



**UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE MÉXICO**

**FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES
ACATLÁN**

**APLICACIÓN DEL MÉTODO VECTORIAL DE HENDRON, CORDING
Y AIYER, EN LA ESTABILIDAD DE TALUDES DE ROCA, PARA
UNA FALLA EN CUÑA**

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE

I N G E N I E R O C I V I L

PRESENTA

JOAO MORALES AMAYA

ASESOR: ING. JUAN VÍCTOR PADILLA CORREA

Mayo de 2004.

M. 331341



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

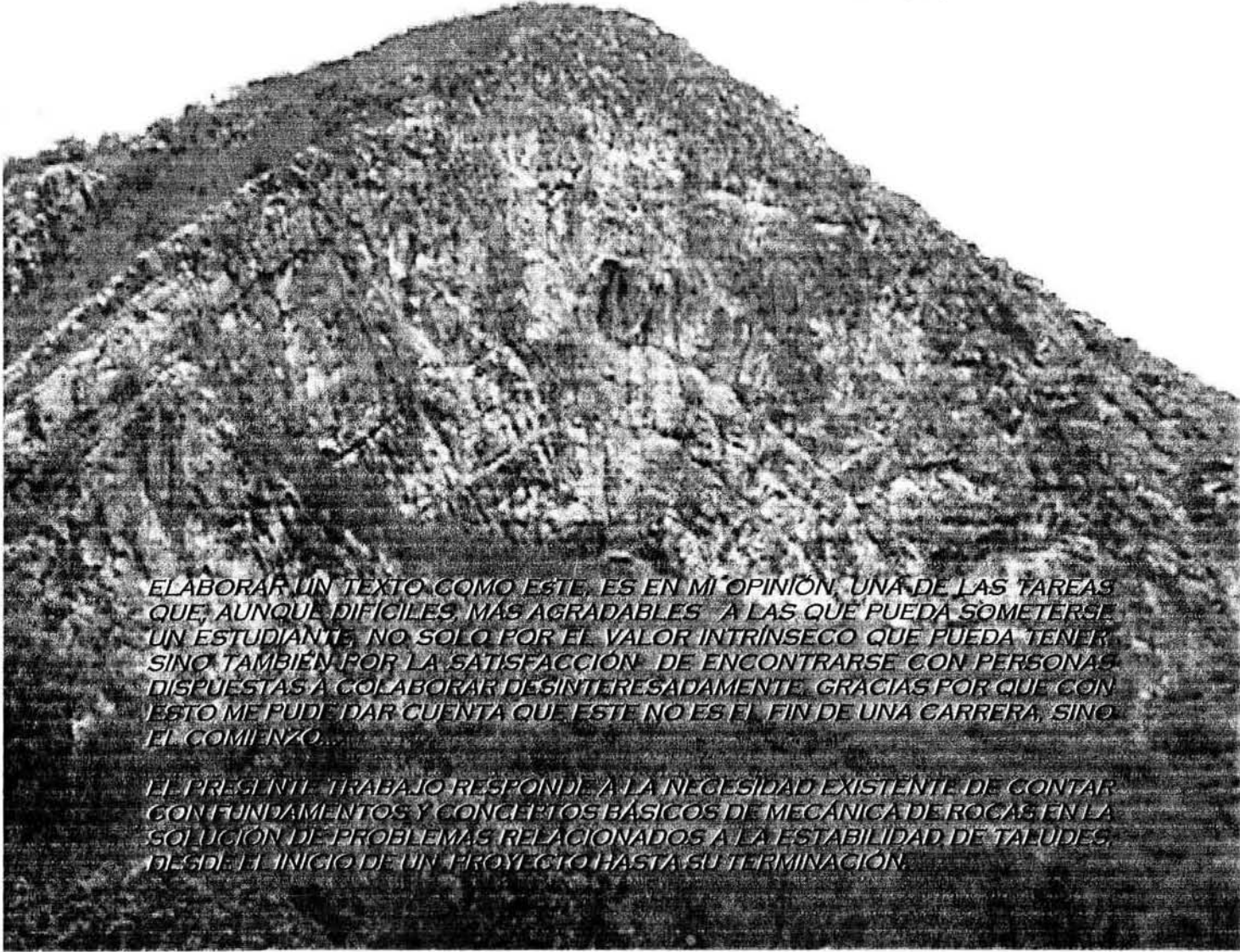
Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

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

ESTA TESIS NO SALE
DE LA BIBLIOTECA

Dedico esta tesis con mucho gusto a:

*Mi familia,
Erika y
mis profesores.*



ELABORAR UN TEXTO COMO ESTE, ES EN MI OPINIÓN, UNA DE LAS TAREAS QUE, AUNQUE DIFÍCILES, MÁS AGRADABLES A LAS QUE PUEDA SOMETERSE UN ESTUDIANTE, NO SOLO POR EL VALOR INTRÍNSECO QUE PUEDA TENER, SINO TAMBIÉN POR LA SATISFACCIÓN DE ENCONTRARSE CON PERSONAS DISPUESTAS A COLABORAR DESINTERESADAMENTE. GRACIAS POR QUE CON ESTO ME PUDE DAR CUENTA QUE ESTE NO ES EL FIN DE UNA CARRERA, SINO EL COMIENZO...

EL PRESENTE TRABAJO RESPONDE A LA NECESIDAD EXISTENTE DE CONTAR CON FUNDAMENTOS Y CONCEPTOS BÁSICOS DE MECÁNICA DE ROCAS EN LA SOLUCIÓN DE PROBLEMAS RELACIONADOS A LA ESTABILIDAD DE TALUDES DESDE EL INICIO DE UN PROYECTO HASTA SU TERMINACIÓN.

APLICACIÓN DEL MÉTODO VECTORIAL DE HENDRON, CORDING Y AIYER EN LA ESTABILIDAD DE TALUDES DE ROCA, PARA UNA FALLA EN CUÑA.

ÍNDICE

	PÁGS
Introducción	VI
1. Influencia del tipo de material	1
1.2 Estructura del macizo rocoso	2
1.2.1 Superficies de discontinuidad	2
1.2.2 Masas rocosas	4
1.3 Mecanismos de falla	4
1.3.1 Desprendimientos	5
1.3.2 Volteo de bloques	5
1.3.3 Deslizamientos en un plano	6
1.3.4 Deslizamiento en dos planos (cuña)	7
2. Factores geológicos y geométricos que influyen en la estabilidad del talud.	9
2.1 Factores geológicos	10
2.1.1 Características generales del modelo	10
2.2.2 Caracterización de las discontinuidades	12
2.2.3 Métodos de exploración geológica.	20
2.2.4 Información complementaria	24
2.3 Características geométricas	24
3. Parámetros geomecánicos hidráulicos y externos, requeridos para el análisis de estabilidad de taludes en roca.	26
3.1 Factores geotécnicos	26
3.1.1 Prueba de corte directo	26
3.1.2 Prueba de compresión simple	30
3.1.2.1 Ensayo de compresión simple propiamente dicho	30
3.1.2.2 Determinación del módulo de elasticidad de la roca	32
3.1.2.3 Determinación del coeficiente de Poisson	33
3.1.2.4 Determinación del módulo de elasticidad del macizo rocoso	34
3.1.3 Prueba de compresión diametral (Ensayo Brasileño)	35
3.1.4 Determinación aproximada de la Ley de Resistencia de una Masa Rocosa	37
3.1.4.1 Envolverte de falla propuesta	37
3.1.4.2 Envolverte de falla para un macizo rocoso con discontinuidades alteradas o con rellenos	40
3.1.5 Peso volumétrico del macizo rocoso	42

3.2	Parámetros hidráulicos	42
3.3	Parámetros dinámicos y resistentes (anclaje).	43
4.	Método de análisis vectorial de Hendron, Cording y Aiyer.	44
4.1	El método por análisis vectorial	46
4.2	Geometría de la cuña	47
4.3	Fuerzas en el análisis	48
5.	Aplicación del método a un caso práctico	58
5.1	Introducción	58
5.2	Antecedentes	60
5.3	Secuencia de trabajo en la zona de estudio.	62
5.4	Selección de los parámetros para los análisis geotécnicos	68
5.4.1	Peso volumétrico	68
5.4.2	Resistencia al esfuerzo cortante	69
5.4.3	Coefficiente sísmico	69
5.4.4	Condiciones hidráulicas en el subsuelo	70
5.5	Resultados de los análisis de estabilidad de los taludes de los cortes.	70
5.6	Conclusiones de los análisis de estabilidad.	72
	Conclusiones.	73
	Bibliografía.	75

PÁGS

Anexo I . Desarrollo Matemático del análisis vectorial y hoja de cálculo programada en Excel	76
Anexo II. Fotos aéreas, secciones, planta topográfica y sección tipo	88
Anexo III. Reportes de perforación y ensayo de corte directo	93
Anexo IV. Reporte fotográfico.	96

APLICACIÓN DEL MÉTODO VECTORIAL DE HENDRON, CORDING Y AIYER, EN LA ESTABILIDAD DE TALUDES DE ROCA, PARA UNA FALLA EN CUÑA.

INTRODUCCIÓN.

Una masa rocosa, siempre se encuentra afectada por un conjunto de discontinuidades cuya naturaleza y características dependen de la historia geológica a la que fue sometida. Por lo general, estas discontinuidades muestran orientaciones preferentes que permiten agruparlas por familias, las cuales, por otro lado, tienden a dividir a la masa rocosa en bloques o cuñas de volumen variable y de formas más o menos regulares. La posición espacial que guardan los bloques o cuñas y la resistencia al corte que se genera en las superficies delimitantes de estas cuñas, son factores preponderantes que determinan la estabilidad de un talud; es decir, el riesgo de que una cuña rocosa se mueva en tal o cual dirección.

Los mecanismos de falla de taludes en roca, se han clasificado en general en tres grupos, de acuerdo al movimiento que desarrollan: deslizamiento en uno o varios planos, volteo y pandeo de placas. El primero puede subdividirse en falla sobre uno o una serie de planos (polígono de deslizamiento) que se cruzan y tienen inclinación en la misma dirección y por tanto, se pueden modelar y analizar en forma bidimensional, o bien, en deslizamiento sobre uno o varios planos que se intersectan y tienen orientaciones diferentes (formando una cuña), en este caso se sugiere un análisis tridimensional.

En lo que se refiere al deslizamiento en la intersección de dos planos, tema en el cual está enfocada esta tesis, hay algunos casos históricos de gran importancia, por el volumen de roca deslizada y por haber provocado pérdidas humanas. Entre éstos, está citado por Legget y Karrow (1986), un deslizamiento ocurrido en 1965 en Niágara George, en un contacto entre caliza y lutita que provocó la destrucción de una central hidroeléctrica. Espíndola (1990) describe entre varias catástrofes geológicas, la falla de talud en la presa Vajont, en Italia, ocurrida en el año 1963. Los estratos de caliza tenían una inclinación semi-paralela a la ladera, el volumen activado fue de 260 millones de metros cúbicos y su deslizamiento provocó casi 2,000 muertos.

En México, existen algunos casos de este tipo de mecanismos de falla, aunque de menor magnitud, tal es el caso de los ocurridos en la autopista Tijuana – Ensenada, en Baja California, donde se presentaron fallas a partir de 1967, en contactos entre lutita alterada y varios materiales, areniscas, conglomerados e inclusive lutitas sanas. Recientemente, se tienen evidencias de casos potenciales en las Hidroeléctricas Chicoasén, Chiapas y en Agua Prieta Jalisco; así como la autopista San Luis Potosí – Ciudad Victoria, donde fallaron taludes masivamente de roca caliza sana, con rellenos en sus discontinuidades de materiales areno-arcillosos.

Al efectuar alguna excavación en roca con fines ingenieriles (construcción de túneles, presas, puentes, carreteras, etc.), es común hacer el análisis detallado de un talud para definir la estabilidad de una cierta masa de roca que puede tener la geometría de una cuña rocosa, formada por los planos de discontinuidades prevalecientes. Este análisis, independientemente del método utilizado, nos lleva finalmente a encontrar el factor de seguridad, el cual es un valor numérico que indica cuanto más grandes o pequeñas son las fuerzas que se oponen al movimiento, en relación a las fuerzas motoras o que propenden al movimiento; se conoce que un valor igual a uno, indica un estado de equilibrio límite.

De entre los métodos disponibles para evaluar la estabilidad de una cuña rocosa, delimitada por dos planos de discontinuidades, está el análisis vectorial que es el tema de este trabajo. Desarrollado por el Departamento de Ingeniería Civil de la Universidad de Illinois en julio de 1971, por los autores: Hendron, A.J. Jr; Cording, E.J.; Aiyer, K. NCG, en su libro publicado "Analytical and Graphical Methods for the Analisis of Slopes in Rock Masses".

Este método tiene la virtud de definir múltiples posibilidades de movimiento de la cuña y su correspondiente factor de seguridad; entre ellos el deslizamiento a través de cualquiera de los dos planos delimitantes o a través de la intersección formada por dichos planos; esto se realiza en tres dimensiones, lo cuál nos da más confiabilidad de la realidad.

Debido a que el método vectorial es utilizado de manera tridimensional por vectores, se considera un método de cálculo exacto; por lo que se describe en esta tesis, la metodología a seguir y su programación y aplicación a las computadoras como una herramienta de apoyo a los cálculos, con la finalidad de minimizar las diferencias de los resultados en cuanto a la manera de considerar las fuerzas y simplificaciones en el modelo matemático.

El objetivo de este trabajo, fue el de aplicar el método vectorial a taludes y el de obtener el factor de seguridad, bajo diferentes tipos de solicitaciones del talud; bajo una metodología descrita en el capítulo 4.

Se estudiaron taludes en el tramo de la Autopista San Luis Potosí – Ciudad Victoria, en el Estado de Tamaulipas (2002); éstos fueron seleccionados desde el punto de vista geométrico, con el objeto de cubrir las variantes geométricas más comunes, para aplicarlas al método vectorial e interpretar adecuadamente el factor de seguridad obtenido.

El objeto del capítulo 1, es reunir una completa descripción de los factores que condicionan los distintos tipos de movimientos, su influencia en el desarrollo de los mismos y los rasgos morfológicos más peculiares que ayuden a la identificación de las inestabilidades, pasos previos a realizar para un detallado análisis y solución y/o corrección de los movimientos.

En el capítulo 2, se describen los factores geológicos y geométricos que influyen en la estabilidad de taludes y deben tomarse en cuenta al seleccionar el modelo matemático que represente al mecanismo de falla esperado.

Uno de los factores que gobiernan la estabilidad de un talud, es la resistencia al esfuerzo cortante en la superficie de deslizamiento, por lo que en el capítulo 3, se trata éste, dentro de los parámetros geomecánicos requeridos para el análisis de estabilidad. Dentro de este mismo capítulo, se tratan las pruebas más comunes y aplicables a las masas rocosas para la obtención de los parámetros que son indispensables para el análisis de estabilidad. De hecho, el resultado que se obtenga con el modelo matemático, depende en gran medida de la confiabilidad de los parámetros geomecánicos.

