carga de un bloque adyacente, contiene una fuerza normal (\vec{F}_N) paralela a la normal del plano o cara común, y una fuerza de corte (\vec{F}_T), paralela al sentido del movimiento en esa cara.

Las fuerzas debidas a agua (\vec{U}_1) en un plano con normal \hat{n}_1 , actúa en dirección $-\hat{n}_1$. Si A es el área del plano 1 en la base del bloque, la fuerza debida a agua (\vec{U}_1) está relacionada con la presión de agua promedio \bar{u}_1 por:

$$\vec{U}_1 = |\bar{U}_1| (-\hat{n}_1) = \bar{u}_1 A (-\hat{n}_1)$$

Una fuerza debida a sismo puede ser tratada como una fuerza pseudo-estática con una aceleración constante $\vec{a} = Kg$. La fuerza de inercia será:

$$\vec{F}_I = \vec{K}g \frac{W}{g} = \vec{K} |\vec{W}|$$

\vec{K} tiene una magnitud 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:

$$\vec{B} = |B| \hat{b}$$

La mejor dirección b se encuentra buscando la más económica de las soluciones seleccionadas por tanteo y error.

EJEMPLO N° 8

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 será:

$$FS = \frac{\tan \phi \text{ disponible}}{\tan \phi \text{ requerido}}$$

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 47 se ha representado la normal \hat{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 47 que para que \hat{w} (centro de la proyección) toque un círculo de fricción,

es necesario que ϕ requerido = 30° .

- 2) ¿Qué fuerza de anclaje \vec{B} debe ser utilizada para aumentar el factor de seguridad a 2.5?

Si FS = 2.5 \rightarrow ϕ requerido = 22°

El círculo de fricción para $\phi = 22^\circ$ se ha dibujado en otra figura para visualizar más claramente el problema. Véase Figura 48.

Como \vec{W} es vertical, un plano común a cualquier vector \vec{B} y \vec{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 S83E puede ser satisfactoria para el vector de anclaje (Véase Figura 48). La dirección seleccionada debe tomar en cuenta varios factores tales como acceso, facilidades operacionales para la máquina de perforar, costo del acero, etc.

Si se quiere calcular la fuerza mínima de anclaje, esta será la correspondiente a un vector de tal forma que la dirección \hat{r} de la resultante entre \vec{W} y \vec{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 \hat{w} y \hat{r} , el cual resulta de 8° , y con el polígono de fuerzas dibujado en la parte inferior izquierda de la Figura 48, puede determinarse que la mínima fuerza de anclaje es de 1.390 toneladas y en dirección \hat{bmf} debe ser de 8° por encima de la horizontal.

La longitud mínima de anclaje sería en la dirección \hat{n} , pero la fuerza requerida sería mucho mayor.

Para continuar el problema se asume que finalmente se seleccionó una dirección de anclajes identificada como \hat{b}_0 en la Figura 48, lo cual resulta en una fuerza de anclaje $\vec{B}_0 = 1.500$ toneladas.

- 3) ¿En caso de un sismo, que 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 \hat{r} , pero durante el sismo la resultante se mueve en un plano (meridiano o círculo mayor) común a \hat{r} y \hat{f}_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 49, puede obtenerse que la fuerza de inercia $\vec{K}W$ es -- 6.500 toneladas, luego $K = 0.65 g$.

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 \hat{r} ; esto daría como resultado un vector inclinado a 15° por encima de la horizontal en esa dirección.

VIII.4.2. 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 N° 9

Se quiere analizar el deslizamiento de un bloque limitado por dos planos con -- las siguientes orientaciones:

<u>Plano</u>	<u>Rumbo</u>	<u>Buzamiento</u>
P1	N50E	60 S
P2	N10E	50NW

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 50):

- 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 \hat{N}_1 e \hat{I}_{12} y a \hat{N}_2 e \hat{I}_{12} . Véase en Figura 50 planos \hat{N}_1 \hat{I}_{12} y \hat{N}_2 \hat{I}_{12} .
- 4) A lo largo del plano \hat{N}_1 \hat{I}_{12} marque los puntos \hat{p} y \hat{q} a una distancia ϕ_1 desde \hat{N}_1 , donde ϕ_1 es el ángulo de fricción en el plano 1.
- 5) A lo largo del plano \hat{N}_2 \hat{I}_{12} marque los puntos \hat{s} y \hat{t} a una distancia ϕ_2 desde N_2 .
- 6) Trace círculos mayores a través de \hat{p} y \hat{s} , y a través de \hat{q} y \hat{t} .
- 7) Construya círculos de fricción de radio ϕ_1 , alrededor de \hat{N}_1 , y de ϕ_2 alrededor de \hat{N}_2 . Se traza solamente la parte del círculo mostrada en la Figura 49, ya que el resto es cinemáticamente imposible.

En la Figura 50 toda el área sombreada representa el círculo de fricción generalizado 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.

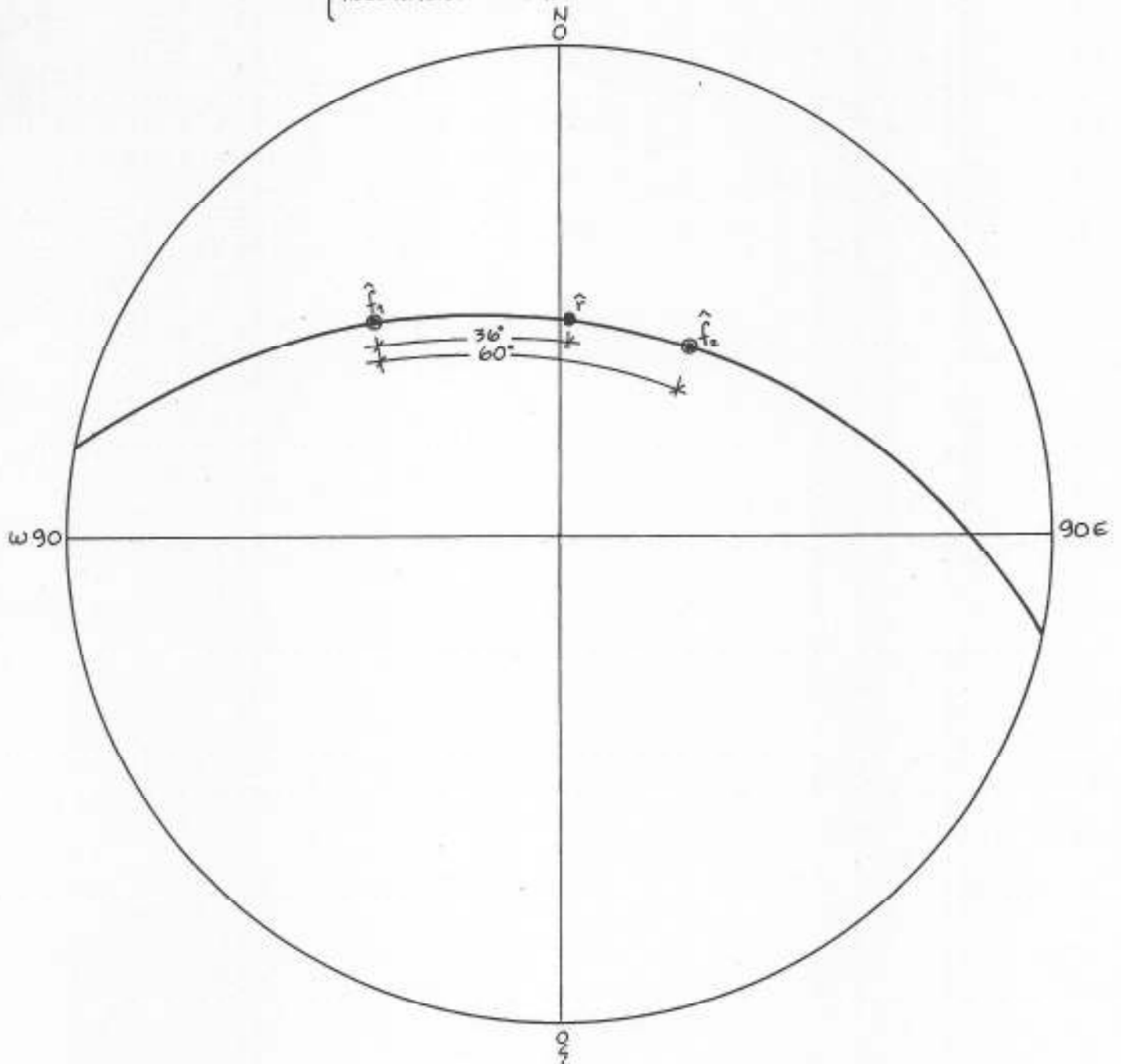
Cuando el bloque se mueve según la línea de intersección, existe una combinación infinita de valores de ϕ_1 y ϕ_2 que pudieran restringir la zona estable, de forma tal que pase por un punto que defina una resultante dentro del área sombreada; esto significa que hay numerosos factores de seguridad.

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 51 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 bloque ante posibles cambios de fricción. En la Figura 51 se presenta la combinación infinita de ángulos de fricción que producirían una condición de equilibrio límite.

.../...

$\vec{F}_1 = 20 \text{ ton}$ { RUMBO N40W
INCLINACION 30°N

$\vec{F}_2 = 30 \text{ ton}$ { RUMBO N35E
INCLINACION 40°N



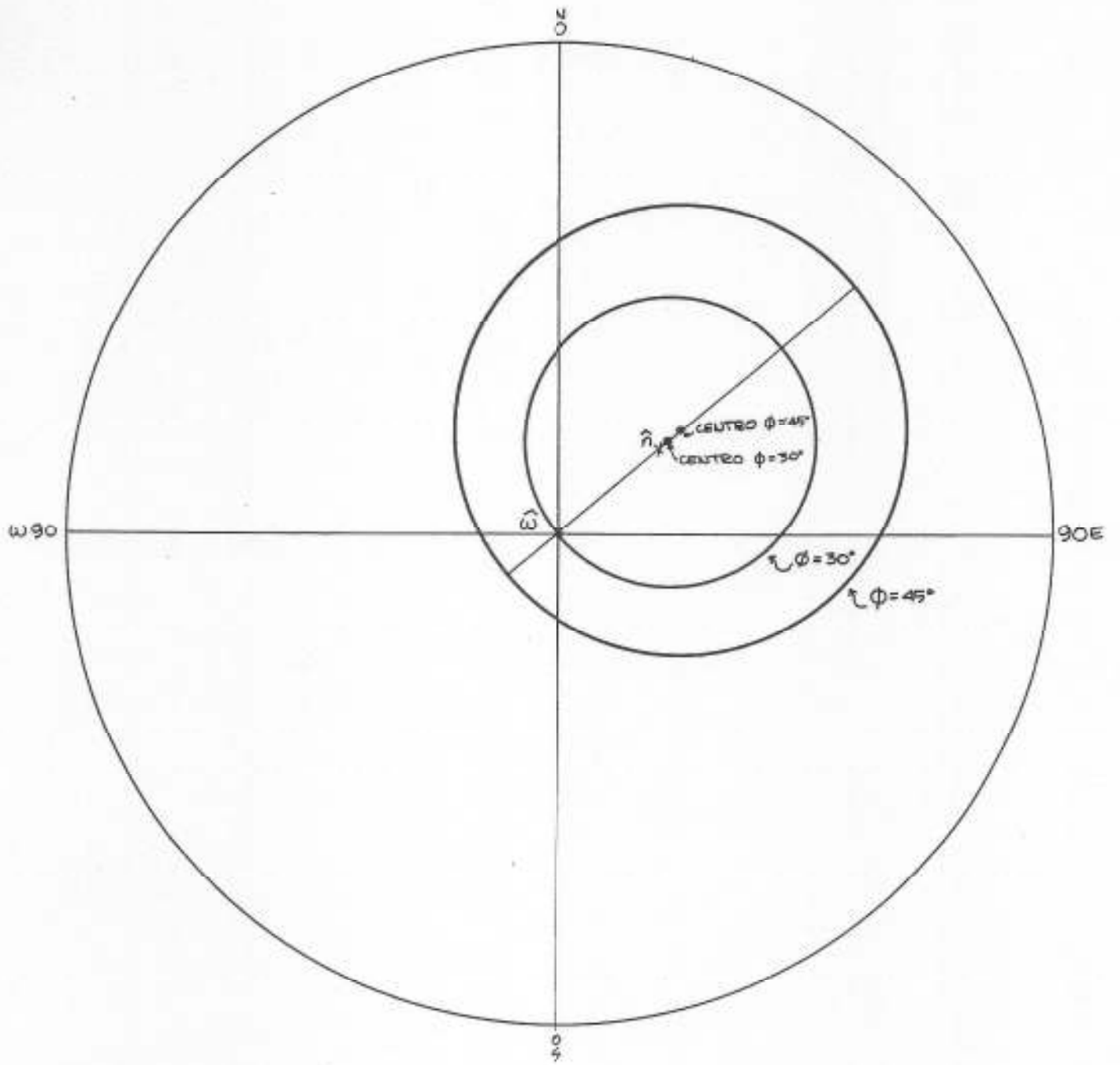
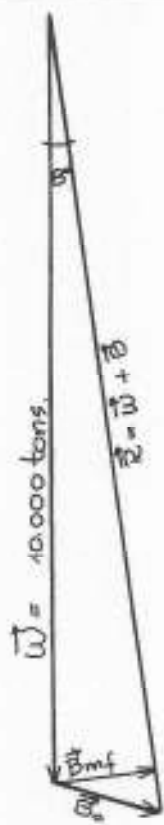
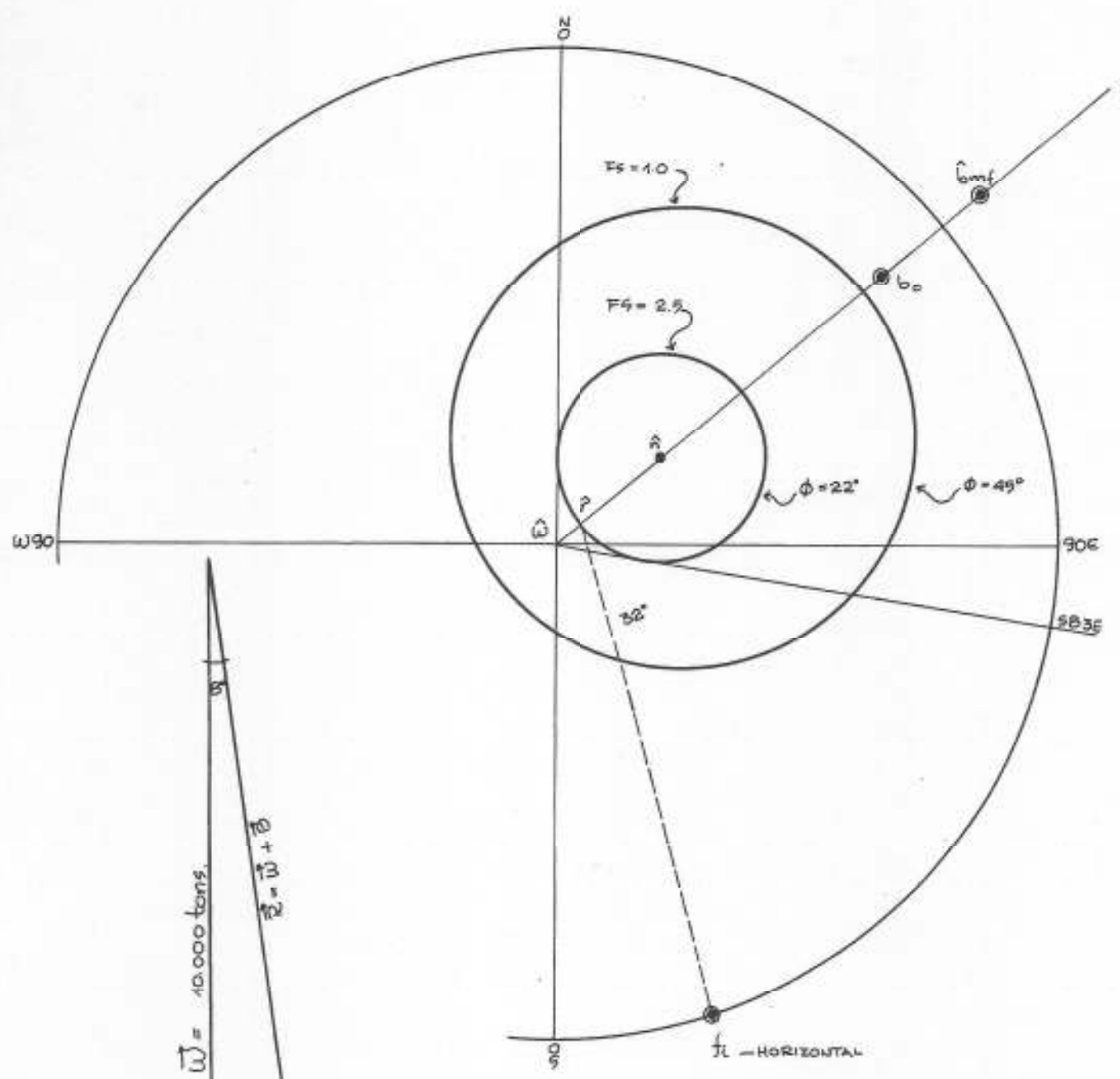


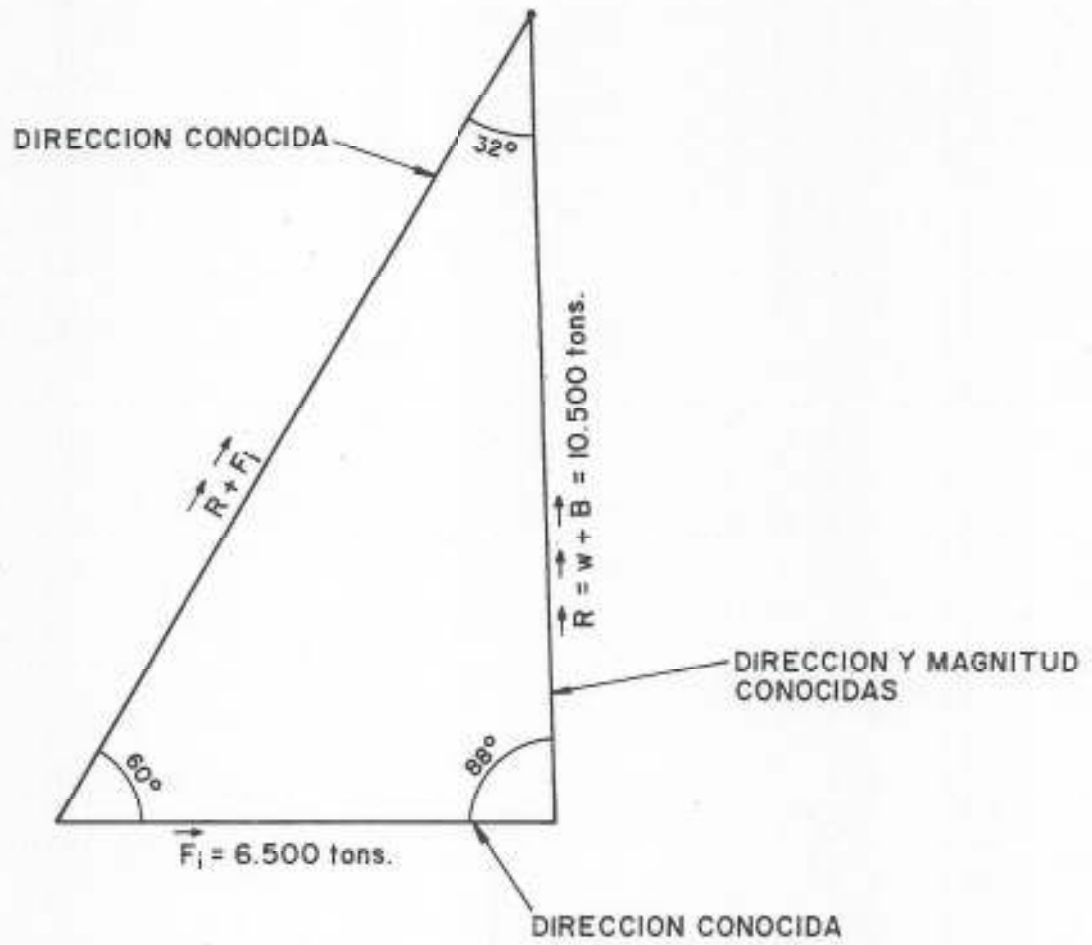
FIGURA 47

\vec{W} = FUERZA DEBIDO AL PESO DEL BLOQUE
 \vec{B}_{mf} = FUERZA DE ANCLAJE MINIMA

\hat{b}_{mf} - DIRECCION DE FUERZA DE ANCLAJE \vec{B}_{mf}
 (8° POR ENCIMA DE LA HORIZONTAL)
 \hat{w} = DIRECCION DE LA FUERZA \vec{W}
 \hat{r} = DIRECCION DE LA FUERZA RESULTANTE ENTRE \vec{W} Y \vec{B}_{mf}