No obstante la dificultad de modelar un macizo rocoso, se han desarrollado modelos principalmente matemáticos, para tratar de obtener una representación teórica de este tipo de problemas geotécnicos; uno de los obstáculos principales es la plena representación del entorno geológico, que es la modelación de las discontinuidades geológicas.

Actualmente, está en franco uso el empleo de programas de computadora para el análisis de estabilidad de taludes, mediante los métodos de elemento finito, elemento de frontera o elementos discretos. Aunque no se trabaja en esta tesis con ninguno de éstos, cabe mencionar la opinión de Pande G. Beer G. (1990), quien comenta las características principales de dichos métodos, de los cuales hay que tener presentes sus limitaciones:

- En el método de elemento finito la definición de malla requiere de tiempo significativo, especialmente si varía la geometría del talud entre uno y otro análisis, por mínimo que sea el cambio.
- En el método de elementos de frontera, no es fácil modelar materiales de diferentes propiedades cuando éstas varían hacia el interior.
- En el método de elementos discretos, los resultados obtenidos dependen en alto grado de la precisión de los parámetros utilizados y de la geometría definida en dichos elementos.

Con lo anterior se puede manifestar que serán más indispensables los modelos numéricos en los análisis de taludes, aunque jamás sustituirán al ingeniero y mucho menos le restarán responsabilidad.

El método vectorial, tiene la ventaja y posibilidad de aplicar las leyes que rigen a la estática, lo cual facilita el procedimiento de cálculo; aunque la confiabilidad de los resultados aplicando el método, dependerá de la caracterización geomecánica adecuada del macizo rocoso y ésta, es una de las tareas en la cual el ingeniero, debe tener mucho cuidado.

En el capítulo 4, se presentan las características de las sollicitaciones y metodología del modelo utilizado, aplicable a una masa rocosa potencialmente inestable formada por una intersección de dos planos. Con un modelo matemático sencillo en forma tridimensional, analizando la cuña a deslizar, se puede hacer el análisis de estabilidad de un talud con estas características.

Para la presente tesis, se elaboró un programa de computadora en hoja de cálculo Excel para realizar los análisis de estabilidad que se basa en el mismo análisis vectorial. El uso de estos programas, es para que el ingeniero *imagine* o *entienda* los mecanismos de falla que afectan el comportamiento de estabilidad en las excavaciones, y así poder determinar los parámetros clave que controlan y gobiernan la estabilidad de los taludes.

En el capítulo 5, se describe un ejemplo práctico, en donde se aplica el método vectorial de Hendron para estabilizar taludes; comprendido en la carretera San Luis Potosí – Cd. Victoria, en el Estado de Tamaulipas; en donde se describe la metodología del criterio de selección para el macizo rocoso y los resultados obtenidos con los programas de computadora.

Así mismo, en el capítulo 6, se incluyen las conclusiones resultantes de esta tesis.

En el Anexo I, se muestra el desarrollo matemático del análisis vectorial y las corridas de la estructura del programa elaborado en Excel, en donde se toman todas las consideraciones de inestabilidad de la cuña, así como algunas impresiones de las corridas del programa.

En el anexo II, se presenta la planta, secciones topográficas del caso práctico.

En el anexo III, se integran las pruebas de laboratorio, reporte de perforación y figuras del ejemplo práctico.

Finalmente, en el anexo IV, se presenta el reporte fotográfico.

1. INFLUENCIA DEL TIPO DE MATERIAL.

Los terrenos en los que se producen los movimientos, pueden dividirse específicamente en tres grandes grupos:

- Macizos rocosos o masas rocosas
- Suelos
- Materiales de relleno.

El primer grupo se identifica con los medios rocosos, en los que existe una serie de discontinuidades naturales antes de iniciarse un movimiento, figura 1.



Fig. 1. Macizo rocoso en donde se observan las discontinuidades.

Los suelos constituyen un disgregado de partículas sólidas con diferente grado de consolidación, que puede desarrollarse en el sitio formando una cobertura en los macizos rocosos o bien, pueden haber sufrido un cierto transporte. El comportamiento de las masas de suelo, se asemeja al de un medio continuo y homogéneo; las superficies de rotura se desarrollan en su interior, sin seguir una dirección preexistente. En la figura 1.2 se muestra una masa de suelo.



Fig. 1.2 Masa de suelo

Como materiales de relleno, se consideran los depósitos acumulados, debido a la realización de determinadas obras o actividades, generalmente de materiales heterogéneos.

1.2. ESTRUCTURA DEL MACIZO ROCOSO

1.2.1 SUPERFICIES DE DISCONTINUIDAD.

Este concepto es fundamental en el estudio de las masas rocosas y se entiende por discontinuidad en general, a cualquier interrupción física de la continuidad del macizo rocoso.

Una discontinuidad es una superficie del macizo rocoso que está abierta o puede abrirse fácilmente a causa de las tensiones inducidas en el macizo rocoso; las superficies de discontinuidad pueden aparecer durante la formación de la roca o bien posteriormente por causas tectónicas. Al primer tipo de superficies de discontinuidad, corresponden los planos de estratificación, los planos de laminación y la foliación de las rocas. Al segundo tipo corresponden los pliegues, la esquistosidad, la pizarrosidad y las fracturas que comprenden las fallas y las diaclasas. Fig. 1.2.1

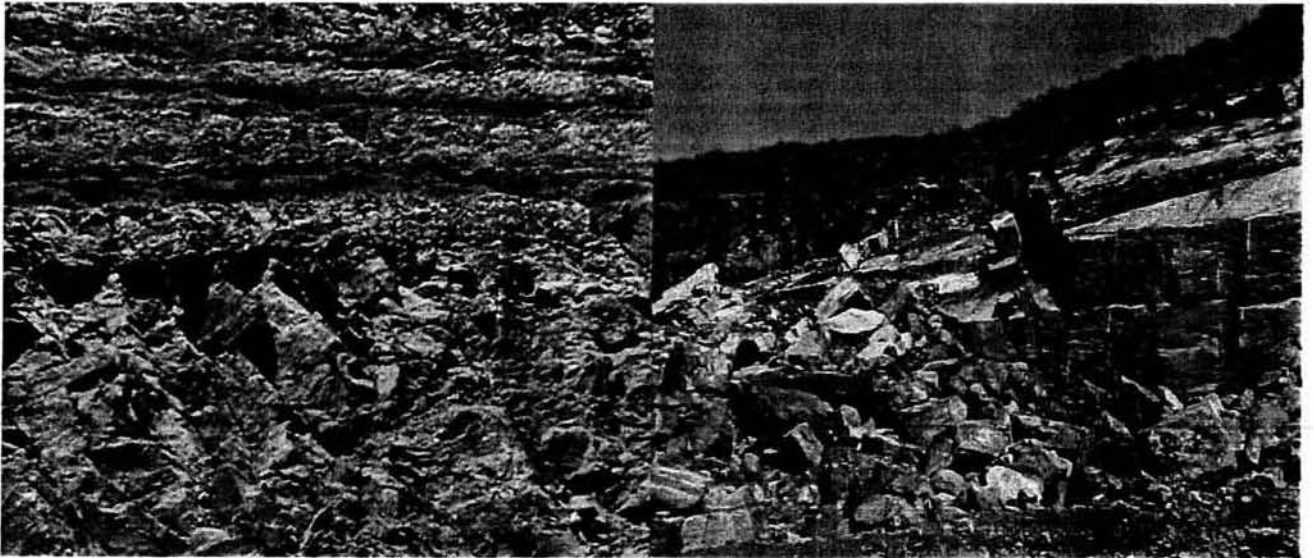
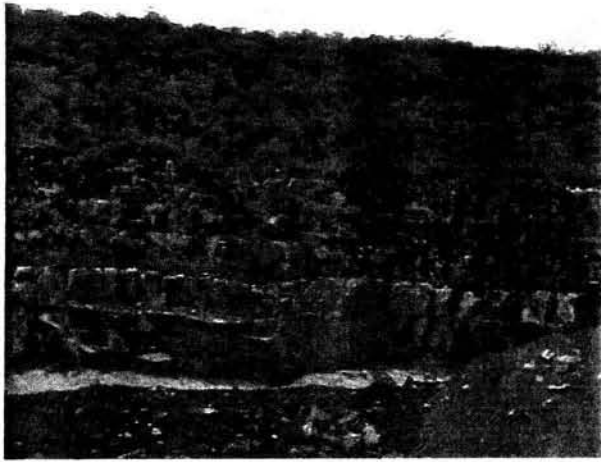


Fig. 1.2.1 Ejemplos de superficies de discontinuidades.

A continuación, se definirán los conceptos anteriormente mencionados:

- Estrato.-Es un nivel simple de litología homogénea o gradacional, depositado de forma paralela a la inclinación de la formación. Está separado de los estratos adyacentes por erosión.
- Planos de laminación.-Estas superficies de discontinuidad, le dan a la roca un aspecto laminar de estratos muy delgados y son debidos a la presión de la corteza terrestre.
- Foliación.-Se debe al paralelismo de pequeños estratos compuestos por uno o varios elementos dominantes de la estructura, cuando ésta no es debida a la estratificación.
- Esquistosidad.-Una roca presenta esquistosidad cuando tiene una estructura en láminas u hojas paralelas, de origen tectónico, que pueden corresponder a :
 - a) Esquistosidad de fractura o pliegue fractura.- Esta producida por una multitud de microfallas o micropliegues-falla, muy próximos (espaciados del orden de algunos milímetros), que se superponen a una deformación continua apreciable y que separan láminas sin producir orientación de los minerales.
 - b) Esquistosidad de flujo.- Es un fenómeno, debido a un aplastamiento que origina un reajuste de la textura de la roca, con orientación paralela de todos los minerales, planos y disoluciones orientadas. El resultado, es la aparición de una anisotropía general pero sin que existan discontinuidades y es subparalela a la estratificación.
- Pizarrosidad.-Es la propiedad de las rocas de aspecto laminar, tales como las pizarras que pueden dividirse en hojas delgadas.
- Fracturas.-Son planos de discontinuidades, originados cuando la roca ha estado sometida a un esfuerzo tectónico que sobrepasó su límite de rotura. Dentro de las fracturas, se consideran las fallas y las juntas.
 - a) Falla.- Se origina cuando las dos secciones que separa la fractura, han sufrido desplazamientos una respecto a la otra, paralelamente a la fractura. La magnitud del desplazamiento puede variar desde milímetros hasta en ocasiones kilómetros. Fig.1.2.1.1.a
 - b) Junta.- La discontinuidad, se denomina junta cuando el desplazamiento relativo de las dos secciones que separa la fractura, es nulo o prácticamente nulo. Fig.1.2.1.1.b



(a)



(b)

Fig. 1.2.1.1 Fracturas típicas en las estructuras geológicas.

1.2.2. MASAS ROCOSAS.

Un macizo rocoso, constituye un medio discontinuo que esencialmente se compone de bloques sólidos, separados por discontinuidades. A partir de esta definición, se puede deducir que las propiedades tenso-deformacionales de los macizos rocosos, son de naturaleza anisótropa.

El comportamiento de un macizo rocoso, generalmente depende de las características de las discontinuidades que presenta, (estratificación, fallas, líneas de debilidad, etc.), así como de la litología de la roca matriz y su historia evolutiva.

En las discontinuidades ha de considerarse el tipo y origen, distribución espacial, tamaño y continuidad, espaciado, rugosidad, naturaleza del relleno, presencia de agua, etc.

El conocimiento del conjunto de características mencionadas, constituye el paso previo en el análisis de estabilidad de taludes naturales y diseño de abatimientos, en medios rocosos.

1.3. MECANISMOS DE FALLA.

La inestabilidad de taludes, se traduce en una serie de movimientos que pueden ser clasificados en base a distintos criterios. Existen diferentes tipos de fallas, como la rotacional, la plana, en cuña, siendo esta última el objeto de estudio. En este capítulo, se explican los tipos de movimiento que se originan con mayor frecuencia, de acuerdo a los mecanismos que se producen en diferentes materiales.

1.3.1. DESPRENDIMIENTOS.

Se define como desprendimiento, a un bloque que es separado por la interacción de las fuerzas de gravedad, en este caso ocurre en un talud, donde la superficie de corte normalmente es pequeña y cuyo recorrido, se realiza en gran parte a través del aire, como se observa en la figura 1.3.

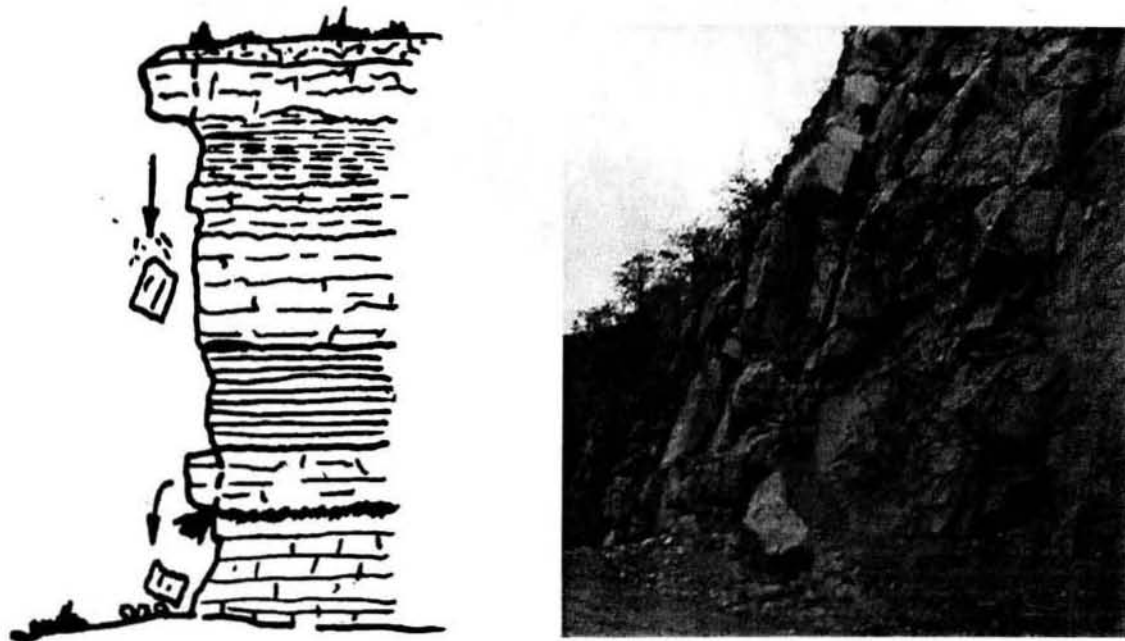


Fig. 1.3 Desprendimientos de un macizo rocoso (Hoek, 1977).