$\vec{B}_{mf} = 1390 \text{ tons}$ (MINIMA FUERZA DE SOPORTE, SEGUN DIRECCION \hat{b}_{mf})



POLIGONO DE FUERZAS PARA EL CASO DE SISMO

ZONA ESTABLE PARA
DESPLAZAMIENTO EN PLANO 1

ZONA ESTABLE PARA
DESPLAZAMIENTO SEGUN
LINEA DE INTERSECCION
EN PLANOS 1 Y 2

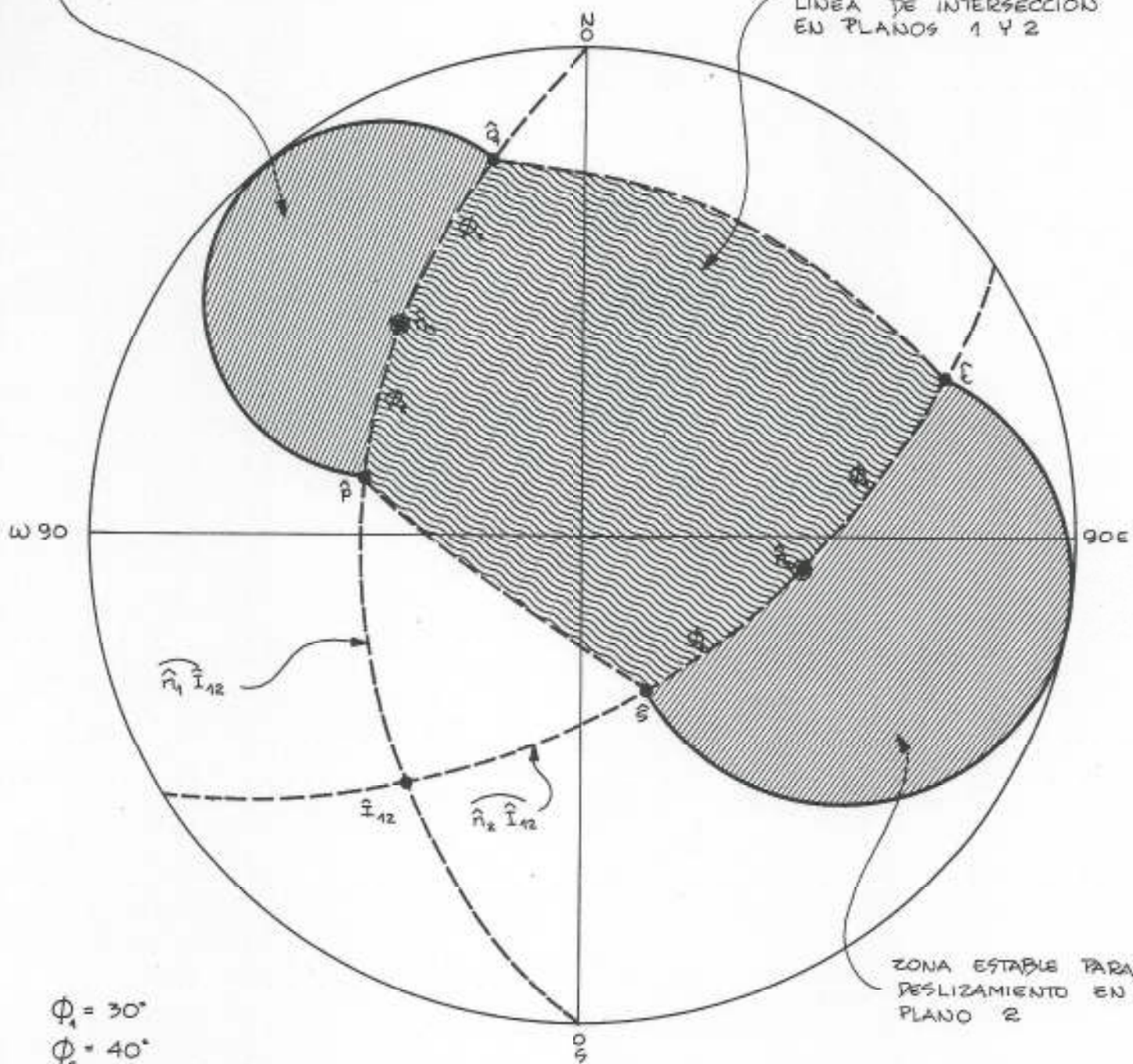
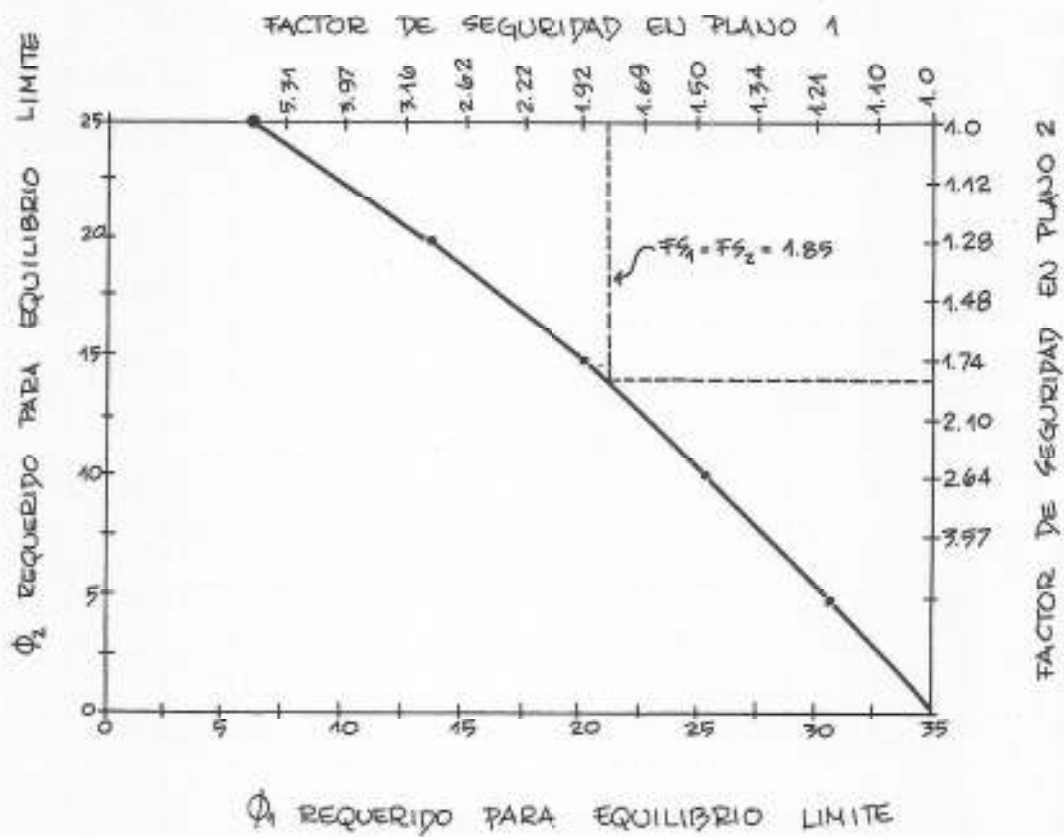


FIGURA 50



(GOODMAN, 1976)

VIII.5. Metodología de Hoek y Bray

Evert Hoek y John Bray, ambos profesores del Imperial College en Londres, han publicado valiosas referencias que han contribuido a difundir los métodos más apropiados para resolver los problemas de estabilidad de taludes en roca.

Sus referencias más importantes figuran en la bibliografía de este trabajo con los números (16), (17), (18) y (19).

La metodología empleada por los autores es muy similar a la empleada por Goodman, sin embargo, prefieren el uso de proyección equiareal.

El concepto del cono de fricción fué previamente expuesto y solo es necesario destacar la proposición de Hoek y Bray en el sentido de extender este concepto, de manera tal que la cohesión pueda ser incluida.

En base al dibujo de la Figura 52, la fuerza cohesiva R_c que resiste el deslizamiento de un bloque, puede expresarse por:

$$R_c = c.A$$

donde c es la resistencia cohesiva y A el área de la base del bloque; R_c actúa uniformemente en el plano de deslizamiento y por lo tanto pudiera tomarse en cuenta añadiéndose a R_f (fuerza debida a fricción), como se indica en la Figura 52. De esta manera resulta un cono con radio del círculo igual a $R_f + R_c$, una altura N , y un ángulo semiapical ϕ_a . Este "ángulo de fricción aparente" (ϕ_a) - puede ser determinado por la siguiente fórmula:

$$\tan \phi_a = \frac{R_f + R_c}{N} = \tan \phi + \frac{C.A.}{W \cos \psi_p}$$

La simbología aparece en la Figura 52.

Una vez que se determine ϕ_a , el "cono de fricción aparente" se representa de la misma forma indicada para el cono de fricción. De la Figura 52 puede verse que el deslizamiento ocurriría si " ψ " excede a $R_f + R_c$, es decir, si $\psi_p > \phi_a$. Esto

significa que el deslizamiento ocurrirá si el vector del peso W , representado por el centro de la proyección, cae fuera de la proyección del cono de fricción.

Es importante destacar que el ángulo de fricción aparente ϕ_a depende del área de la base A y del peso del bloque W , y como estas cantidades dependen de las dimensiones físicas del bloque, la solución es solamente válida para un talud en particular con sus dimensiones conocidas. Esto representa una limitación comparativamente con el uso del cono de fricción ($c=0$) en donde la condición de inestabilidad es simplemente $\psi_p > \phi$, donde ψ_p y ϕ son independientes de las dimensiones del talud.

VIII.5.1. Análisis de falla planar

Debido a que la metodología de Hoek y Bray es similar a la de Goodman, antes explicada, con la diferencia del uso del tipo de proyección, en la Figura 53 se presenta un ejemplo simple de falla planar, con aplicación de una fuerza externa.

EJEMPLO N° 10

Se tiene un bloque de peso W que descansa sobre un plano con rumbo N30E y 60° Sur. El bloque está sujeto a la acción de una fuerza externa T , la cual tiene una magnitud de $1/3W$ y una inclinación de -20° (actúa hacia arriba, contraria a la normal al bloque), con un rumbo de N30E.

La resultante W_e de la suma de W y T se encuentra con el diagrama de fuerzas de la Figura 53, observándose que W_e se inclina a 80° en la dirección N30E.

Si asumimos que el ángulo de fricción aparente ϕ_a , calculado como se describió anteriormente en base a W_e , c , A y ϕ , resulta de 40° , se puede construir el cono de fricción alrededor de la normal N_e . Véase Figura 53. Nótese que el vector W_e cae fuera del cono de fricción y por lo tanto, el bloque deslizará. Obsérvese, además, que en este caso el círculo de fricción aparente se calcula en base a W_e y no en

base a \underline{W} ya que \underline{S}_e y \underline{N}_e son componentes del vector \underline{W}_e . Véase Figura 54.

Al igual que en el ejemplo indicado en el método de Goodman, se puede incorporar cualquier fuerza externa tales como las debidas a una explosión o un sismo. En estos casos la fuerza $T = a \cdot W$, donde a es la aceleración aplicada.

Hoek y Bray consideran que en algunos casos es conveniente incorporar la fuerza debido a la cohesión como una fuerza externa en lugar de -- utilizar el círculo de fricción aparente. Esto puede hacerse reduciendo la fuerza \underline{S} en la Figura 34, en una cantidad equivalente a \underline{R}_c , determinando luego la resultante del vector peso como se indicó antes. En este caso el cono de fricción se define por el ángulo ϕ y no por el ángulo de fricción aparente ϕ_a .

Para determinar el factor de seguridad, se emplea la fórmula:

$$FS = \frac{R}{S_e} = \frac{W_e \cos \eta \cdot \tan \phi_a}{W_e \sin \eta} = \frac{\tan \phi_a}{\tan \eta}$$

Véase simbología en Figuras 53 y 54.

En el caso del ejemplo considerado:

$$FS = \frac{\tan 40^\circ}{\tan 70^\circ} = 0.3$$

VIII.5.2. Análisis de fallas cuneiformes

En la Figura 55 se puede observar la representación espacial de la aplicación del concepto del cono de fricción, aplicado a fallas según la intersección de dos discontinuidades, de acuerdo a Hoek y Bray. En este caso hay que determinar el ángulo de fricción aparente ϕ_i , que actúa en un plano vertical paralelo a la línea de intersección.

La fuerza resultante en el plano \underline{A} está representada por un vector \underline{Q}_a .

la normal es \underline{N}_a y la fuerza resistente R_A es la que actúa paralelamente a la línea de intersección de los dos planos.

De igual manera se representan estas fuerzas en el plano \underline{B} . Si los vectores Q_a y Q_b se suman para encontrar su resultante Q_i , ésta debe estar en el mismo plano que Q_a y Q_b . El plano \widehat{Oaib} que contiene Q_a , Q_i y Q_b , se muestra en la Figura 55 tanto en forma gráfica, como en proyección hemisférica, resultando en un meridiano que pasa por \underline{a} y \underline{b} .

Para la construcción de la proyección hemisférica de la Figura 55 se sigue la misma metodología indicada para el método de Goodman, utilizando en este caso la red equiareal.

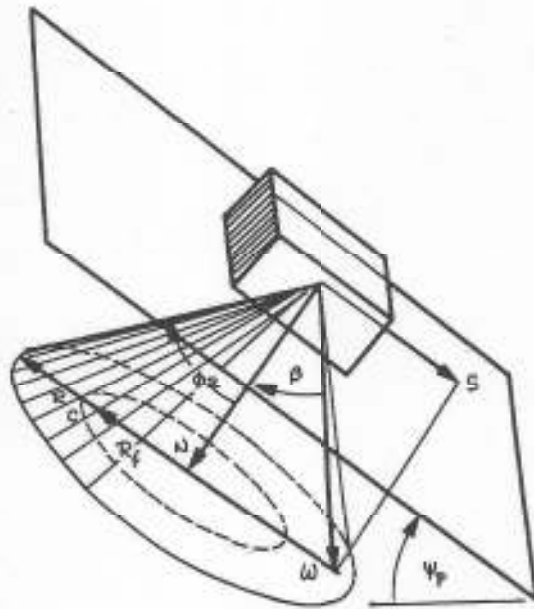
El punto \underline{N}_i se encuentra intersectando la dirección de la línea de intersección con el plano (meridiano) que contiene \underline{N}_a y \underline{N}_b .

El factor de seguridad viene expresado por:

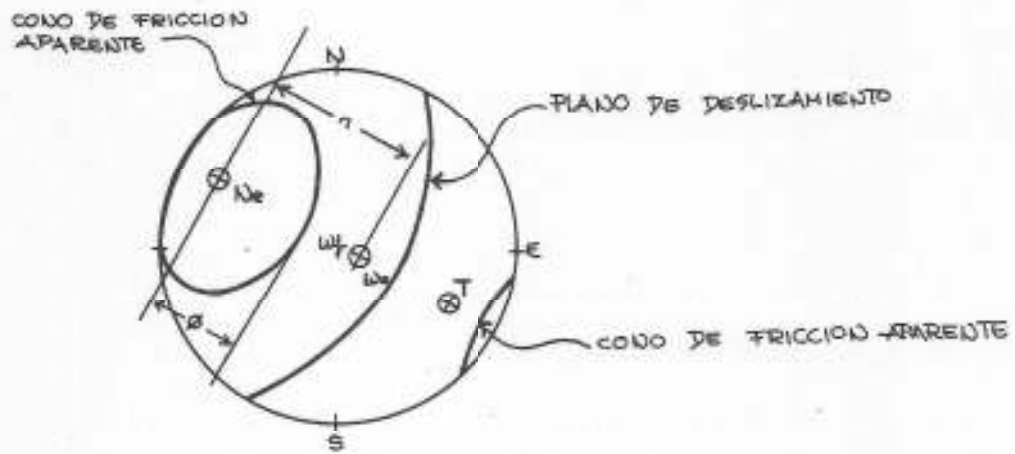
$$F_s = \frac{\tan \phi_i}{\tan \eta_i}$$

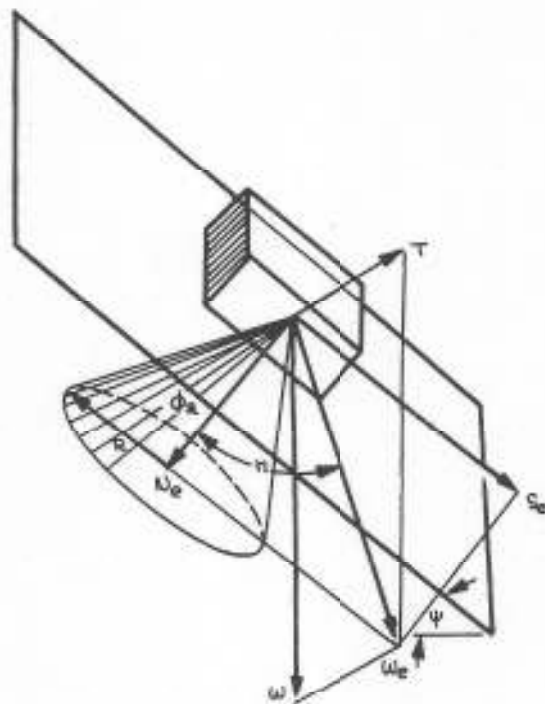
donde ϕ_i es el ángulo de fricción aparente, resultante de la resistencia combinada de los planos A y B, y η_i es el ángulo entre la normal \underline{N}_i y el vector del peso, que en este caso está en el centro de la proyección.

.../...

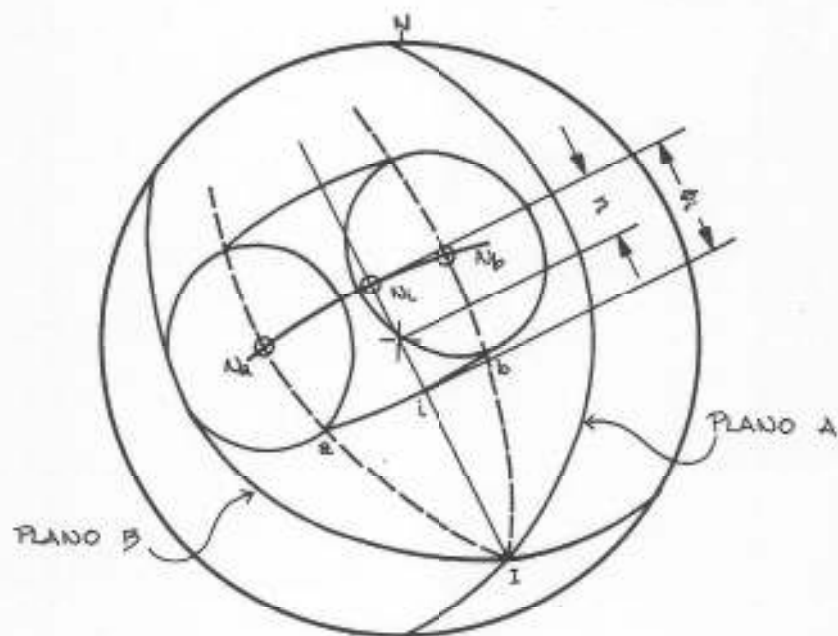
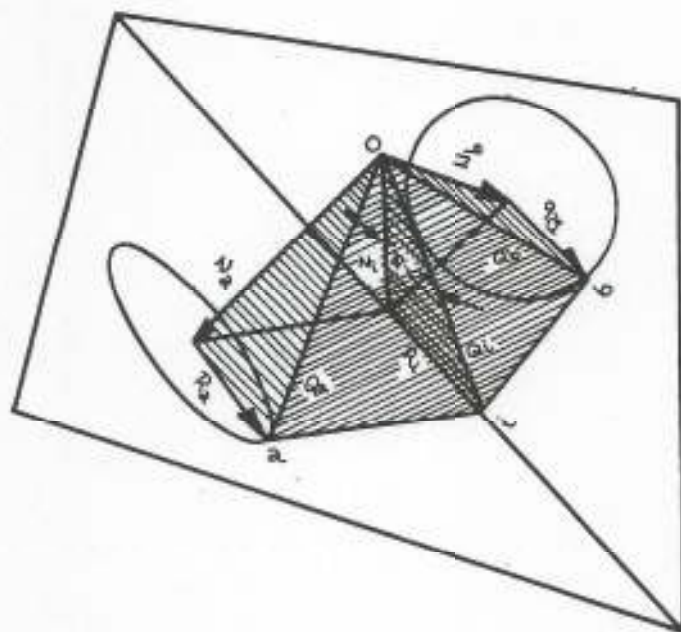


ANGULO DE FRICCION APARENTE OBTENIDO
 POR RESISTENCIA DEBIDA A FRICCION Y
 COHESION (HOEK, 1974)





INFLUENCIA DE UNA FUERZA EXTERNA T EN LA ESTABILIDAD DE UN BLOQUE DESLIZANDO SOBRE UN PLANO INCLINADO.