Frecuentemente, estas inestabilidades afectan a bloques aislados, aunque también a masas rocosas, originando en este caso movimientos de terreno con resultados catastróficos. Estos fenómenos suelen producirse en zonas constituida geológicamente por alternancias sedimentarias, de capas resistentes y débiles.

1.3.2. VOLTEO DE BLOQUES.

Estos movimientos implican una rotación de unidades con forma de columna o bloque sobre una base, bajo la acción de la gravedad y fuerzas ejercidas por unidades adyacentes o por inclusión de agua en las discontinuidades. Los vuelcos se pueden considerar exclusivos de medios rocosos, condicionados por la disposición estructural de los estratos hacia el interior del talud y un sistema de discontinuidades bien desarrollado.

El volteo de bloques, es característico de aquellos macizos rocosos que contienen sistemas de discontinuidades ortogonales, dando lugar a una geometría de columnas divididas en bloques. El empuje sobre los bloques inferiores, origina su desplazamiento y una vez producido, el movimiento progresa hacia la parte superior del talud.

Cuando las columnas menos esbeltas, son desplazadas hacia fuera del talud, por la carga que efectúan las ya giradas, se reinicia el proceso. Figura 1.4.



Fig. 1.4 Volteo de Bloques.

1.3.3. DESLIZAMIENTOS EN UN PLANO.

Son movimientos que se producen, al superarse la resistencia al corte del material y tienen lugar a lo largo de una superficie o a través de una franja relativamente estrecha del material; generalmente las superficies de deslizamiento, son visibles o pueden deducirse razonablemente ya que físicamente su efecto es de gran dimensión, figura 1.5.

Generalmente, se puede llamar rotura planar o plana, a aquella en la que el deslizamiento se produce, a través de una única superficie plana; es la más sencilla de las formas de rotura posibles y se produce, cuando existe una fracturación dominante en la roca y convenientemente orientada respecto al talud.



Fig. 1.5 Falla Plana en un talud.

También, puede producirse en terrenos granulares en los que entre dos terrenos de buenas características resistentes, se intercala un estrato de poco espesor de material, con menos resistencia.

1.3.4. DESLIZAMIENTO EN DOS PLANOS (CUÑA).

Se llama rotura por cuña, a aquella producida a través de dos dimensiones, dispuestas oblicuamente a la superficie del talud, con la línea de intersección de ambas, aflorando en la superficie del mismo y con echado en sentido desfavorable, figura 1.6.

Este tipo de falla o rotura, se origina preferentemente en macizos rocosos, en los que predominan numerosas familias de discontinuidades y son normalmente, de menor magnitud en comparación a los de falla en un plano, figura 1.7. En este caso la dirección de deslizamiento es la de la intersección predominante de las dos familias de discontinuidades y ha de tener menos inclinación en el talud.

La obtención del factor de seguridad, es más compleja que en caso de rotura plana, debido a que el cálculo ha de hacerse en tres dimensiones; entrando en la característica geométrica del problema, un número mayor de variables angulares, lo que hace un cálculo laborioso.

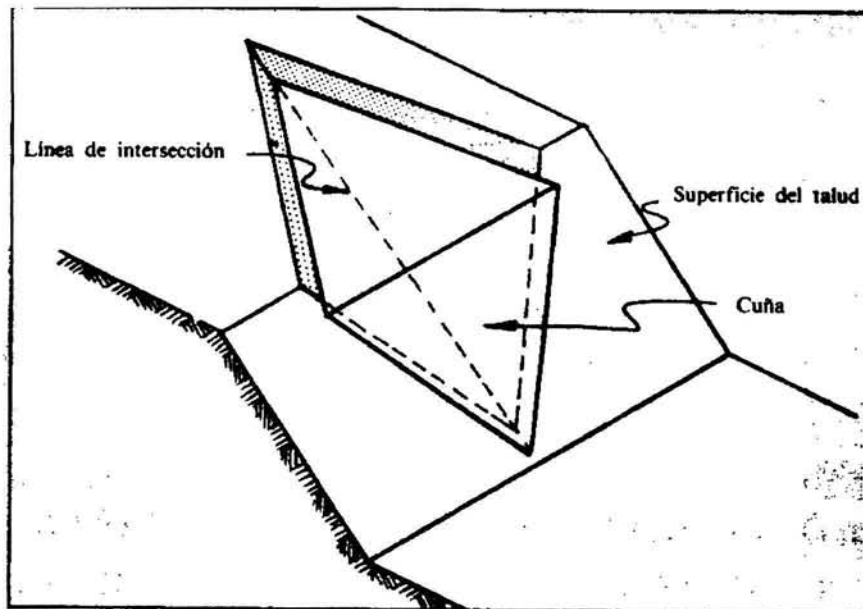


Fig. 1.6 Falla en cuña. Hoek and Bray. 1974

En una falla en cuña, normalmente van a predominar dos familias de discontinuidades que son las que generan el mecanismo potencial de falla, en la cara del talud.

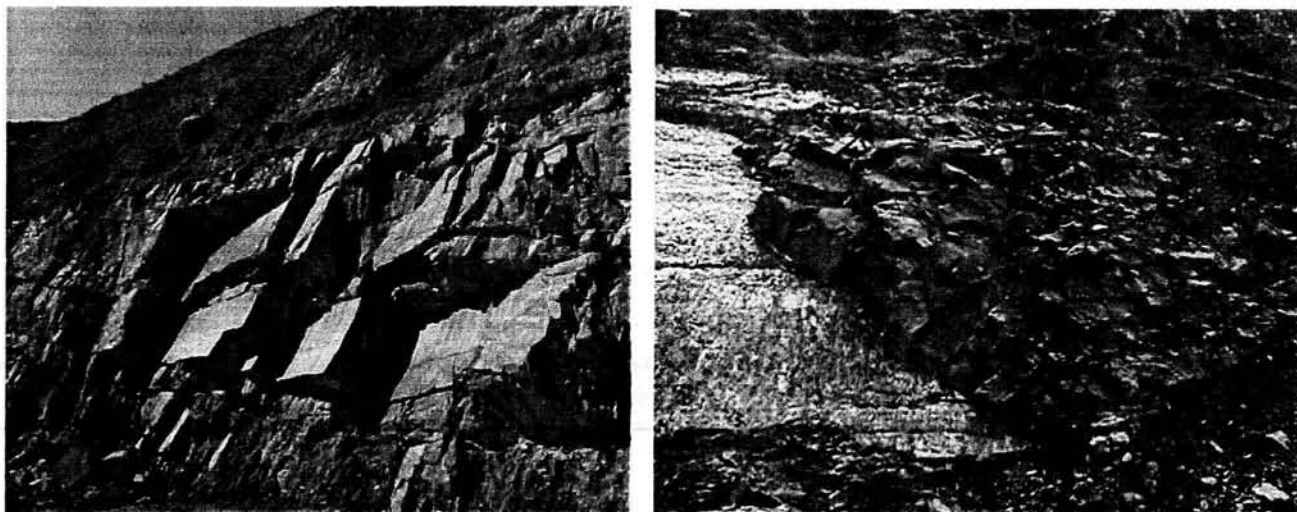


Fig. 1.7 Fallas en cuña, formadas por varias discontinuidades.

2. FACTORES GEOLÓGICOS Y GEOMÉTRICOS QUE INFLUYEN EN LA ESTABILIDAD DEL TALUD.

Todo problema geotécnico, tiene su origen en el entorno geológico del sitio donde se ubica, por lo cual, es necesario conocer las características geológicas de éste, para posteriormente proceder a realizar su caracterización geotécnica.

Para la identificación del entorno geológico de un sitio, se debe partir de una visión global hasta el detalle particular.

Para tener un panorama general resulta de mucha importancia, emplear la información disponible respecto a la geología, fotogrametría, topografía, hidrología, sismicidad, etc. que se encuentra en los archivos de instituciones como INEGI, Instituto de Ingeniería, Instituto de Geología, Instituto de Geofísica y otras dependencias gubernamentales.

El siguiente paso, es efectuar una exploración en superficie de la zona para identificar los factores que influyen en la estabilidad y así inferir los problemas geotécnicos, asociados al talud. Con atención a éstos, se puede establecer un programa de exploración del subsuelo.

Dentro de los factores que influyen y se consideran para la estabilidad de un talud de roca, son los siguientes:

- a) geológicos¹
 - para las discontinuidades:
 - a.1) tipo (origen de la discontinuidad)
 - a.2) continuidad
 - a.3) rugosidad
 - a.4) abertura
 - a.5) relleno
 - a.6) presencia de agua en el macizo rocoso
 - a.7) litología, secuencia estratigráfica y estructuras geológicas.
- b) geométricos
 - b.1) longitud e inclinación en la superficie de deslizamiento
 - b.2) espesor de la masa, entre la superficie de deslizamiento y la topografía

1. El tipo de roca y el grado de alteración en la superficie de deslizamiento, se toman en cuenta indirectamente en la resistencia al esfuerzo cortante de las discontinuidades.

c) geotécnicos

- c.1) resistencia al esfuerzo cortante de las discontinuidades
- c.2) resistencia a la compresión simple de la pared de la roca

d) hidráulicos

- d.1) nivel de aguas freáticas (NAF)
- d.2) presión de agua en las paredes de las rocas

e) externos

- e.1) fuerzas estáticas y/o dinámicas
- e.2) fuerzas de soporte
- e.3) desplazamientos previos (geodinámica)

2.1 FACTORES GEOLÓGICOS.

2.1.1. CARACTERÍSTICAS GENERALES DEL MODELO.

Por masa de roca o simplemente macizo rocoso, se entiende como todo el material que compone el volumen comprendido entre el terreno natural y la superficie potencial de deslizamiento; que es el modelo a analizar.

El modelo en estudio, consiste en una masa de roca sobre una o varias discontinuidades, entre ellas forman una secuencia longitudinal con rumbo sensiblemente paralelo al del talud, como se muestra en la figura 2.1.a y 2.1.b. Al conjunto de discontinuidades, se le llama superficie potencial de deslizamiento, la cual tiene una inclinación global hacia el talud.



Fig. 2.1.a Discontinuidades paralelas al echado del talud.

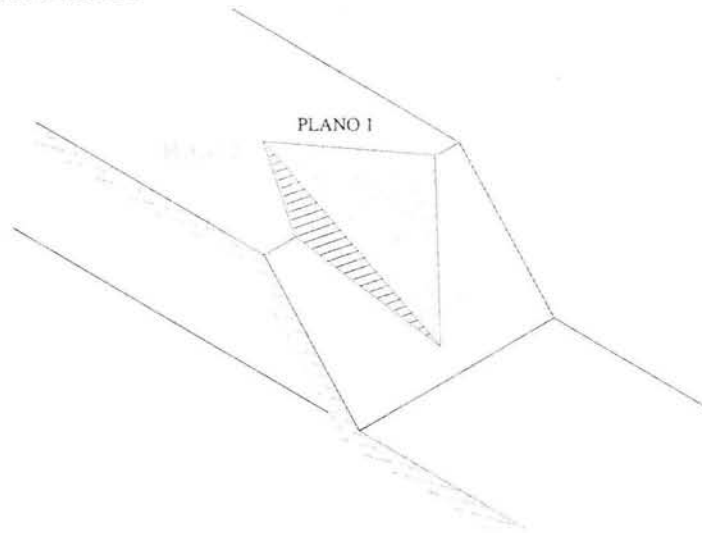


Fig. 2.1.b Modelo geomecánico utilizado en el análisis (Hoek and Bray, 1974).

Si la superficie potencial de deslizamiento, es una capa blanda delgada, ésta puede estar compuesta por un solo material entre las paredes de la roca sana (figura 2.2.a). O bien, además de este material, incluir un cierto espesor de roca alterada, en este caso la superficie de deslizamiento estará en la frontera de menor resistencia, generalmente entre la capa delgada y la roca alterada (figura 2.2.b). Esta superficie se ubicaría entre roca sana y roca alterada, en el caso de que la transición tuviera menor resistencia mecánica que entre capa delgada y roca alterada. En este último caso, la capa blanda delgada puede considerarse, incluyendo a la roca alterada (figura 2.2.c).

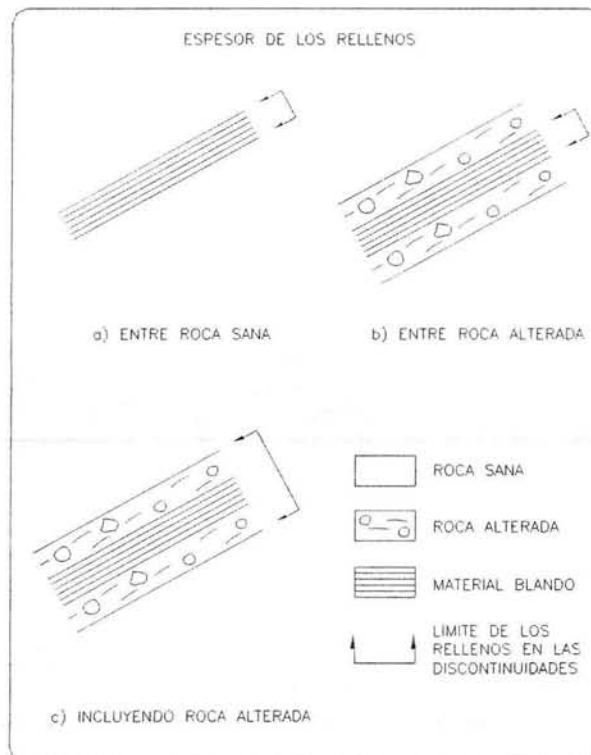


Figura 2.2 Espesor de los rellenos entre las discontinuidades.

Algunos materiales típicos que se presentan como capas blandas delgadas son lutitas, rocas sedimentarias compuestas por la litificación de la arcilla, cuya resistencia al corte puede disminuir significativamente en presencia de agua. Por otra parte, un espesor de arcilla puede formar por sí mismo, una capa blanda delgada que puede también estar compuesta por la propia roca intemperizada, por ejemplo, en discontinuidades donde ha ocurrido un proceso de degradación, como alteración hidrotermal o intemperismo, el cual puede presentarse aun en zonas profundas.

La estabilidad de los taludes en roca, está controlada por la presencia de las discontinuidades geológicas, como son las fracturas, fallas, contactos geológicos y estratificación.

Las fallas son esencialmente superficies de deslizamiento en las cuáles ocurrió o aún ocurre un desplazamiento relativo entre los bloques que delimita. Son generadas por esfuerzos tectónicos.

Las juntas o fracturas de las rocas, son aquellas separaciones en las cuáles no ha existido desplazamiento relativo entre los bloques. Son generadas por esfuerzos de tensión, debido a cambios de temperatura o por pérdida de confinamiento del macizo, lo que produce su relajación de esfuerzos.