REPRESENTACION GRAFICA DEL CONCEPTO DEL CONO DE FRICCIÓN APLICADO A DESLIZAMIENTOS DE CUÑA POR INTERSECCION DE DOS PLANOS. (HOEK, 1974)

VIII.6. Metodología de Londe, Vigier y Vormeringer

Pierre Londe, Gaston Vigier y Raymond Vormeringer, ingenieros franceses pertenecientes al "Coyne et Bellier, Bu. d'Ingenieurs-Conseils, en Paris, se han avocado al estudio de la estabilidad de taludes en roca mediante análisis tridimensionales. Las referencias (28), (29), (49) y (50) recopilan parte de sus valiosos aportes a este tópicó.

El problema planteado por los autores se base en el análisis de estabilidad de un macizo rocoso sobre el cual descansa una estructura, en el caso de la Figura 56, una represa de concreto.

En esta figura los planos P_1 , P_2 y P_3 se seleccionan de acuerdo a las discontinuidades de la roca tales como estratificación, esquistosidad, diaclasas, fallas; el volúmen de roca (tetrahedro) se define por la intersección de los tres planos de discontinuidad con la pendiente natural del talud.

El método presenta en resúmen las siguientes suposiciones y recomendaciones:

- a) El volúmen de roca es indeformable y no puede haber rotura interna en él.
- b) La cohesión y resistencia a la tensión son nulas en los planos P_1 , P_2 y P_3 , seleccionados.
- c) La resistencia al corte en dichos planos solo depende de la fricción.
- d) Los momentos de las fuerzas se suponen que tiene muy poca influencia y no se toman en cuenta para equilibrio.
- e) Solamente se considera posible rotura por desplazamiento del volúmen de roca en consideración.
- f) Las fuerzas que intervienen son las siguientes:
 - El peso total \vec{W} , que incluye el peso \vec{W}_1 del volúmen de roca y el peso \vec{W}_2 , correspondiente a la estructura soportada por ese volúmen.

- El empuje \vec{Q} de cualquier estructura reducido a una fuerza simple.
- Las fuerzas debidas a flujo de agua \vec{U}_1 , \vec{U}_2 y \vec{U}_3 , aplicadas en cada plano.
- Fuerzas por sismo se pueden incorporar en forma de fuerzas estáticas
- Cualquier fuerza de pre-tensión \vec{T} también puede ser incorporada

- g) La resultante de todas las fuerzas externas se denomina \vec{R} . Las fuerzas de reacción en las bases de los planos son compresivas y se designan como \vec{R}_1 , \vec{R}_2 y \vec{R}_3 ; estas fuerzas son nulas cuando hay separación en la discontinuidad.
- h) La rotura solo puede ocurrir con la separación de uno, dos o tres de las "caras" (planos); en el primer caso hay deslizamientos en los planos, en el segundo hay deslizamiento en un plano y en el tercer caso no hay deslizamientos.

Luego, hay siete tipos de rotura que cubren todos los casos posibles y se denominan Z_1 , Z_2 , Z_3 , Z_{12} , Z_{23} , Z_{31} y Z_{123} como se muestra en la Figura 57; en esta figura también se ha incluido el caso Z_0 de perfecta estabilidad, donde los tres planos P_1 , P_2 y P_3 permanecen en contacto.

El problema de estabilidad está gobernado por la dirección de la resultante \vec{R} de las fuerzas aplicadas.

Londe et.al. estudian en la esfera los límites de cada una de las zonas; en la Figura 58 se indican los dos trihedros que se forman al representar, en la esfera, las normales a cada plano (\vec{V}_1 , \vec{V}_2 , \vec{V}_3) y los vectores \vec{V}_{12} , \vec{V}_{23} y \vec{V}_{31} , los cuales son definidos por la línea de intersección de los planos identificados con el número subíndice. (Ej. \vec{V}_{23} representa la recta de intersección de los planos P_2 y P_3).

En la Figura 59 se presentan las ocho zonas en la esfera; en esta figura la zona Z_{123} representa inestabilidad total sin importar los coeficientes de fricción en las discontinuidades; Z_0 representa estabili

dad total independiente también de los valores de fricción; Z_i posible rotura con contacto en dos caras y Z_{ij} posible rotura con contacto en una sola cara.

La rotura dependerá de la ubicación \underline{r} de la resultante total, de acuerdo a:

- 1) Si el punto \underline{r} cae dentro del triángulo (1.2, 2.3, 3.1): inestabilidad total.
- 2) Si el punto \underline{r} cae en el triángulo (1, 2, 3): estabilidad perfecta.
- 3) Si el punto \underline{r} cae en uno de los triángulos (i, j, ij): posible deslizamiento en dos caras, P_i y P_j .
- 4) Si el punto \underline{r} cae en uno de los triángulos (i, ij, ik): posible deslizamiento en una cara, P_i .

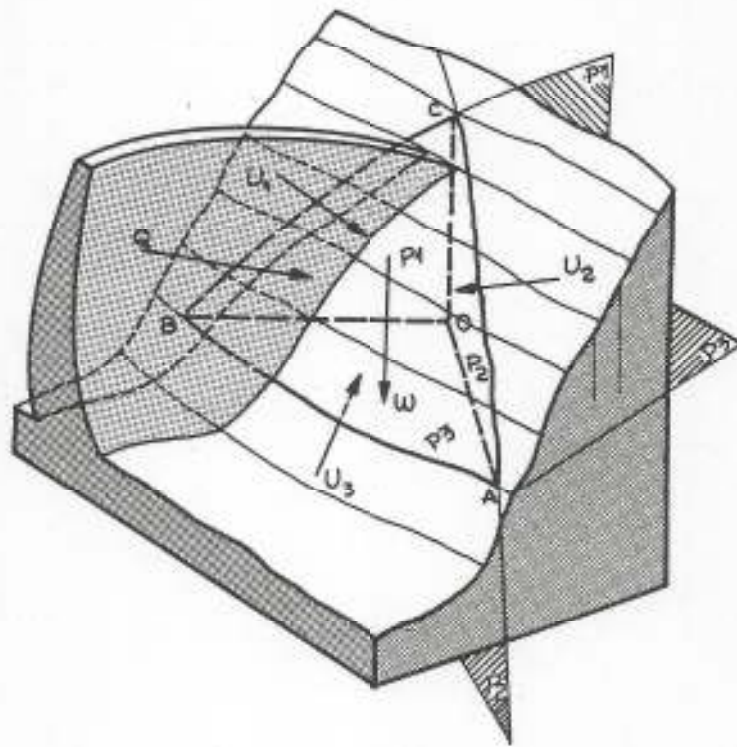
Los autores incorporan también a la esfera el concepto de círculo de fricción y para valores de ϕ_1 , ϕ_2 y ϕ_3 se puede trazar una curva cerrada en la esfera que sería la que definiría la "curva de equilibrio límite". La ubicación de la resultante total de las fuerzas define la estabilidad del macizo rocoso. Londe et.al. en las referencias (28) y (29) presentan en forma detallada el estudio en la esfera de las diferentes zonas de rotura y su representación plana mediante métodos cartográficos.

Dado el carácter laborioso del método no se ha presentado un ejemplo, el cual puede estudiarse en la referencia (29). A fin de tener una idea gráfica de la representación de esta metodología en la Figura 60 se presenta una proyección estereográfica de un ejemplo resuelto por los autores. En este caso puede verse que el plano P_3 es horizontal y por lo tanto, su normal coincide con el centro de la proyección; asimismo, pueden observarse en la Figura 60 los círculos que definen curvas de ángulos de fricción constantes para equilibrio límite, y las diferentes zonas de rotura Z_1 , Z_2 , Z_{12} , Z_{31} , Z_{23} , Z_{123} , así como la

zona Z_0 . Para no complicar el dibujo no se ha representado el paralelepípedo de las fuerzas debidas a presiones hidrostáticas.

Aunque sería fácil calcular factores de seguridad con su metodología, los autores consideran que es preferible realizar una "apreciación" o "peso relativo" de los diferentes parámetros que intervienen en la estabilidad. El cálculo de factores de seguridad sería peligroso, primero porque daría la impresión de precisión y segundo porque es un error aplicar el mismo factor a parámetros que no tienen el mismo "peso" o "influencia" en las condiciones de estabilidad.

.../...



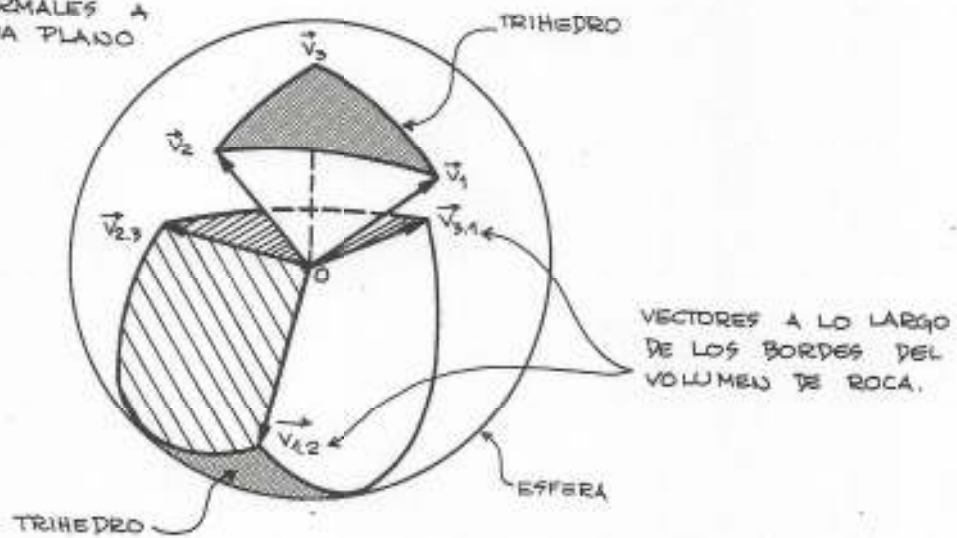
ESTABILIDAD DE UN VOLUMEN DE
ROCA TETRAEDRICO
(LONDE ET AL, 1970)