Un contacto geológico, se denomina a la superficie que separa dos unidades litológicas.

Los estratos son paquetes de sedimentos litificados que pueden separarse respecto a los adyacentes, a raíz de la discontinuidad que existe entre ellos, por efecto del propio proceso de la formación de las masas rocosas.

2.2.2 CARACTERIZACIÓN DE LAS DISCONTINUIDADES.

De acuerdo con la Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas (ISRM, 1981) las discontinuidades geológicas, deben ser caracterizadas con base en su rumbo y echado, espaciamiento, continuidad, rugosidad, abertura, relleno y presencia de agua.

A continuación, se describen y comentan aquellos factores que tienen relación con el análisis del tipo de falla que estudia el presente trabajo, ya que estos factores geológicos, pueden influir en el comportamiento mecánico. En la figura 2.3, se presentan algunos de éstos.

A) Orientación.

En geotecnia, la tendencia es definir a las discontinuidades por la dirección del echado y el mismo echado, en lugar del rumbo y el echado. Así por ejemplo, 240/20 indica que la dirección del echado son 240° y el echado son 20°; ambos siempre se expresan en grados, con tres cifras el primero y dos cifras el segundo.

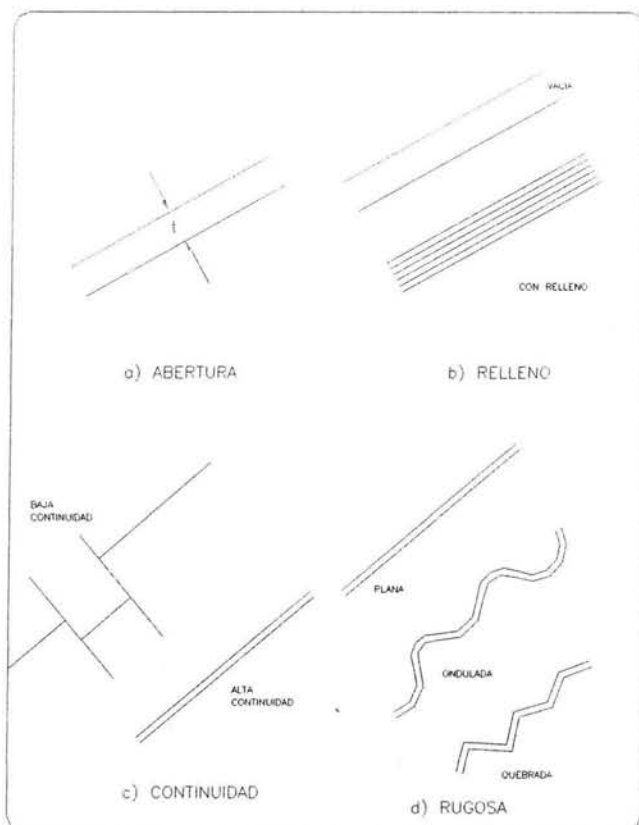


Figura 2.3 Características de las discontinuidades

El echado, lo podemos definir como la inclinación de la línea de máxima pendiente del plano medio de discontinuidad, medida desde la horizontal. La dirección del echado o de la línea de máxima pendiente, se mide desde el Norte verdadero, en el sentido de las agujas del reloj, figura 2.3.1.

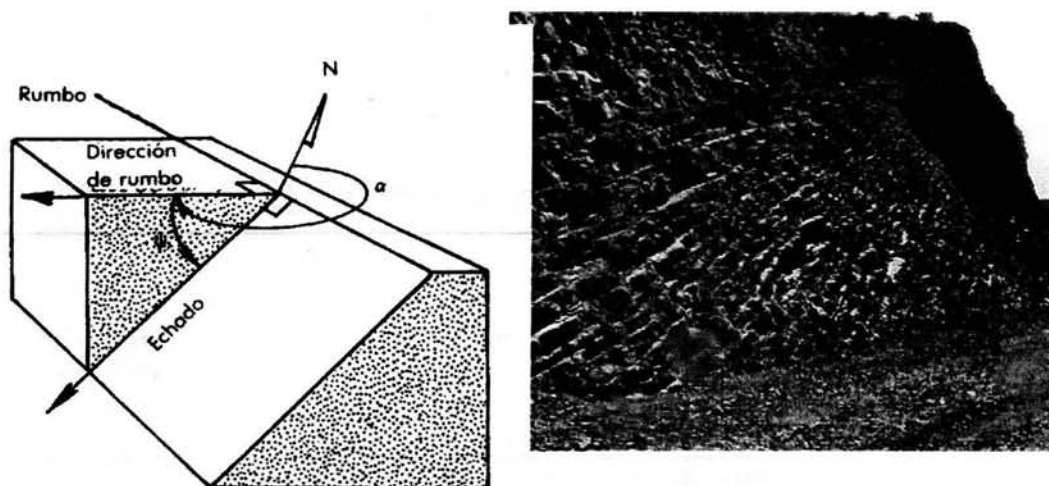


Fig 2.3.1 Echado de un talud.

B) Rugosidad

La rugosidad de una discontinuidad, es el factor determinante de la resistencia al corte. Su importancia disminuye al aumentar la apertura, el espesor de relleno o cualquier desplazamiento sufrido con anterioridad.

La rugosidad de una discontinuidad, viene caracterizada por su ondulación y su aspereza. Las ondulaciones son rugosidades a gran escala que, si están en contacto las de ambos labios, provocan expansión cuando tiene lugar un desplazamiento cortante (figura 2.4). La aspereza es una rugosidad a pequeña escala que varía cuando se produce un desplazamiento cortante, al romperse los pequeños picos de la roca, a menos que la resistencia de los labios de la discontinuidad, sea elevada o que la tensión aplicada sea pequeña.



Fig. 2.4. Rugosidad de los labios de las discontinuidades.

En la práctica, la ondulación afecta a la dirección inicial del desplazamiento cortante, relativa al plano medio de la discontinuidad, mientras que la aspereza afecta a la resistencia al esfuerzo cortante.

Para obtener la rugosidad, se debe hacer un perfil a lo largo de la discontinuidad en la dirección posible del deslizamiento. El método sugerido consiste, en emplear una regla de 2.0 m o cinta métrica de 10.0 m, dependiendo de las dimensiones de la rugosidad y la extensión de la superficie por caracterizar, a efecto de que el perfil sea representativo de la discontinuidad. Se coloca la cinta o la regla, sobre los puntos que más sobresalen, para medir las distancias perpendiculares a éstas y se obtiene un registro de pares de coordenadas "X" y "Y". Se grafica el perfil y se compara con los de la figura 2.5, para tener una caracterización uniforme.

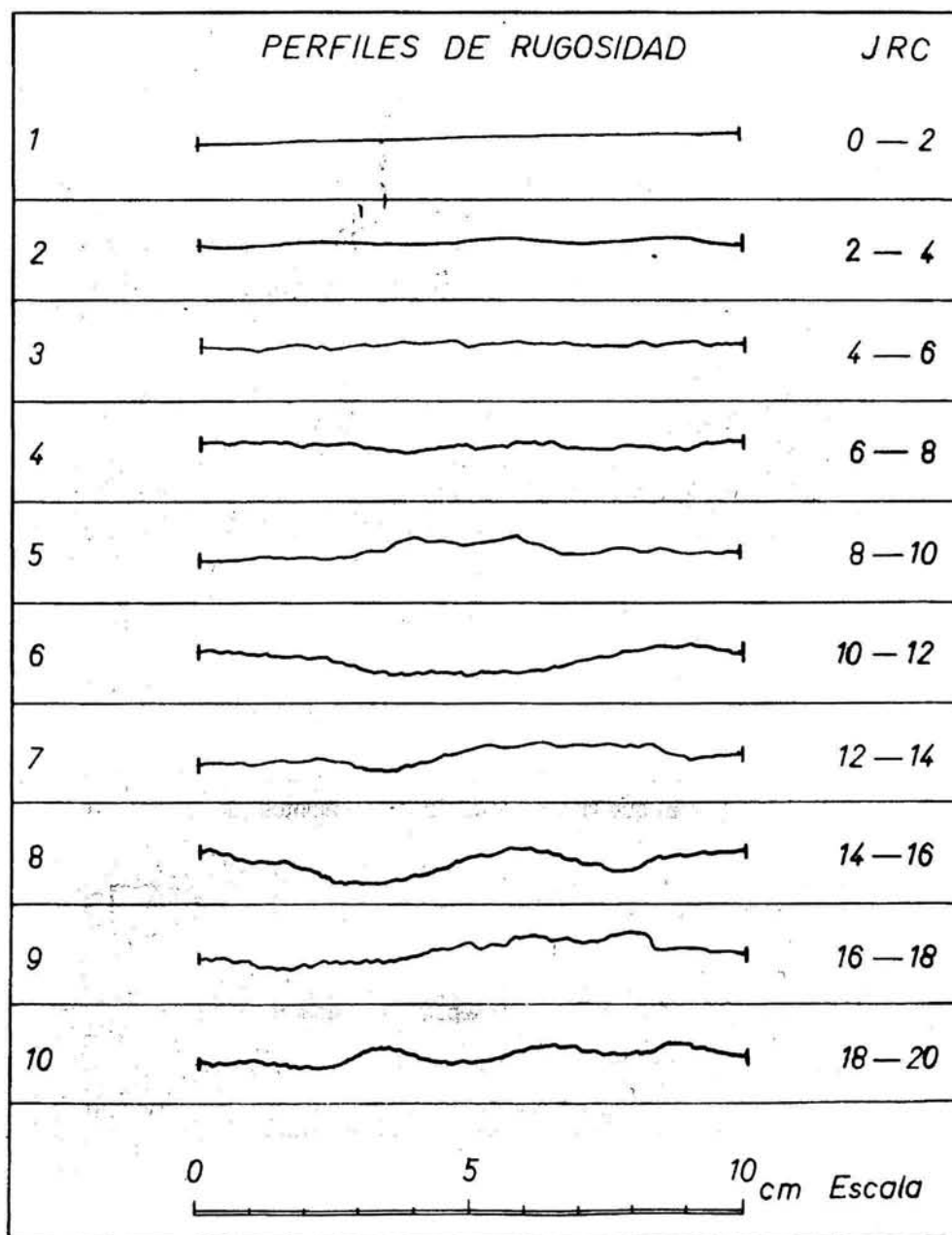
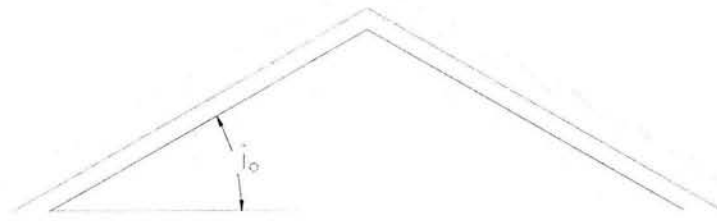


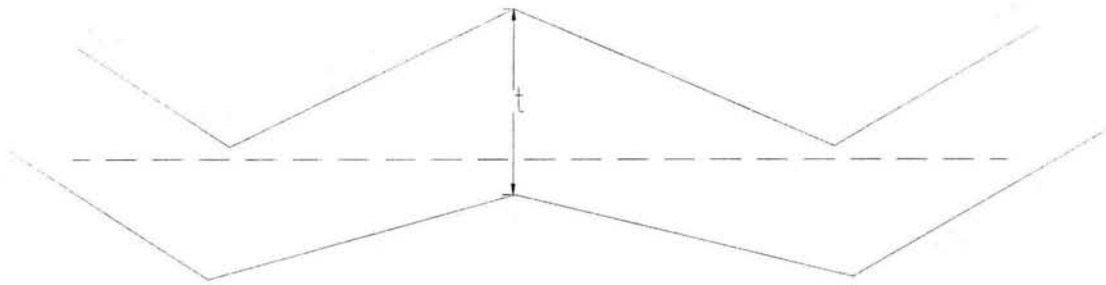
Figura 2.5
Perfiles de rugosidad (Hoek, 1985)

De todos los ángulos de rugosidad identificados, se requiere el promedio ángulo i_0 , figura 2.6; para ser utilizado en el modelo matemático. Este valor tiene influencia en la resistencia al corte. A mayor rugosidad, mayor resistencia al corte, siempre y cuando la abertura de la discontinuidad, permita una trabazón de las crestas de las paredes de la roca.

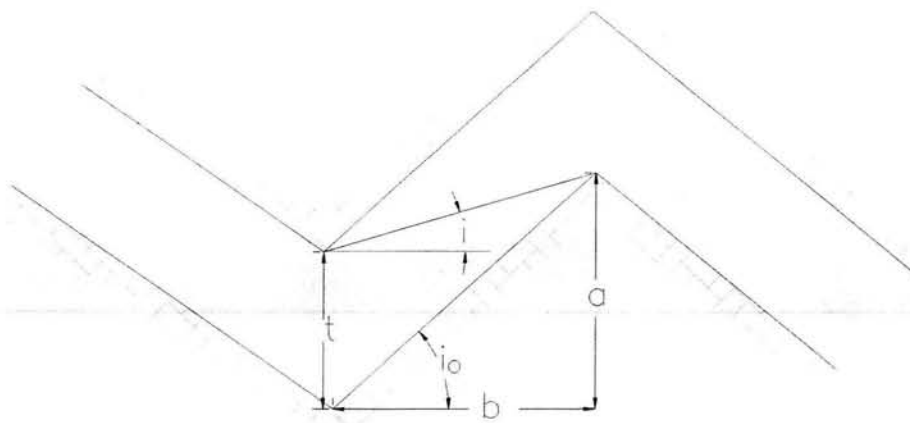


a) PAREDES EN CONTACTO

LINEA DE FALLA



b) ABERTURA MAYOR QUE RUGOSIDAD



c) CASO INTERMEDIO

Figura 2.6
Ángulo i en paredes rugosas (Barton, 1969)

C) Abertura

Se define como la distancia perpendicular que separa las paredes de la roca de una discontinuidad abierta, en la que el espacio intermedio tiene agua o aire. En esto, se distingue del “espesor del relleno” (figura 2.7).

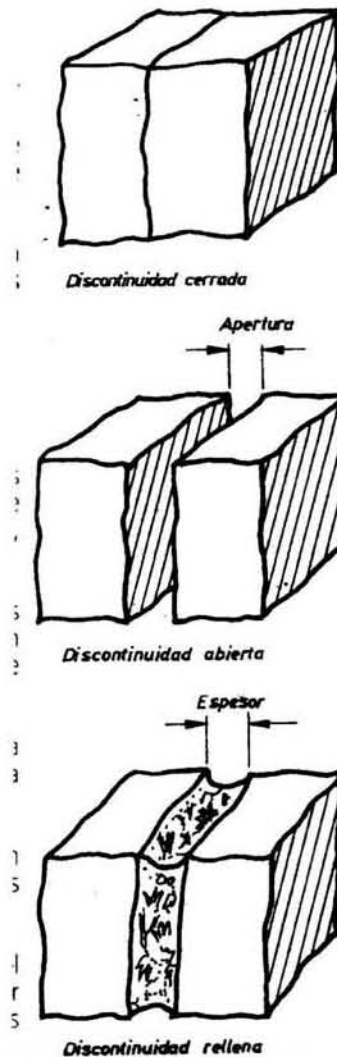


Figura 2.7. Aberturas (Brown, 1981)

Se puede medir con cinta métrica. Dependiendo del resultado obtenido, se puede clasificar la abertura según el criterio de la ISRM (tabla 2.1.). Advierte que para niveles de esfuerzos altos mayores a 2 Mpa o $200t/m^2$, la abertura de la junta puede ser menor a la observada en la superficie.

En lo que se refiere a la resistencia al corte, en las aperturas delgadas, el grado de separación apenas tiene influencia; esta separación toma mayor relevancia cuando hay agua en la junta, ya que cambian las tensiones normales efectivas y, por tanto, la resistencia al corte. En la medida que la abertura aumenta, el beneficio de la rugosidad disminuye, al grado de nulificar toda contribución de la rugosidad, si la abertura es mayor que la cresta de las rugosidades (figura 2.6.b). Se concluye que a mayor abertura, menor resistencia al esfuerzo cortante.

ABERTURA	DESCRIPCIÓN
< 0.1 mm	Muy fina
0.1 a 0.25 mm	fina
0.25 a 0.5 mm	Parcialmente abierta
0.5 a 2.5 mm	Abierta
2.5 a 10 mm	Moderadamente amplia
1 a 10 cm	Muy amplia
10 a 100 cm	Extremadamente amplia
> 1 m	Caverna

Tabla 2.1
Abertura de las discontinuidades

D) Relleno

El relleno es el material que separa las paredes (labios) de la roca. Puede estar compuesto por una amplia gama de combinaciones, desde suelo arcilloso hasta gravas y arenas, también por material producto de la misma alteración de la roca y en otros casos calcita, cuarzo o mica, entre otros. El efecto en la resistencia de la discontinuidad puede ser directo, en el caso de que el intemperismo provoque pérdida de cementación del relleno.

Se requiere para la caracterización del relleno de una discontinuidad, por una parte equipo para la recolección de muestras, y por otra, el correspondiente a la clasificación de suelos y rocas en laboratorio; cuando se analiza la fracción más fina del relleno, hay que determinar:

- 1.- Fracción arcillosa (% 2μ)
- 2.- % que pasa por el tamiz 200 (74 μ)
- 3.- Límites de Atterberg.

La importancia de conocer el tipo de relleno, es que puede ser éste, el que rijan la estabilidad de un talud. Por lo que es de mucha importancia inferir o determinar sus propiedades mecánicas.

E) Continuidad

La continuidad es la extensión de la junta o fractura en el espacio. El mejor método para medir la continuidad es la observación directa siguiendo las discontinuidades en los cortes. Para usar la terminología propuesta por la ISRM ver tabla 2.2.

La continuidad es de utilidad para la configuración geométrica. Si la continuidad no es muy alta, puede significar un incremento en la resistencia al corte, en la discontinuidad por efecto de trabazón, a similitud con el ángulo α de rugosidad. Sin embargo, si la continuidad es tal que en vez de trabazón hay un intenso fracturamiento, entonces es en contra de la resistencia. Esta consideración, debe ser tomada en cuenta por el ingeniero.

CONTINUIDAD	DESCRIPCIÓN
< 1 M	Muy baja
1 a 3 m	Baja
3 a 10 m	Media
10 a 20 m	Alta
> 20 m	Muy alta

Tabla 2.2
Continuidad de las discontinuidades.

F) Presencia de agua en las discontinuidades.

La circulación de agua en los macizos rocosos, se realiza principalmente a lo largo de las discontinuidades (permeabilidad secundaria). Sin embargo, en rocas sedimentarias, se produce sobre todo por los poros de la roca (permeabilidad primaria). A este respecto hay que tener en cuenta lo siguiente:

1.- La permeabilidad primaria, tiene normalmente relevancia en los macizos rocosos sedimentarios, donde los planos de estratificación y los propios estratos, conectan unas rocas con otras. En cambio, dicha permeabilidad suele tener poca importancia, en macizos ígneos y metamórficos.

2.- La conductividad hidráulica, puede ser muy anisotrópica cuando las fallas contengan brechas altamente permeables, adyacentes a zonas arcillosas muy impermeables.

Además, hay que estudiar las fotografías aéreas para obtener una visión del tipo de drenaje en conjunto y deducir los niveles hidrostáticos probables; dichos niveles, pueden variar considerablemente en los macizos rocosos, cruzados por discontinuidades impermeables persistentes (como lo son las discontinuidades llenas de arcilla).

2.2.3. MÉTODOS DE EXPLORACIÓN GEOLÓGICA.

Para identificar la presencia de las discontinuidades, se debe de hacer una exploración geológica lo más completa posible. Una vez que se cuenta con información de gabinete, (como la de las instituciones mencionadas en el apartado 2.1), el siguiente paso es hacer un levantamiento superficial, mediante inspección visual del sitio, para definir el modelo geológico que se aproxima a la representación del talud. (Romana Ruiz, 1992).

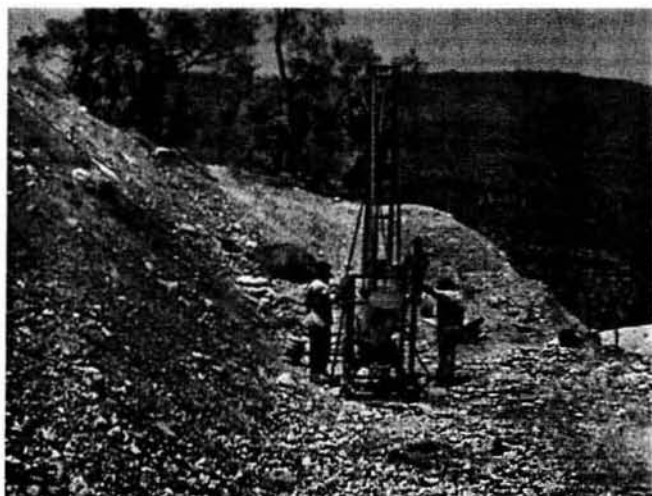
Muchas partes del mundo, han sido fotografiadas desde el aire con diversos fines, y las fotografías aéreas de buena calidad, pueden proporcionar información muy útil sobre características tanto estructurales, como sobre algunos fenómenos que se producen. El examen estereoscópico de fotografías aéreas, es útil en las áreas de relieve topográfico accidentado, ya que es factible localizar plegamientos, fallas, grietas y algunos otros fenómenos del relieve que pueden ser de interés para el proyecto.

A partir de estas observaciones, se enfocará el uso de los métodos disponibles que se presentan a continuación, en forma muy general, ya que no es el objeto de la tesis, abundar en este tema, ampliamente tratado en la literatura de Mecánica de Rocas.

A) Métodos directos

Para una caracterización a detalle, se pueden hacer exploraciones directas como las que se describen a continuación:

- SONDEOS.-La orientación y el número de los barrenos, debe de ser acorde con las expectativas de la exploración geológica. Para efectos de identificar la presencia de intercalaciones de suelo o roca en un macizo rocoso, se recomienda hacer barrenación con diamante; la recuperación de núcleos por medio de la barrenación con diamante, es uno de los métodos más importantes de la exploración del subsuelo, figura 2.8 a y b



(a)



(b)

Figura 2.8 Sondeos con maquina rotatoria.

El objetivo de un programa de barrenación geotécnica, es poder reconstruir la muestra completa del macizo en un estado, lo más cercano posible a su condición original. Ésto, sólo se logra si la muestra entra en un tubo interno, fijo dentro del barril, de modo que la rotación del barril exterior, en cuya extremidad se encuentra la broca, no tuerza el frágil núcleo; figura 2.9 a y b.



(a)



(b)

Figura 2.9 Muestras obtenidas de la barrenación.

En ocasiones, solo por la coloración del agua recuperada en la perforación, se llega a identificar la presencia de alguna capa blanda delgada, en cuyo caso se deberá de apuntar en el registro de perforación, como en el que se muestra en la figura. 2.10. (Hoek, 1984).

Se debe de tener especial cuidado en el manejo del material de relleno, en caso de recuperarse, ya que del conocimiento de las características del mismo, se pueden inferir los parámetros de resistencia mecánica por emplear en el modelo de análisis de estabilidad.

EMPRESA		REGISTRO DE SONDEO EN ROCA																
SONDEO N°:		PROYECTO:		SITUACIÓN:		COORDENADAS: X: Y: Z:												
FECHA: Junio 2000		PROFUNDIDAD: 12 m		HOJA:														
PROFUND. (m)	LONGITUD TRAMO(m)	NIVEL FREÁTICO	COLUMNA	DESCRIPCIÓN DEL TESTIGO	MUESTRA	RECUPER (%)				R.Q.D. (%)		FRACT. N/30cm				DISCONT.		
						20	40	60	80	100	20	40	60	80	100		1	2
0,6	0,60			Suelo vegetal compuesto por un limo arcilloso de color negruzco, orgánico.														Suelo
1																		
2	2,9			Conglomerado heterométrico de matriz rojiza. Cantos de hasta 5 cm de longitud máxima y con tamaños medios de 1 a 2 cm de morfología subredondeada.					100		60							Discontinuidades onduladas-lisas con buzamientos de 80°
3																		
4	2,00			Arenisca de color rojo a marrón con escasa matriz y algunas gravas.	MNC						23							Dos familias una de ángulo $\beta = 80^\circ$ onduladas-rugosas y otra de ángulo $\beta = 20^\circ$ planas-rugosas
5		5,0							82,5		43							
6					5,35						76							Plana lisas
7	2,1			Arenisca de color rojo con escasa matriz con granos de 1 cm máximo y algunas pasadas conglomeráticas. (Testigo de 2 m de longitud.)	TP													
8					5,80													
9	3,5			Conglomerado con matriz rojiza. Cantos de hasta 7 cm de longitud máxima y con tamaños medios de 3 a 4 cm de morfología subredondeada.					100		90							Discontinuidades onduladas-lisas con buzamientos de 80°
10					7,80													
11					TP													
12	1,5			Arenisca de color rojo de grano muy fino.														Sin discontinuidades
					10,2													
					TP													
					10,8													
OBSERVACIONES:																		
MI: Muestra inalterada MA: Muestra alterada SPT: Ensayo de penetración									MNC: Muestra no conseguida TP: Testigo parafinado N.F.: Nivel freático									

Fig. 2.10 Ejemplo tipo de reporte de exploración en roca. (González de Vallejo,2002).

- EXCAVACIONES.-El método de observación directa, es sin duda alguna de gran valor y debe emplearse siempre que las condiciones lo permitan. Para esto, se pueden realizar trincheras, pozos o inclusive socavones. En estas excavaciones, se puede visualizar directamente la presencia de las discontinuidades y en cierto modo, es fácil obtener sus características.

B) Métodos indirectos (geofísicos)

Estos métodos, deben de considerarse como una herramienta adicional para corroborar la exploración geológica y no para sustituirla. Las ventajas de estos métodos, son que pueden abarcar áreas y volúmenes grandes, en un tiempo relativamente corto y a costo bajo respecto a otros.

Los diversos métodos geofísicos que se utilizan en mecánica de rocas son: los sísmicos que miden la velocidad de propagación de ondas y los eléctricos, los cuáles miden resistividad del medio.

- MÉTODOS SÍSMICOS.-Existen dos métodos, el de reflexión y el de refracción de ondas al transmitirse en el medio. Sirven para ubicar contactos geológicos, sin perforaciones en el subsuelo. Para que se aplique el método sísmico de refracción, deben de ser contrastantes los medios y la celeridad de las ondas, debe aumentar en cada estrato conforme son más profundos; en caso contrario, se pierde la información de la presencia de capas de material de menor calidad. Se realiza un tendido de geófonos, los cuáles registran el tiempo de arribo de las ondas producidas por la detonación de un explosivo o por un impacto. Al conocer el arreglo geométrico de los geófonos con el punto de tiro, así como el tiempo de desfaseamiento en el arribo de ondas, registrado entre los geófonos, se pueden obtener las velocidades de propagación de las ondas primarias y secundarias en el medio. A partir de éstas, se trata de inferir un perfil estratigráfico, con base en la calidad de la masa rocosa.
- MÉTODOS ELÉCTRICOS.-Consisten en comparar la resistividad del terreno contra valores patrón, representativos de los diferentes materiales. La resistividad, está relacionada con la porosidad y la presencia de agua. Estos métodos pueden ser de utilidad para encontrar discontinuidades de gran magnitud. Se colocan electrodos que inducen una corriente eléctrica y otros electrodos conectados a un voltímetro que registran la caída del potencial, de donde se determina la resistividad.

- EXPLORACIÓN EN LOS BARRENOS.-Es conveniente, utilizar como apoyo a los métodos anteriores, los registros en sondeos. Estos estudios, permiten obtener propiedades físicas de la estratigrafía que cruza el barreno, registrando discontinuidades geológicas e inclusive la presencia de cavernas y oquedades dentro de la roca. Existen diferentes tipos de rastreos en barrenos: eléctricos, radiactivos, acústicos y térmicos entre otros.

Los eléctricos determinan la resistividad, de donde se puede inferir la estratigrafía, así como la porosidad.

Los más útiles para identificar una capa blanda de material, son los radiactivos. Consiste en irradiar rayos del tipo neutrón o gamma (ISRM, 1981). Éstos, detectan la radiactividad en cada capa de la estratigrafía, ya que todas las rocas presentan radiactividad, pero en un grado menor, las lutitas y las arcillas. Por lo que se pueden detectar, mineralizaciones y así, asociarlas a posibles rellenos

Por esta razón, para los fines de exploración que se debe de tener en el tipo de problemas como en el que se trata en este escrito, los métodos geofísicos en barrenos, pueden ser un complemento a los métodos directos.

2.2.4 INFORMACIÓN COMPLEMENTARIA.

Una herramienta que ayuda a una mejor caracterización geológica, la constituye la mineralogía, pues se pueden asociar comportamientos de materiales, a partir de los minerales que tienen. Por ejemplo, las lutitas son rocas sedimentarias, formadas por la consolidación de arcilla, por tanto, es posible esperar que tengan propiedades de ésta, inclusive la expansión, si las arcillas fueran expansivas. De ser éste el caso, convendría determinar su comportamiento en presencia de agua.

2.3. CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS.

Además de la caracterización geológica, se deben precisar los aspectos geométricos, por lo que se deben determinar los límites de las masas rocosas, potencialmente inestables, a efecto de representar el problema con un modelo y cuantificar el volumen inestable, a partir de la propia geología. En este aspecto, influye notoriamente el número de las discontinuidades en el macizo rocoso.