TIPOS DE ROTURA

TIPO	VECTOR DE DESLIZAMIENTO	CARAS EN CONTACTO	CARAS ABIERTAS	DIAGRAMA
Z_0	-	1,2,3	-	
Z_1	DIRECCION OA	2 y 3	1	
Z_2	DIRECCION OB	3 y 1	2	
Z_3	DIRECCION OC	1 y 2	3	
$Z_{1,2}$	EN PLANO 3 DIRECCION ENTRE OA y OB	3	1 y 2	
$Z_{2,3}$	EN PLANO 2 DIRECCION ENTRE OB y OC	1	2 y 3	
$Z_{3,1}$	EN PLANO 2 DIRECCION ENTRE OC y OA	2	3 y 1	
$Z_{1,2,3}$	DENTRO TRIHEDRO OA, OB, OC	-	1,2 y 3	

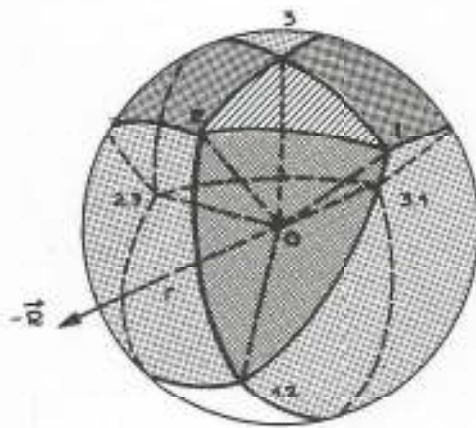
(LONDE ET AL., 1970)





$V_1, V_2, V_3 =$ NORMALES A
CADA PLANO



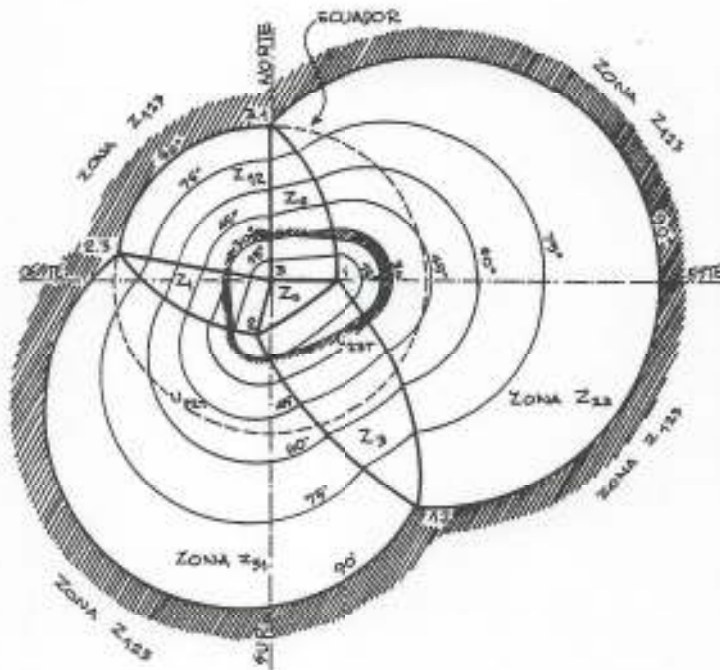
VECTORES A LO LARGO
DE LOS BORDES DEL
VOLUMEN DE ROCA.

LAS OCHO ZONAS EN LA ESFERA



-  ZONA 0 - CONTACTO EN 3 CARAS
-  ZONA 1 - CONTACTO EN 2 CARAS
-  ZONAS 2, 3 - CONTACTO EN 1 CARA
-  ZONA 1, 2, 3 - SIN CONTACTO

(LONDE ET AL., 1970)



PROYECCION ESTEREOGRAFICA INDICANDO LAS 8 ZONAS CON CIRCULOS DE COEFICIENTES DE FRICCION CONSTANTE. (LONDE ET AL, 1970)

IX. PREDICCIÓN DE PROBLEMAS DE ESTABILIDAD

IX.1. Fase de anteproyecto

Uno de los aspectos más importantes y fundamentales que debe informar el geólogo encargado del estudio geológico de superficie, es la identificación y ubicación de problemas de estabilidad de taludes. Para ello el geólogo debe basarse en estudios detallados de fotografías aéreas y recorridos de campo, utilizando conceptos geomorfológicos, conociendo los alcances de los procesos geodinámicos y constatando sus efectos en el campo. En estos casos los problemas de estabilidad pueden ser identificados porque existen indicios valiosos de campo.

Existen otros problemas de estabilidad que no pueden ser anticipados mediante la práctica anterior debido a que ocurrirán, en áreas, actualmente estables, que se activarán por los efectos del movimiento de tierras requerido para el desarrollo de la zona de estudio. El autor de este trabajo ha tenido la oportunidad, en la práctica profesional, de utilizar las proyecciones hemisféricas como técnica de predicción para esta última clase de problemas de estabilidad. Esta predicción se basa en relacionar la orientación de las diferentes discontinuidades geológicas presentes en la roca con la orientación de los cortes contemplados a nivel de anteproyecto.

Para explicar claramente esta metodología se presenta a continuación el caso de un estudio realizado:

La zona está ubicada en el sector denominado Brisas de Casalta, y el anteproyecto contemplaba un desarrollo urbanístico donde el movimiento de tierra requería de cortes con diferentes orientaciones.

La geología de campo permitió dividir la zona en dos unidades litológicas denominadas Unidad de Esquistos y Unidad de Gneises.- En ambas la competencia de la roca permitía suponer que el comportamiento ante la estabilidad estaría controlado por la orientación de las discontinuidades.

De acuerdo a las observaciones de campo toda la zona se definió como "estructuralmente" similar, estando constituida, salvo plegamientos locales, por un homo

clinal en foliación, con las siguientes características:

<u>Discontinuidad</u>	<u>Rumbo</u>	<u>Buzamiento</u>
Foliación	N55E a E-W	30 - 50 N
Diaclasa	N10 - 20 W	70-Vertical

En este caso existía otro sistema de diaclasas subparalelo a los planos de foliación y buzamientos cercano a la vertical, el cual se estimó que no sería de importancia para la evaluación, a excepción de que pudiera controlar la grieta de tensión para una falla de bloque según los planos de foliación.

En la Figura 61 se indican, mediante áreas sombreadas, las envolventes de los planos de foliación más frecuentes así como los correspondientes al sistema de diaclasas mejor desarrollado. La zona de intersección de las discontinuidades mencionadas también se indica en la Figura 61.

De acuerdo a los planos suministrados por el arquitecto responsable del anteproyecto, los cortes más importantes requeridos presentaban rumbo de N60E y Norte-Sur pero con frentes en ambos sentidos. Por esta razón se ha representado en la Figura 61 la orientación de los taludes mencionados, asumiendo una pendiente de 1:1 para fines de evaluación general.

La evaluación de la Figura 61 permitió llegar a las siguientes conclusiones:

- a) Los taludes en roca con rumbo N60E y frentes hacia el Sur no presentan problemas de estabilidad.
- b) Los taludes con rumbo Norte-Sur y frentes hacia el Este son aproximadamente perpendiculares a los planos de foliación, por lo tanto, se descartan deslizamientos controlados por dichos planos. Se necesitarían taludes de corte con pendientes mayores de 70° para que pudiese existir la posibilidad cinemática de deslizamientos controlados por los planos de diaclasas.

- c) Los taludes con rumbo N60E y frentes hacia el Norte y los de rumbo Norte-Sur y frentes hacia el Oeste, se consideran los más críticos en cuanto a la estabilidad; esto se debe a los planos de foliación consecuentes (fallas de bloque) y a la intersección de los planos de diaclasa y foliación en el mismo sentido de la pendiente y con ángulo menor que los 45° asumidos (fallas de cuña).

En base a esta sencilla evaluación es posible hacer una serie de recomendaciones de gran importancia, a fin de introducir modificaciones en el anteproyecto tendientes a minimizar o evitar los problemas de estabilidad. En el ejemplo presentado se podrían considerar, en base a reuniones de trabajos con los arquitectos e ingenieros proyectistas, los siguientes aspectos:

- a) Reubicar algunas edificaciones de forma de evitar taludes de corte con las orientaciones señaladas como críticas.
- b) De no ser posible la reubicación total de estructuras en aquellos casos de taludes críticos, es conveniente hacer modificaciones menores tales como cambios ligeros en la orientación del edificio o en la viabilidad de forma de evitar en dichas zonas cortes altos.
- c) Si existieran numerosas limitaciones que impidieran llevar a cabo las recomendaciones anteriores, es conveniente concentrar estudios detallados en las zonas críticas, concientes, a nivel de anteproyecto, que es muy probable un incremento de costos de construcción debido a la necesidad de obras de contención y estabilización.

El caso expuesto revela la potencia y el alcance de los métodos que utilizan proyecciones hemisféricas para la evaluación de taludes en roca. En general, todas las pruebas cinemáticas previamente descritas en este trabajo, son herramientas valiosas que debe utilizar el geólogo en su estudio a nivel de anteproyecto.

De acuerdo a la misma metodología indicada para el caso de un desarrollo urbano, las pruebas cinemáticas pueden ser realizadas para la selección y estudio del sitio requerido para cualquier obra civil, tales como carreteras, pre-

sas, túneles y vías de aducción.