Para cada discontinuidad que delimite la masa en estudio, se debe obtener el rumbo y el echado de ésta; la inclinación de la discontinuidad, tiene una importancia fundamental, ya que de ella, depende la proyección de fuerzas actuantes y resistentes, en los análisis de estabilidad. Fig. 2.11 a y b.

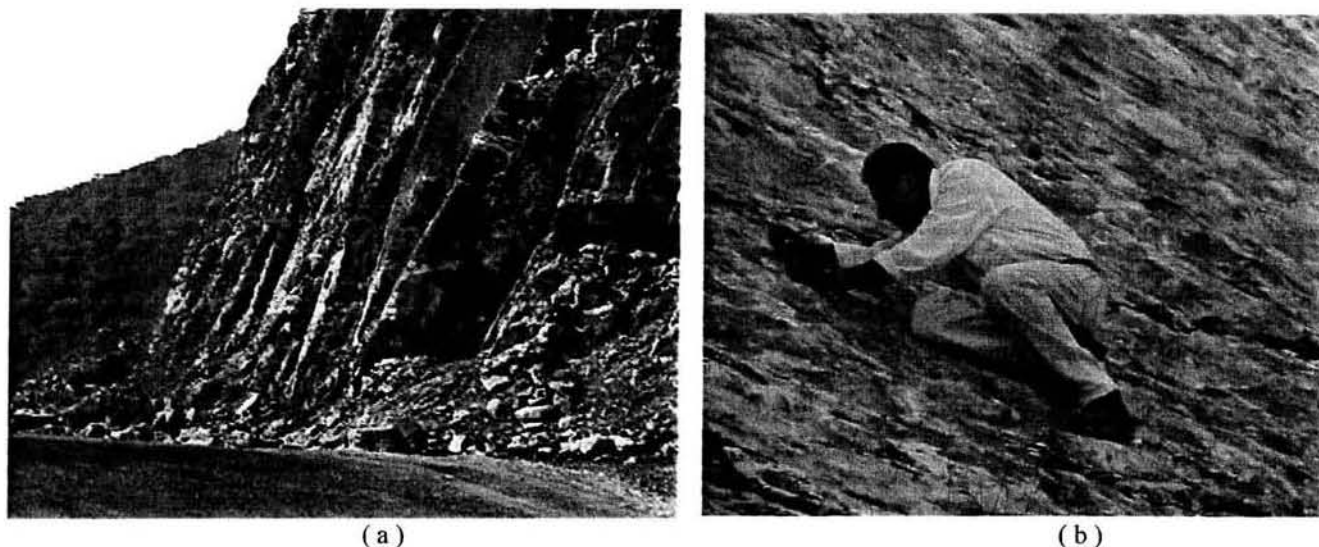


Fig. 2.11 Obtención de datos geométricos de las masas de roca.

Si la discontinuidad no tiene el mismo rumbo que el talud, entonces se deberá obtener el echado aparente (inclinación que presenta el talud). Se requiere el ángulo (Δ) entre el rumbo de la discontinuidad y el rumbo del talud, así como el echado real de la discontinuidad (β). Con estos valores, se utiliza la fórmula 2.1, (González de Vallejo 2002), para obtener el echado aparente (α).

$$\tan \alpha = \tan \beta \cdot \cos \Delta \quad 2.1$$

Cabe señalar que el uso del echado aparente, sólo es aplicable cuando la diferencia entre el rumbo de la discontinuidad y el del talud, es hasta del orden de 15° como máxima. Si tal diferencia es mayor, entonces el análisis requerido, será el típico de una cuña formada por dos planos o más.

Puede darse el caso en el que la inclinación del talud, sea uno de los dos únicos factores que rige la estabilidad. Esto, es cuando la masa está sujeta exclusivamente a su propio peso, en cuyo caso el factor de seguridad, se reduce al cociente entre las tangentes del ángulo de fricción y el ángulo de inclinación. Siempre y cuando, se considere sólo resistencia por fricción y la inclinación de los estratos sea uniforme.

Las fallas observadas de las figuras, como la que se estudia en este trabajo, se presentan en una estratigrafía con echado hacia el talud y rumbo prácticamente paralelo al mismo, por lo que se realiza un modelo tridimensional para hacer más precisas las consideraciones de la naturaleza.

Las características geométricas resultan del modelo geológico obtenido, con lo cual se puede conocer la geometría y el contorno del volumen de roca inestable en el interior del macizo, mientras que la frontera exterior, está dada por la topografía existente. Con los datos anteriores se dibujan secciones (perfiles) donde se determina la longitud y el ángulo de cada uno de los planos que conforman la superficie potencial de deslizamiento. Una vez obtenidos estos factores, se procede a determinar los parámetros geomecánicos.

3. PARÁMETROS GEOMECÁNICOS, HIDRÁULICOS Y EXTERNOS, REQUERIDOS PARA EL ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES DE ROCA.

En este capítulo, se presenta la resistencia al esfuerzo cortante como el factor geomecánico principal, además, se mencionarán los principales ensayos de laboratorio en rocas, que se realizan en la práctica y en forma muy breve los factores hidráulicos y algunos externos, ya que éstos, dependen de cada talud en particular.

3.1 FACTORES GEOTÉCNICOS

3.1.1 PRUEBA DE CORTE DIRECTO

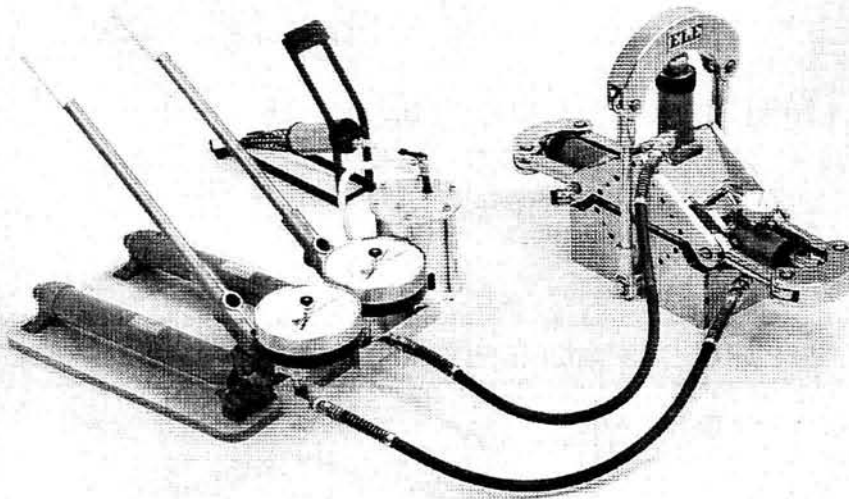
Se realiza generalmente sobre superficies de discontinuidad para determinar la cohesión y el ángulo de rozamiento interno de las masas de roca de manera directa.

Para la ejecución de pruebas de corte directo, se requieren: dos gatos hidráulicos con sus aditamentos, incluyendo manómetros y un conjunto de micrómetros para registrar los desplazamientos. El procedimiento, es muy similar tanto para campo como para laboratorio. En este trabajo, se describe el procedimiento de laboratorio.

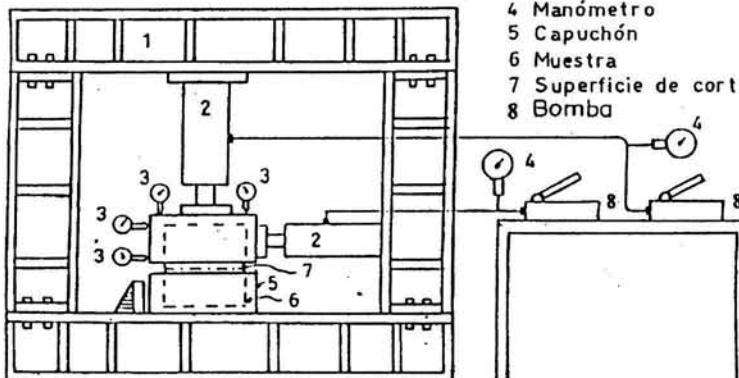
En el sitio, se obtienen muestras cúbicas de 30 cm, de manera que la discontinuidad esté localizada al centro de la misma, excavando en el entorno del cubo para recuperar una muestra prácticamente intacta, se protege con manta y parafina para conservar su humedad natural. Las paredes entre las que está comprendida la discontinuidad, deben ser paralelas a ésta. Las muestras, deben ser lo más representativas posible a la discontinuidad; a efecto de que el resultado no esté influenciado por rugosidades puntuales.

En el laboratorio, se procede a colar un concreto, dos capuchones (envolturas), uno sirve de base y el otro de tapa que permiten manejar y someter a prueba la muestra en forma confiable. Entre las dos piezas de concreto, se deja un espacio libre para que el corrimiento durante la prueba, sea franco en el material de la probeta, además se satura la superficie de corte por el mismo espacio entre capuchones.

La muestra, se efectúa en un marco de carga (figura 3.1.a), aplicando las fuerzas con gatos hidráulicos calibrados. Primero, se confina a la muestra, hasta un nivel de esfuerzo normal (que será constante durante la prueba), para consolidar la capa del relleno. El esfuerzo normal a la superficie de corte, debe ser igual al que se tendría en la capa para el sitio del talud en estudio.

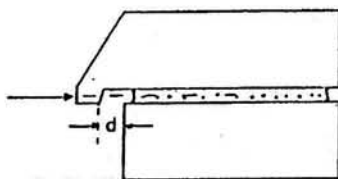


- 1 Marco
- 2 Gato hidráulico
- 3 Micrómetro
- 4 Manómetro
- 5 Capuchón
- 6 Muestra
- 7 Superficie de corte
- 8 Bomba

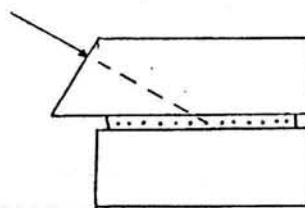


A) ESQUEMA GENERAL DE LA PRUEBA

d es mayor al corrimiento esperado



B) FUERZA HORIZONTAL



C) FUERZA INCLINADA

—————> fuerza cortante
 - - - - - dirección de la fuerza
 superficie de corte

Figura 3.1
Mecanismo para Prueba de corte directo.

Una diferencia de esfuerzo normal respecto al esperado en el sitio, puede ocasionar que se sobrestime o subestime la resistencia y por tanto, se afecte al análisis de estabilidad.

Durante la prueba, se miden los desplazamientos vertical y horizontal, en la parte superior del espécimen, para cuantificar el corrimiento y el giro o levantamiento relativo de la cara superior, respecto a la inferior que está fija. En el caso de que se presente giro en un plano horizontal (en torno a un eje vertical), significa que una cresta de la rugosidad, impide el corrimiento y los resultados, no son confiables.

Existen dos formas de realizar la prueba, con carga controlada o con deformación controlada. En el caso de carga controlada, los incrementos en carga son constantes, se aplica fuerza tangencial desde cero, hasta que se registra un desplazamiento que previamente, se defina como límite o se obtenga una curva como la teórica de la figura 3.2. Esta fuerza, es paralela a la superficie de deslizamiento, identificada en campo.

Para aplicar la fuerza paralela, sin que se generen momentos en la muestra y por consiguiente, giros en un plano vertical (con respecto a un eje horizontal), conviene que el capuchón superior, tenga una extensión en la cuál se aplique una fuerza cortante colineal, con la superficie potencial de falla (figura 3.1.b). Esta extensión, debe ser suficientemente alejada del capuchón inferior para que el desplazamiento, esté libre de restricciones. Otra forma de evitar giros y asegurar que el esfuerzo cortante, esté aplicado en la superficie potencial de deslizamiento, es que la fuerza cortante sea inclinada, respecto a la horizontal (figura 3.1c). En este caso, se hace una suma de fuerzas normales, a efecto de que el esfuerzo en esta dirección, sea constante.

En el caso de deformación controlada, la carga se incrementa manteniendo la velocidad de desplazamiento constante.

Al alcanzar el máximo esfuerzo cortante, se obtiene la resistencia máxima al corte, mientras que cuando la deformación horizontal, aumenta sin variar el esfuerzo cortante, se obtiene el valor del esfuerzo cortante residual, (figura 3.2). El máximo, se presenta cuando hay una rotura de crestas de rugosidad o el relleno alcanza su resistencia máxima.

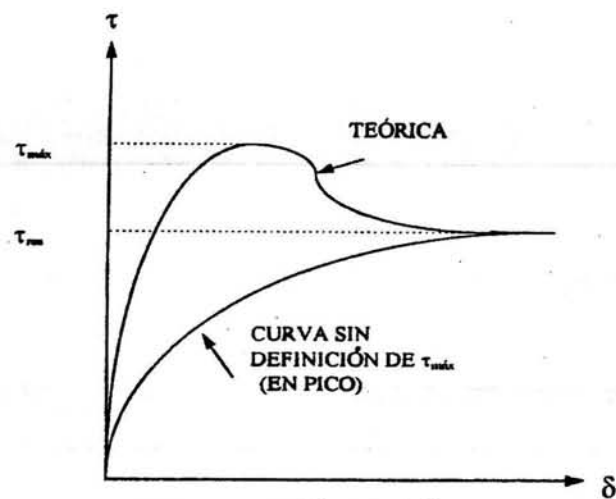


Figura. 3.2
Esfuerzo cortante contra desplazamiento

Los resultados de esfuerzos normales y cortantes (σ, τ) de las pruebas, se grafican en el plano de Mohr (figura 3.3), para obtener un valor del ángulo ϕ , y en su caso, de cohesión c , representativos del material.

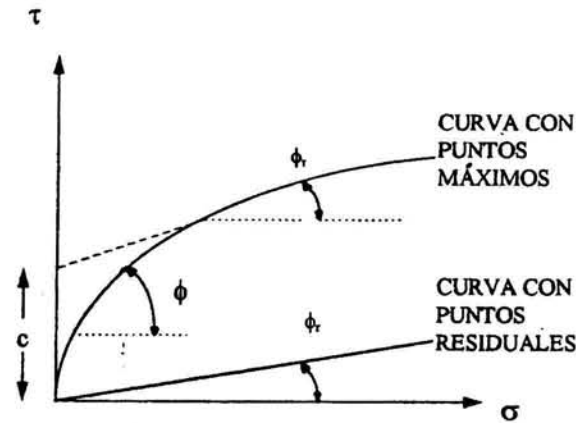


Figura 3.3
Plano de Mohr (σ - τ)

Las gráficas de esfuerzo cortante τ , contra desplazamiento δ obtenidas, no siempre son como la curva teórica (figura 3.2). Se puede presentar un incremento continuo de resistencia, sin decaimiento durante el desplazamiento, limitado por la capacidad del equipo de prueba, lo cual tal vez, es debido a que la muestra, ya sufrió un desplazamiento tal, que se encuentre en la superficie de deslizamiento, en condición residual (figura 3.2).