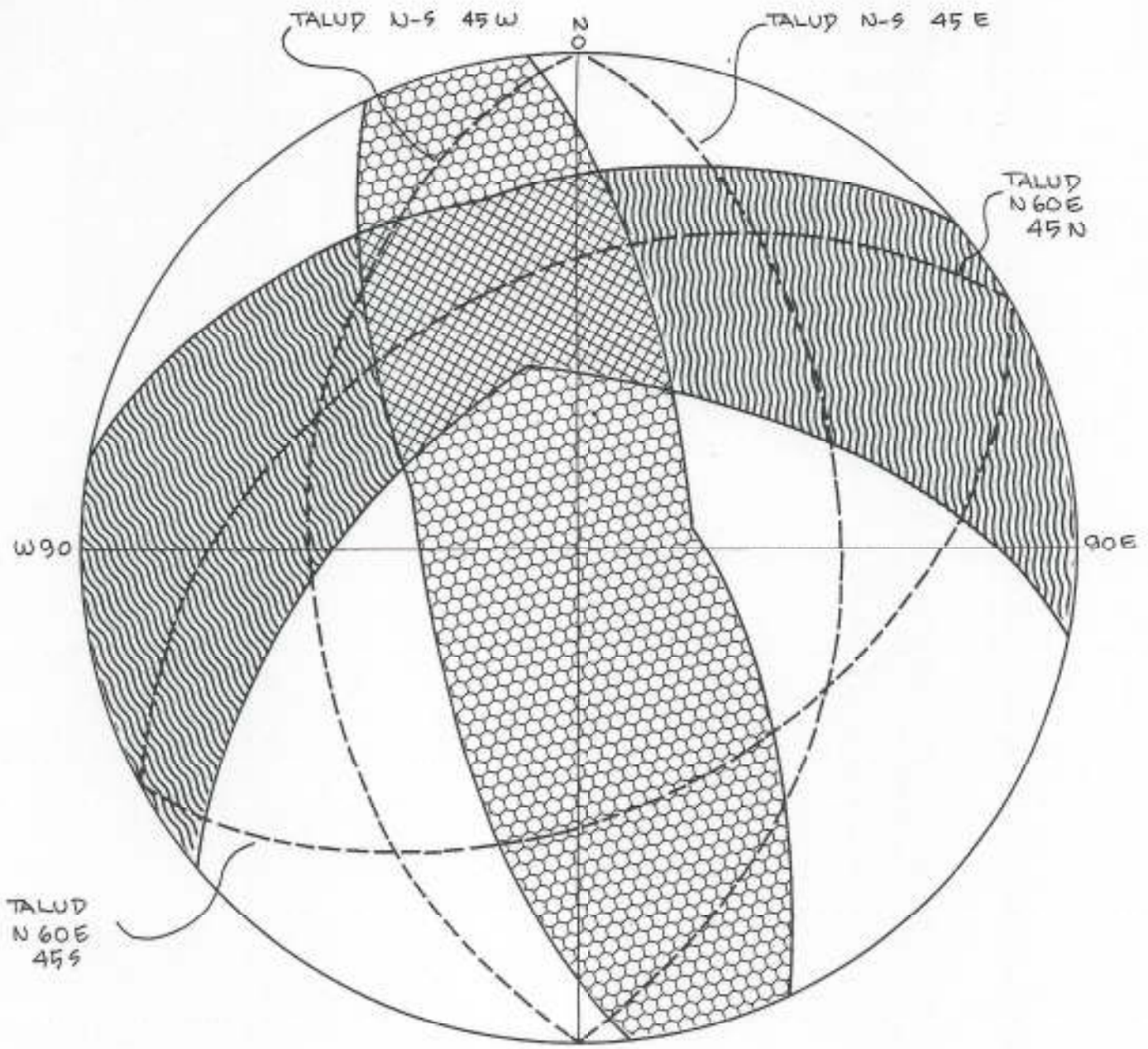
En la etapa de anteproyecto se pueden cuantificar las evaluaciones de estabilidad asumiendo, en un análisis de no-cohesión, un valor o un rango de ángulos de fricción razonablemente lógico para la litología observada.

Durante el estudio geológico realizado a nivel de anteproyecto es de gran importancia la observación y registro de taludes fallados. En base a las características geométricas y litológicas de los taludes fallados, es posible realizar análisis regresivos de estabilidad partiendo de que en el momento de la falla el factor de seguridad es igual a uno. En este sentido se obtendrán diferentes combinaciones de ángulo de fricción y cohesión en el momento de la falla que definirán una curva en un gráfico ϕ vs. c . El mismo análisis regresivo realizado en diferentes taludes fallados de igual litología y condiciones físicas, originará otras curvas que teóricamente deberían cortarse en un solo punto pero que en la práctica generalmente definen una zona que permite establecer un rango para los valores de cohesión y fricción en el momento de la falla.

Este tipo de análisis puede también realizarse con la ayuda de las proyecciones hemisféricas y se considera como una extraordinaria información a nivel de anteproyecto.

IX.2. Fase de proyecto

Una vez identificadas y ubicadas las áreas críticas en la fase de anteproyecto, se procederá al estudio detallado de dichas áreas para lo cual será, en general, necesario ejecutar perforaciones, tomar muestras en forma de monolitos y realizar, además, ensayos convencionales, y ensayos de corte según los planos que correspondan a las diferentes discontinuidades geológicas. De esta forma se obtendrán los parámetros necesarios para los análisis de estabilidad de taludes, ampliamente expuestos en este trabajo. Los resultados de los análisis conducirán a la toma de decisiones con el fin de definir pendientes seguras de corte y necesidad de estructuras de contención con o sin anclajes.






- 
 ZONA DE INTERSECCION, FOLIACION Y DIACLASA
- 
 ENVOLVENTE DE PLANOS DE FOLIACION MAS FRECUENTES
- 
 ENVOLVENTE DE SISTEMA DE DIACLASAS MEJOR DESARROLLADO

FIGURA 61

X. APLICACION DE LOS METODOS A LAS ROCAS METAMORFICAS QUE CONSTITUYEN LAS COLINAS ALREDEDOR DE CARACAS

Un aspecto de importancia que es necesario destacar en este trabajo es la posibilidad de utilizar la metodología de proyecciones hemisféricas, para evaluar y analizar problemas de estabilidad de taludes en colinas formadas por rocas metamórficas meteorizadas, tales como las que constituyen las colinas alrededor de Caracas.

Es indudable que los métodos de estabilidad antes descritos, se refieren solamente a macizos rocosos en los cuales cualquier tipo de movimiento o rotura estaría controlado por la resistencia al esfuerzo cortante en las discontinuidades de la roca; en estos casos se asume que la resistencia al corte en las discontinuidades es mucho menor que la resistencia de la roca misma.

A medida que avanza la meteorización, las rocas van perdiendo sus características originales hasta un punto donde su comportamiento geomecánico se hace independiente de la orientación de las discontinuidades y la rotura ocurre como en una masa de suelo; en estos casos se aplican los métodos convencionales de estabilidad de taludes en suelos.

Las rocas metamórficas que constituyen las colinas que bordean el valle de Caracas, presentan variados grados de meteorización según su localidad. Por este motivo quedará a juicio del geólogo de campo si su comportamiento se asemeja más al de una roca o al de un suelo. Para los casos intermedios suelo-roca, donde existan dudas sobre su verdadero comportamiento, es recomendable atacar el problema bajo los dos criterios, es decir, analizando el talud primeramente como si fuera un suelo y luego asumiendo que la orientación de las discontinuidades controlan su comportamiento. En base a los resultados de ambas metodologías el juicio profesional y la experiencia previa en los materiales, conducirá a optimizar la decisión.

Es bueno destacar que si bien es cierto que una roca muy meteorizada a descompuesta se comportará en forma más semejante a un suelo, existen muchos factores geológicos que deben ponderarse para conocer sus efectos en la estabilidad

Por ejemplo, un talud analizado por métodos convencionales de suelos puede dar como resultado un factor de seguridad de 1.20 (fuerzas resistentes/fuerzas activas), sin embargo, si los vestigios de planos de foliación reflejan orientaciones cinemáticamente inestables, el valor del factor de seguridad no sería suficiente para garantizar la estabilidad de dicho talud. Por otro lado si los planos de foliación visibles son obsecuentes (en sentido contrario a la pendiente del talud), no existen diaclasas buzando hacia el talud y se observaron vetas de cuarzo más resistentes que la roca meteorizada, el factor de seguridad de 1.20 podría considerarse suficiente para la definición estable del talud.

.../...

XI. CONCLUSIONES FINALES

- XI.1. La investigación bibliográfica realizada respecto al uso de proyecciones hemisféricas en estabilidad de taludes, ha permitido condensar en este trabajo, varias contribuciones que han sido complementadas con experiencias del autor en la práctica de la profesión. Los ejemplos prácticos incluidos facilitarán al lector no familiarizado con la metodología, el entendimiento e interpretación del procedimiento de evaluación y análisis de taludes en macizos rocosos.
- XI.2. El uso de proyecciones hemisféricas para la evaluación y análisis de estabilidad de taludes en macizos rocosos, se considera como una herramienta poderosa en el estudio y proyecto de obras civiles. Su utilización permitirá anticipar problemas de estabilidad de taludes a nivel de anteproyecto, introduciendo los cambios y modificaciones necesarios para llevar a cabo un proyecto satisfactorio, con un mínimo de problemas.
- XI.3. Los métodos de proyecciones hemisféricas permiten enfocar los problemas de estabilidad en forma tridimensional, como realmente ocurren, evitando el uso de la práctica ingenieril común de reducir todos los análisis a una sección bidimensional.
- XI.4. La metodología de proyecciones hemisféricas permite la incorporación, a los análisis de estabilidad, de fuerzas debidas a aceleraciones sísmicas de cualquier dirección, fuerzas debidas a presiones hidráulicas y fuerzas de contención tales como anclajes, muros y bermas. Aún cuando en estos análisis normalmente solo se utiliza la componente friccional de la resistencia al corte, existen procedimientos mediante los cuales es posible incluir el efecto de la resistencia cohesiva.
- XI.5. La selección de los parámetros de resistencia al corte tiene mucha influencia en los análisis de estabilidad de macizos rocosos, por lo tanto, es preciso conocer y evaluar todos los factores que influyen en su determinación.
- XI.6. Aún cuando las diferentes metodologías presentadas tienen muchos factores en común, la experiencia en su uso permite concluir que:

- a) La metodología de Klaus John está directamente orientada al ingeniero práctico, tratándose de un procedimiento simple y rápido que puede también ser adaptado a problemas especiales.
- b) Los métodos presentados por Branthoover y Richards y por Panet y Struillou, pueden utilizarse en forma confiable en el diseño de taludes en roca para cortes de carreteras..
- c) Las metodologías de Goodman, Hoek y Bray, son muy completas y aplicables a variadas condiciones de estabilidad en todo tipo de obras, tales como excavaciones mineras o cualquier talud natural y de corte relacionado con vías, túneles, presas, edificaciones.
- d) El enfoque presentado por Londe et. al. es laborioso para cálculos a mano, siendo preferible utilizar programas de computadora. Su metodología ha sido aplicada con éxito en el estudio y proyecto de presas.

XI.7. Las limitaciones de la metodología descrita son las siguientes:

- a) Solo pueden ser usados en macizos rocosos donde la roca intacta tiene una alta resistencia y la rotura solo puede ocurrir a lo largo de discontinuidades geológicas existentes en la roca tales como foliación, estratificación, diaclasas, fallas.
- b) En rocas descompuestas y muy fracturadas, la evaluación de taludes mediante proyecciones hemisféricas no es correcta ya que normalmente la forma de la superficie de falla es independiente de la orientación de las discontinuidades geológicas.
- c) En rocas meteorizadas que pudieran representar un comportamiento frontera entre roca y suelo, se recomienda en primer lugar utilizar las proyecciones hemisféricas para determinar posibles superficies de fallas; con éstas definidas, se procederá a los análisis convencionales de estabilidad. En segundo lugar se debe analizar el macizo rocoso meteorizado como un suelo, suponiendo otras superficies de fallas tales como circulares o espiral logarítmica, cuya forma es independien-

te de la orientación de las discontinuidades. Los resultados deberán ser evaluados tomando en cuenta factores geológicos difíciles de incluir en los cálculos, pero de influencia en la estabilidad; de cualquier forma es recomendable tomar decisiones en base a los factores de seguridad menores que resulten de ambos análisis.