Los puntos en el plano de Mohr, también pueden diferir de lo teórico, debido a la variación de las características de la discontinuidad en las diferentes muestras. Se debe aproximar su comportamiento al de una recta o a una curva (figura 3.3). Si es una recta que corta al origen, el material se comporta como friccionante; en tal caso, el ángulo de fricción máximo y el residual, están dados por 3.1 y 3.2, respectivamente:

$$\phi_{\text{máx}} = \text{ang tan} \left(\frac{\tau_{\text{máx}}}{\sigma} \right) \quad 3.1$$

$$\phi_{\text{res}} = \text{ang tan} \left(\frac{\tau_{\text{resx}}}{\sigma} \right) \quad 3.2$$

Si los puntos en el plano de Mohr resultaron como la curva de la figura 3.3, entonces es un material cohesivo-friccionante. En este caso, el ángulo ϕ , se mide en el tramo de pendiente uniforme de la curva. Por la proyección de esa recta hacia el eje vertical, se obtiene el valor de la cohesión, en la intersección con dicho eje.

Otra forma de obtener la resistencia de macizos rocosos, es la propuesta por Hoek y Bray (1974), basada en las clasificaciones geomecánicas del macizo rocoso. Sin embargo, son aplicables a macizos rocosos homogéneos, donde no hay un plano potencial de deslizamiento dominante, como en el caso de esta tesis, por lo que no se considera aplicable en el modelo de este trabajo, sin embargo, en esta tesis se aplica la Determinación aproximada de la Ley de resistencia de una masa rocosa, (Bello, 1993).

3.1.2. PRUEBA DE COMPRESIÓN SIMPLE.

La finalidad de esta prueba, es la obtención del módulo de elasticidad de la roca y el módulo de Poisson. En los ensayos de compresión simple, se pueden distinguir tres aspectos: compresión simple en sí, módulo de elasticidad y coeficiente de Poisson.

3.1.2.1. ENSAYO DE COMPRESIÓN SIMPLE PROPIAMENTE DICHO.

El propósito de este ensayo, es medir la resistencia a compresión de una probeta cilíndrica de roca, sometida a una carga axial.

Para realizar el ensayo, se debe contemplar la relación longitud/diámetro ($L/D = 2.0$ ó 2.5) de la muestra; se debe disponer de una prensa de capacidad adecuada que permita aplicar carga sobre la probeta a velocidad constante hasta que se produzca la rotura en la misma en un intervalo de tiempo entre 5 y 15 minutos; también la velocidad de carga puede establecerse entre los límites de 0.5 a 1 Mpa/seg.

La probeta, se coloca entre los discos de la prensa, figura 3.4 (Barton, 1977), bien centrada. Se aplica una carga de asentamiento, equivalente al 1% de la resistencia a compresión simple estimada. En este momento, el reloj indicador de carga se pone en cero. Se fija la velocidad de aplicación de la carga, dando comienzo la compresión, hasta que la muestra se rompe. Es muy conveniente, hacer un pequeño dibujo en el que venga esquematizada la forma de rotura (cónica, axial, diagonal), figura 3.5.

La resistencia a compresión simple de una probeta, se calcula de la siguiente forma:

$$\sigma_c = \frac{P}{A} \quad 3.3$$

donde:

σ_c : es la resistencia a compresión simple de la probeta de roca.

P: es la carga máxima a la que ha sido sometida la probeta, durante el ensayo.

A: es el área de la sección transversal de la probeta

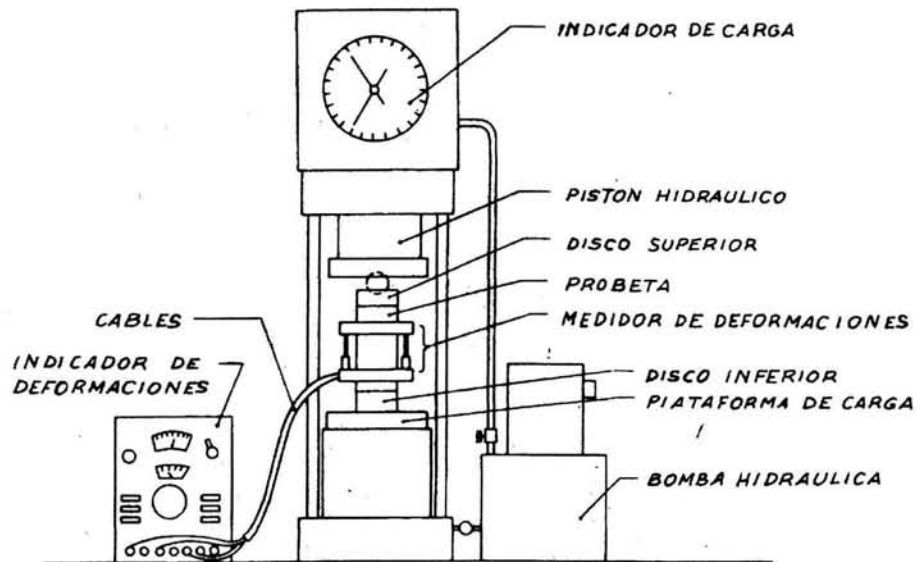


Figura 3.4
Prensa para ensayo de rotura a compresión simple.



Figura 3.5 Ejemplo tipo de una rotura de granito a compresión simple.(Barton,1969).

3.1.2.2. DETERMINACIÓN DEL MÓDULO DE ELASTICIDAD DE LA ROCA.

Para realizar este ensayo, hay que disponer de una prensa adecuada, con suficiente capacidad para aplicar una carga axial a una velocidad constante, como la de la figura 3.4.

La muestra, se coloca centrada en la prensa sobre el disco inferior; el disco superior se coloca sobre la probeta y se aplica una carga equivalente al 1% de la resistencia a compresión simple estimada. A continuación, se empieza a aplicar la carga; la primera lectura de la deformación, se hace al llegar al 5% de la resistencia y las sucesivas lecturas se hacen al 10, 15, 20, 30, 40, 50 y 60% de la resistencia estimada. Acto seguido, de una forma análoga, se procede a rebajar la carga aplicada, siguiendo los mismos escalones anteriores, hasta llegar a la descarga total, aplicando nuevamente la carga, hasta alcanzar la rotura, es conveniente realizar un esquema de la probeta indicando las características de la rotura.

La resistencia a compresión uniaxial σ_c se obtiene dividiendo la carga máxima a la que se ha sometido la muestra, por el área de la sección normal de la misma.

A continuación, se muestra un ejemplo de la curva tenso-deformación, figura 3.6. (Barton, 1977).

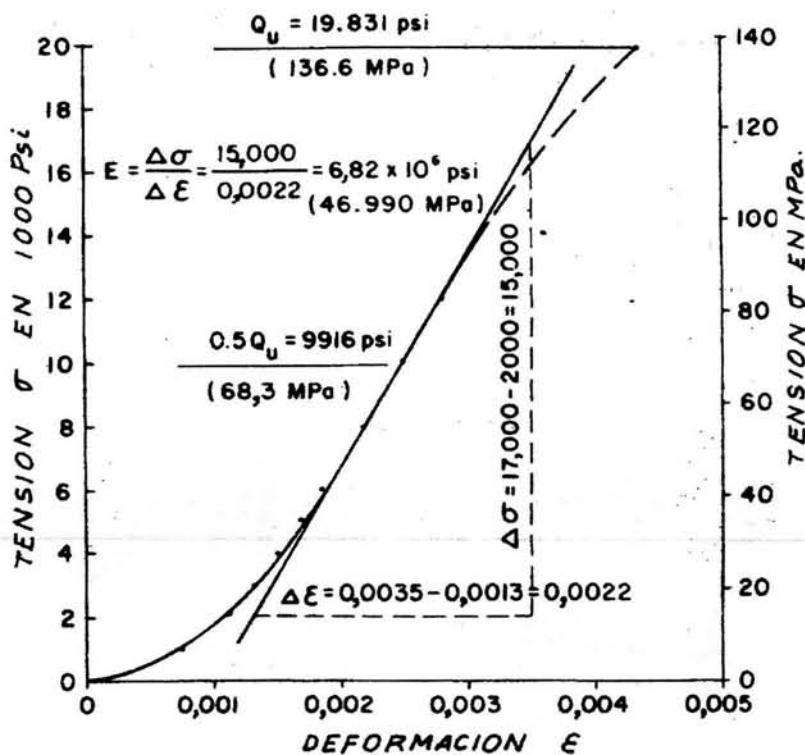


Fig.3.6. Curva tenso-deformación.

(Barton, 1977).

Se traza la tangente a la curva en el punto $0.5 \sigma_c$; y el módulo de Young, tiene el siguiente valor:

$$E = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\varepsilon} \quad 3.4$$

donde:

$\Delta\sigma$: es el incremento de tensión entre dos puntos de la tangente, elegidos arbitrariamente.

$\Delta\varepsilon$: es el incremento de deformación correspondiente.

Otras formas de definir el módulo elástico, es mediante la pendiente del tramo más recto de la curva tenso-deformación, también llamado módulo de elasticidad inicial; en los casos en los que la gráfica presente una curvatura muy marcada, es válido determinarlo por el módulo secante (Bieniawski,1976).

3.1.2.3. DETERMINACIÓN DEL COEFICIENTE DE POISSON.

Para determinar el coeficiente de Poisson, se requiere por lo menos una banda extensométrica vertical y otra horizontal, para medir los desplazamientos correspondientes durante el proceso de compresión. El procedimiento a seguir en el ensayo, es idéntico que al caso de la determinación del módulo de elasticidad de Young.

Una vez terminado el ensayo, se trazan las curvas tenso-deformación axial y tenso-deformación diametral, un ejemplo típico de estas curvas se muestra en la figura 3.7 (Barton, 1977).

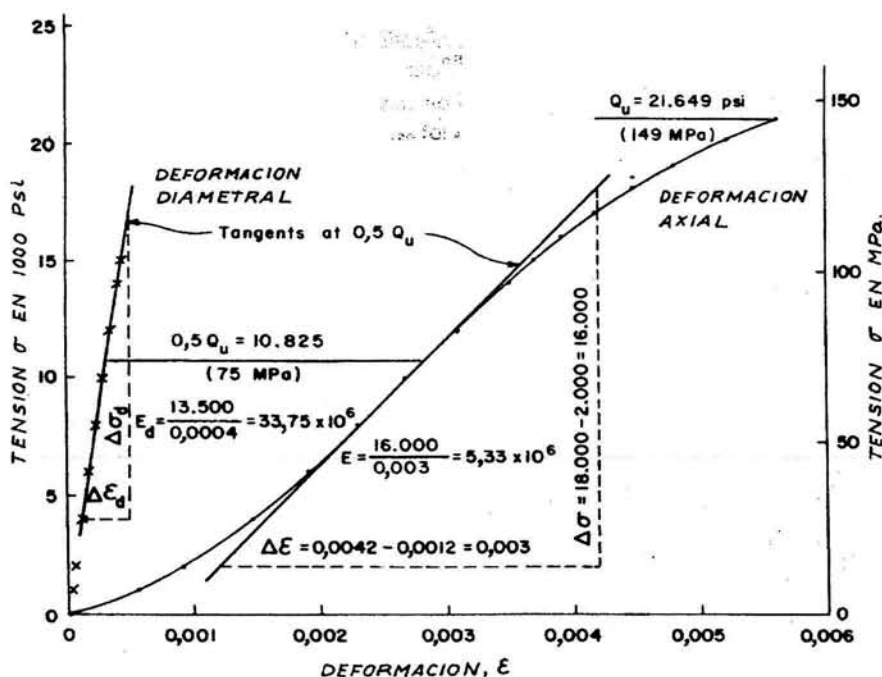


Fig. 3.7 Curva tenso-deformacional diametral.

(Barton, 1977).

En los puntos de ambas curvas tenso-deformación, definidos por $\sigma = 0,5\sigma_c$ se trazan las tangentes. La pendiente de la tangente de la curva tenso-deformación axial, define el

módulo de Young, es decir $E = \Delta\sigma/\Delta\varepsilon$; análogamente, la pendiente de la tangente de la curva tensión-deformación diametral, define el módulo E_d , es decir:

$$E_d = \frac{\Delta\sigma_d}{\Delta\varepsilon_d} \quad 3.5$$

El coeficiente de Poisson μ , se define como el cociente de ambos módulos anteriores:

$$\mu = \frac{E}{E_d} \quad 3.6$$

3.1.2.4. DETERMINACIÓN DEL MÓDULO DE ELASTICIDAD DEL MACIZO ROCOSO.

La evaluación de la deformabilidad de un macizo rocoso, ha sido siempre un factor crítico en la solución de problemas de mecánica de rocas.

Los métodos empleados a la fecha para evaluar la deformabilidad de las masas rocosas, tienen dos tendencias: por un lado, se apoyan en la ejecución de pruebas de campo; algunas veces, éstas no son representativas del comportamiento que tendrá la masa, debido a que el volumen del material involucrado en la prueba, no es de magnitud suficiente para que incluya a un número significativo de discontinuidades, además del considerable tiempo y costo que representa la ejecución de las pruebas de campo. Por otro lado, se recurre a estadísticas de resultados, cuyo origen no se conoce a detalle, o bien, se adoptan correlaciones demasiado simples que en consecuencia, obligan a la adopción de altos factores de seguridad, que conducen a encarecer los diseños. Por lo que se hace necesario buscar criterios racionales de evaluación que estén al alcance del ingeniero proyectista y que le permitan su aplicación inmediata, en el estudio de macizos rocosos.

El comportamiento geomecánico de las masas rocosas, se encuentra definido principalmente por sus discontinuidades, por lo que se puede deducir que la deformabilidad, también estará en función de la ubicación, espaciamiento y del relleno o abertura que presentan tales discontinuidades; dado que, en general, las discontinuidades que se presentan en cualquier masa rocosa, se encuentran abiertas ó rellenas con suelos, para obtener la deformabilidad del macizo rocoso, se hace necesario conocer el tipo de material que forma el relleno, para posteriormente, evaluar el comportamiento de dicho material cuando sobre la masa actúe una variación de la presión aplicada.³

Haciendo relaciones de deformabilidad de la roca y el suelo, se llega al módulo equivalente para la masa rocosa, la cual está definida por la ecuación:

³ A. BELLO, "DETERMINACIÓN APROXIMADA DE LA DEFORMABILIDAD DE UNA MASA ROCOSA" OCTUBRE, 1993.

$$E_m = \frac{E_r}{1 + \frac{a}{s} \cdot \frac{E_r}{E_s}} \quad 3.7$$

donde:

E_m : Módulo equivalente para la masa rocosa

E_r : Módulo de elasticidad de la roca intacta

E_s : Módulo de elasticidad de los rellenos correspondientes a los suelos.

a : aberturas de las discontinuidades

s : separación de las discontinuidades.