- XI.8. Es preciso enfatizar la necesidad de que el geólogo de campo conozca y domine el uso de las proyecciones hemisféricas, pues de sus observaciones dependerá el éxito de la evaluación y análisis de taludes en macizos rocosos.

.../...

AGRADECIMIENTOS

El autor de este trabajo manifiesta su sincero agradecimiento a los Ingenieros Fernando Tinoco y Roberto Centeno y al Geólogo Mario Vignali, por la revisión de los borradores de este trabajo y por sus acertados comentarios y sugerencias al mismo. De igual manera agradece profundamente a la Sra. Ana Reyes y Srta. Tania Rodriguez por su desinteresada colaboración en la mecanografía y dibujos de esta publicación.

XII. BIBLIOGRAFIA

- 1 BARTON, NICHOLAS. Progressive Failure of Excavated Rock Slopes. Proc. 13th Symposium on Rock Mechanics. A S C E. August 1971. pp 139-170.
- 2 BARTON, NICHOLAS. Review of a New Shear Strength Criterion for Rock Joints. Engineering Geology, 7. 1973. pp 287-332.
- 3 BARTON, NICHOLAS. A relationship between joint roughness and joint shear strength. Proc. Symposium on Rock Fracture. France, 1971. Paper 1-8.
- 4 BARTON, NICHOLAS. Estimation of in situ shear strength from back analysis of failed rock slopes. Proc. Symposium on Rock Fracture. France, 1971. Paper 2-27.
- 5 BILLINGS, M. P. Structural geology. Prentice-Hall. New Jersey, 1972. p 514.
- 6 BRANTHOOVER G. and RICHARDS J. Equilibrium Curves. A method for evaluating slope stability of jointed rock. A S C E Specialty Conference: Analysis and Design in Geotechnical Engineering. Austin, Texas, 1974.
- 7 DONN, W.L. and SHIMER J. Graphic Methods in Structural Geology. Appleton-Century-Crofts, New York, 1958. p 180.
- 8 GOODMAN, R.E. and BRAY, J.W. Toppling of rock slopes. Proc. Specialty Conference on Rock Engineering for Foundations and Slopes. Boulder. Colorado. ASCE Vol 2.
- 9 GOODMAN, R.E. Methods of Geological Engineering in Discontinuous Rock. West Publishing Company. St Paul. Minn. 1976. p 472.
- 10 GOODMAN, R.E. Geological Investigations to Evaluate Stability. Proc. of the Second International Conference on Stability in Open Pit Mining. Canada, Nov 1971. pp 125-132.
- 11 GOODMAN, R.E. The resolution of stresses in rock using stereographic projections. International Journal of Rock Mechanical and Mining Sciences. Vol. 1. 1963, pp 93-103.

- 12 GOODMAN, R.E. Discussions of graphical stability analysis by Klaus John. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division. A S C E. Vol. 95 N° SM2. -- Proc. paper 6429. March 1969. pp 698-702.
- 13 HAMEL J. Three dimensional wedge methods of rock slope stability analysis. ASCE Specialty Conference: Analysis and Design in Geotechnical Engineering Austin, - Texas, June 1974.
- 14 HEUZE, F. and GOODMAN R. Three dimensional approach for design cuts in jointed rock. Proc. 13th Symposium on Rock Mechanics, A S C E 1972. pp 397-441.
- 15 HEUZE, FRANCOIS. Analysis of geological data for the design of rock cuts. Proc. of the Third Congress of International Society for Rock Mechanics. Denver, Colorado, Sept. 1974. Vol II. Par B. pp 798-802.
- 16 HOEK, EVERT. Influence of rock structure on the stability of rock slopes. Proc. of the First International Conference on Stability in Open Pit Mining. Canada, - Nov. 1970. pp 23-47.
- 17 HOEK, E. and BRAY J. The stability of a rock slope containing a wedge resting on two intersecting discontinuities. Quarterly Journal Engineering Geology. Vol. 6 N° 1. 1973.
- 18 HOEK, EVERT. Methods for the rapid assessment of the stability of three dimensional rock slopes. Quarterly Journal Engineering Geology. Vol 6 N° 3, 1973.
- 19 HOEK E. and BRAY J. Rock Slope Engineering. Institution of Mining and Metallurgy. London 1974. p 309.
- 20 HORN H. and DEERE D. Frictional characteristics of minerals. Geotechnique. Vol. XII. N° 4. Dec. 1962. pp 319-335.
- 21 JAEGER, J.C. Friction of rocks and the stability of rock slopes. Geotechnique. Vol. 21 N° 2. 1971. pp 97-134.
- 22 JAEGER, J.C. The behavior of closely jointed rock. Proc. Symposium on Rock Mechanics. Berkeley 1970. pp 57-68.

- 23 JENNINGS J. An approach to the stability of rock slopes based on the theory of limiting equilibrium with a material exhibiting anisotropic shear strength. Proc. 13th Symposium on Rock Mechanics. A S C E. 1972. pp 269-302.
- 24 JENNINGS J. and ROBERTSON A. Stability of slopes cut into natural rock. Proc. 7th International Conference of Soil Mechanics and Foundation. Mexico, 1969.
- 25 JOHN, K.W. An approach to rock mechanics. Journal of Soil Mechanics and Foundations Division. A S C E. Vol. 88. SM4. Proc. paper 3223. August 1963. pp 1-30.
- 26 JOHN, K.W. Graphical stability analysis of slopes in jointed rock. Proc. Journal of Soil Mechanics and Foundation Division. A S C E. Vol. 94 SM2. March 1968.
- 27 JOHN, K.E. Engineering analysis of three dimensional stability problems utilising the reference hemisphere. Proc. 2nd Congress, International Society of Rock Mechanics. Belgrade 1970. Vol. 2. pp 314-321.
- 28 LONDE, P. et. all. The stability of rock slopes; a three dimensional study. Journal of Soil Mechanics and Foundation Division. A S C E. Vol. 95, SM1, 1969. pp. 235-262.
- 29 LONDE, P. et. all. Stability of slopes-graphical methods. Journal of Soil Mechanics and Foundations Division. A S C E Vol. 96 SM4. 1970. pp 1411-1434.
- 30 LUNDQUIST, R. and HEIMS, R. Rock structure design by failure probabilities. "New Horizons in Rock Mechanics" 14th Symposium on rock mechanics 1973. pp 329-337.
- 31 MC MAHON, B. Indices related to the mechanical properties of jointed rock. Proc. 9th Symposium on Rock Mechanics A I M E 1967. p 117.
- 32 PANET M. and STRUILLOU R. Méthodes d'études de la Stabilité de déblais rocheux pour les projets de routes et d'autoroutes. Second International Congress of Rock Mechanics. Belgrado, Sept. 1970.
- 33 PANET, M. Discussions of "Graphical stability of slopes in jointed rock by Klaus John. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division. A S C E Vol.

95 N° SM2. Proc. paper 6429. March 1969. pp 685-686.

- 34 PATTON F. and HENDRON J. General report on mass movements. Proc. Second International Congress of the Int. Ass. of Engineering Geology. Brasil, August 1974.
- 35 PATTON F. and DEERE D. Geologic factors controlling slope stability in open pit mines. Proc. of the First International Conference on Stability in Open Pit Mining. Canada. Nov. 1970. pp 23-47.
- 36 PATTON F. Multiple modes of shear failure in rock. Proc. First International Congress on Rock Mechanics. Lisboa 1966. Vol. 1. pp 509-513.
- 37 PENTZ, D. Methods of analysis of stability of rock slopes. Proc. First International Conference in Open Pit Mining. Nov. 1970. pp 119-141.
- 38 PHILLIPS, C.S. The use of stereographic projection in structural geology. Third Edition. London. Edward Arnold, 1971.
- 39 RAGAN, DONAL. Structural geology. An introduction to geometrical techniques. - 2nd edition John Wiley and Sons 1973.
- 40 RENGERS, N. Influence of surface roughness on the friction properties of rock planes. Proc. 2nd Congress of International Society for Rock Mechanics. Belgrade 1970, paper 1-31.
- 41 RITCHIE, A.M. The evaluation of rockfall and its control. Highway Record. Vol. 17, 1963. pp 13-28.
- 42 RUIZ, MURILLO. Minimum anchoring cost for stabilization of rock slopes.- Proc. of the Third Congress of the International Society for Rock Mechanics. Denver, - Colorado. Sept. 1-7-1974. Vol. II. Part. B. pp 813-819.
- 43 STEFFEN, O. and JENNINGS, J. Definition of design joints for two-dimensional rock slope analysis. Proc. of the Third Congress of the International Society for Rock Mechanics. Denver, Colorado, Sept. 1974. Vol. II. Part. B. pp 827-832.

- 44 TALOBRE, J. La mecanique des roches et ses applications. 2nd Edition.- Dunop. 1967.
- 45 TAYLOR, C.L. Geometric analysis of geological separation for slope stability in vestigations. Bull. Ass. Engineering Geologists. Vol. VII, N° 1 & 2, 1970. pp. 67-85.
- 46 TERZAGHI, K. Stability of steep slopes on hard unweathered rock. Geotechnique. Vol. 12. Dec. 1962. pp 251-270.
- 47 TERZAGHI, R.D. Sources of error in joint surveys. Geotechnique. Vol. 15. Sept. 1965. pp 287-304.
- 48 TURNER F. and WEISS L. Graphic treatment of fabric data. Structural analysis of Metamorphic tectonites. Chapter 3. Mc Graw Hill Book, 1963.
- 49 VIGIER, G. Discussions of graphical stability of slopes in jointed rock by Klaus John. Journal of the Soil Mechanics an Foundation Division. A S C E. Vol. 95 N° SM2. Proc. paper 6429. March 1969. pp 690-698.
- 50 VORMERINGER, R. Discussions of graphical stability of slopes in jointed rock by Klaus John. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division. A S C E, Vol. 95 N° SM2. Proc. paper 6429. March 1969. pp 686-690.