En la figura 3.8, se muestra gráficamente la relación $\frac{E_m}{E_r}$ en función de la relación $\frac{E_r}{E_s}$ y del cociente entre la separación (s) y la abertura (a) de las discontinuidades, la cual permite determinar el módulo de deformación de una masa rocosa E_m , conociendo las características de la roca y del material que rellena sus discontinuidades.

Así, la deformabilidad de un macizo rocoso, puede determinarse empleando el criterio propuesto en este trabajo, mediante un adecuado levantamiento en campo, de las características geométrico-mecánicas de la roca y de los materiales que rellenan las discontinuidades y con la determinación de la deformabilidad de ambos materiales. Se considera que es un método práctico para evaluar aproximadamente la deformabilidad de una masa de roca y que puede utilizarse, como criterio definitivo en la solución de un problema dado, o bien, ayudar a planear un programa posterior de investigación in situ, mediante pruebas de campo, en su caso.

3.1.3 PRUEBA DE COMPRESIÓN DIAMETRAL (ENSAYO BRASILEÑO).

Como alternativa al ensayo a tensión, se dispone del ensayo de tensión brasileño, que es un ensayo indirecto en el cuál, se somete a compresión diametral una probeta cilíndrica de roca. Teóricamente, esta compresión genera una tensión uniaxial que forma un ángulo recto con el diámetro sometido a compresión. El cilindro, se romperá cuando se supere el valor de tensión de la roca.

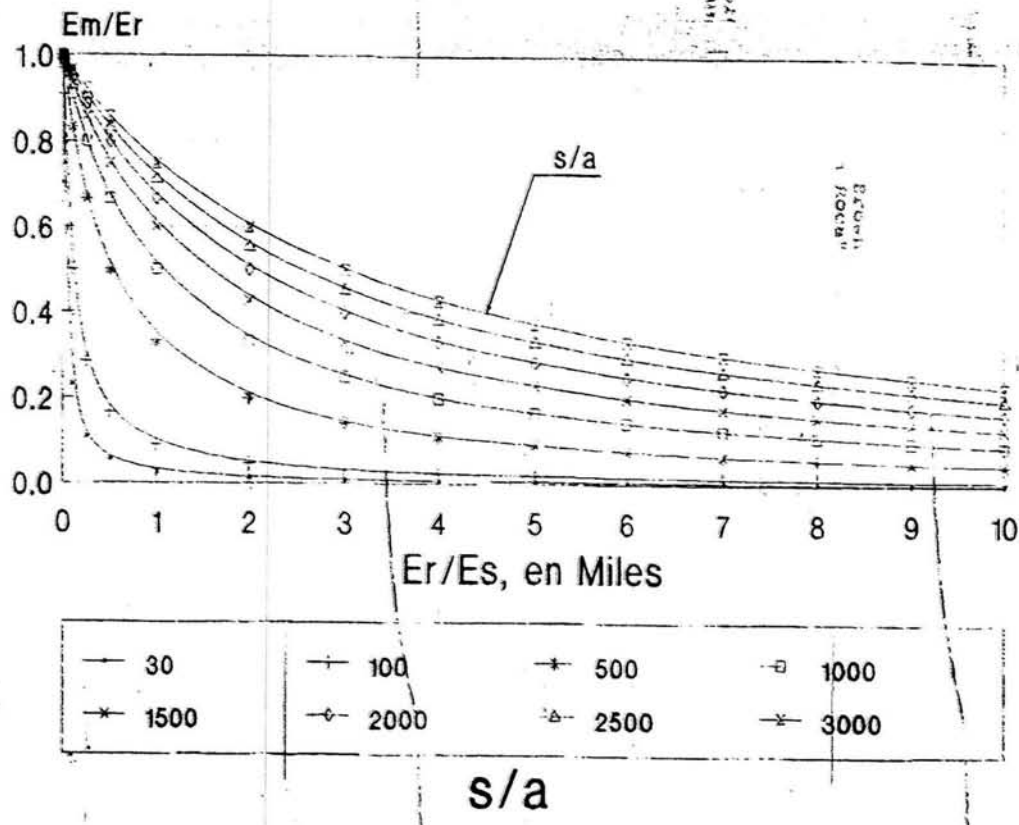


Figura 3.8. Relación entre los módulos de elasticidad de la roca (E_r) y el de la masa rocosa de que forma parte (E_m) en función de la separación (s) y la abertura (a) de las discontinuidades y del módulo de elasticidad del material de relleno (E_s). Bieniawski, 1992.

Finalmente, los valores obtenidos de los ensayos sirven para correlacionarse con los de la resistencia a compresión simple de la roca matriz, ya que se pueden estimar en una primera aproximación, de 10-20 veces superiores a los de la tensión de la misma roca.

La resistencia a la tensión, σ_t , se calcula como:

$$\sigma_t = \frac{2P_c}{\pi DH} \quad 3.8$$

donde

- σ_t : Resistencia a la tensión
- P : Carga total de rotura
- D : Diámetro de la probeta
- H : Altura de la probeta

3.1.4. DETERMINACIÓN APROXIMADA DE LA LEY DE RESISTENCIA DE UNA MASA ROCOSA.

La estabilidad de taludes en masas rocosas, depende de la resistencia al esfuerzo cortante de dicha masa, la cual está determinada por las características geométrico-mecánicas de sus sistemas de discontinuidades. Por lo que la resistencia al esfuerzo cortante, es un parámetro fundamental en los análisis de estabilidad de taludes de roca.

Los parámetros de resistencia que definen la envolvente de falla de una masa rocosa, pueden ser determinados con aproximación satisfactoria, mediante ensayos de campo, como la prueba de corte directo que permite conocer los parámetros de resistencia del sistema de discontinuidades del macizo rocoso en que se efectúe la prueba. Debido a los recursos y el tiempo necesarios para llevar a cabo estos ensayos, en general, sólo pueden ser realizados, durante las fases de ejecución de obra.

Contar con una determinación aproximada de la ley de resistencia de la masa rocosa, permite una adecuada evaluación de anteproyectos y la programación racional de los ensayos de campo.

3.1.4.1 ENVOLVENTE DE FALLA PROPUESTA

Las determinaciones de la Ley de Resistencia de masas rocosas, mediante ensayos de campo en alguna de sus discontinuidades que no presentan alteración, rellenos o aberturas significativas, han mostrado que la relación entre el esfuerzo normal y el esfuerzo cortante a la falla, es una curva cóncava hacia el esfuerzo normal y que pasa por el origen, toda vez que las masas rocosas, no tienen resistencia a tensión, debido a sus discontinuidades.

La magnitud de la resistencia y el grado de concavidad de la curva envolvente de falla de la masa rocosa, están regidas por la geometría y estado de las discontinuidades, definidas por su apariencia (plana, ondulada) y por su aspecto (lisa, áspera, rugosa), así como por la resistencia de la roca que se encuentra entre las discontinuidades de la masa.

Con base en lo anterior y tomando en cuenta que para la roca entre discontinuidades, se puede obtener la resistencia a compresión simple (q_{ur}) y la resistencia a la tensión (q_{tr}) y que ambas pueden representarse en un plano de Mohr, como se muestra en la figura 3.8, se propone que la envolvente de falla de la masa rocosa, se defina con las siguientes consideraciones:

- 1.- Es una parábola con concavidad hacia el esfuerzo normal.
- 2.- Es tangente a los círculos de Mohr para las resistencias de la roca, con su vértice en el punto correspondiente a la resistencia a tensión de la roca.
- 3.- Como la masa rocosa no tiene resistencia a tensión, su vértice debe estar en el origen de su plano de Mohr.

Así, la envolvente de falla para la masa rocosa, tiene la configuración que se muestra en la figura 3.9. La "Resistencia a compresión simple de la masa rocosa", puede obtenerse con una consideración adicional:

- 4.- La resistencia a compresión simple de la masa rocosa (q_{um}), es el diámetro del círculo, que tiene igual curvatura que la parábola en el origen y ahí son tangentes.

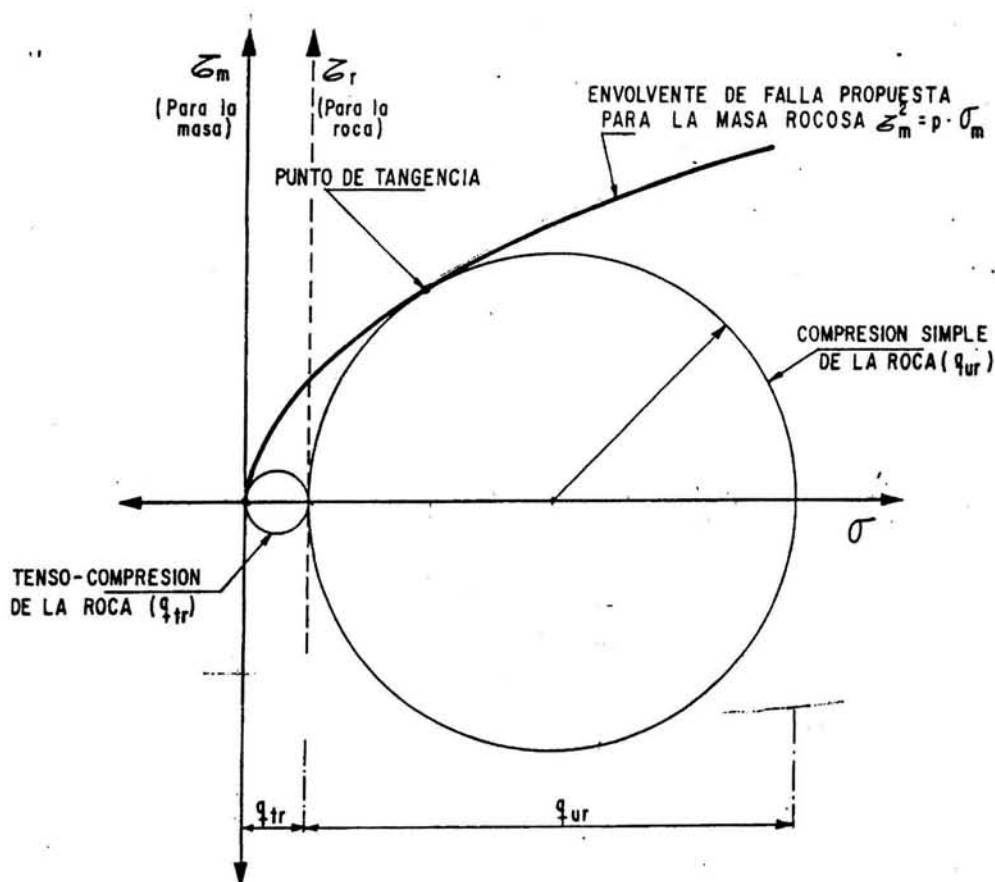
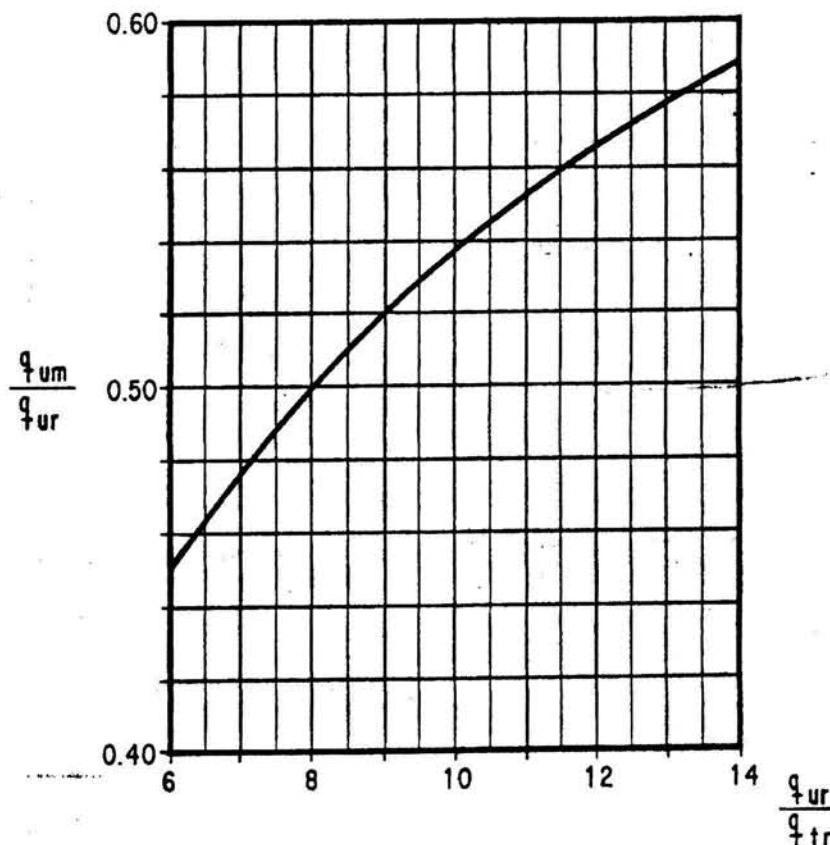


Figura 3.9 Desarrollo geométrico de la envolvente de Falla propuesta para la masa rocosa.(Bello,1993)

Con la hipótesis anterior, se obtiene la relación entre las resistencias de la masa rocosa y de la roca que se encuentra entre las discontinuidades, siempre que estas no tengan alteración en sus paredes, rellenos ó aberturas que impidan el contacto roca-roca, al iniciarse el desplazamiento en la discontinuidad:

$$\frac{q_{um}}{q_{ur}} = 1 - \frac{2}{\left(\frac{q_{ur}}{q_{tr}}\right)} \left[\sqrt{1 + \left(\frac{q_{ur}}{q_{tr}}\right)} - 1 \right] \quad 3.9$$

Esta relación, se presenta en forma gráfica en la figura 3.10



$$\frac{q_{um}}{q_{ur}} = 1 - \frac{2}{\left(\frac{q_{ur}}{q_{tr}}\right)} \left[\sqrt{1 + \left(\frac{q_{ur}}{q_{tr}}\right)} - 1 \right]$$

q_{um} = RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN SIMPLE DE LA MASA ROCOSA

q_{ur} = RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN SIMPLE DE LA ROCA

q_{tr} = RESISTENCIA A LA TENSIÓN DE LA ROCA

Figura. 3.10. Relación entre las resistencias de la masa Rocosa y de la roca, entre sus discontinuidades sin alteración, Relleno o abertura significativa. (Bello, 1993)

Una vez obtenida la envolvente de resistencias de la masa, la resistencia al esfuerzo cortante para un esfuerzo normal dado, puede determinarse, como se muestra en la figura 3.11. Cabe señalar que la ecuación de la parábola que representa la envolvente de falla, adquiere la expresión:

$$\tau^2 = (q_{um}) \cdot \sigma_m$$

3.10

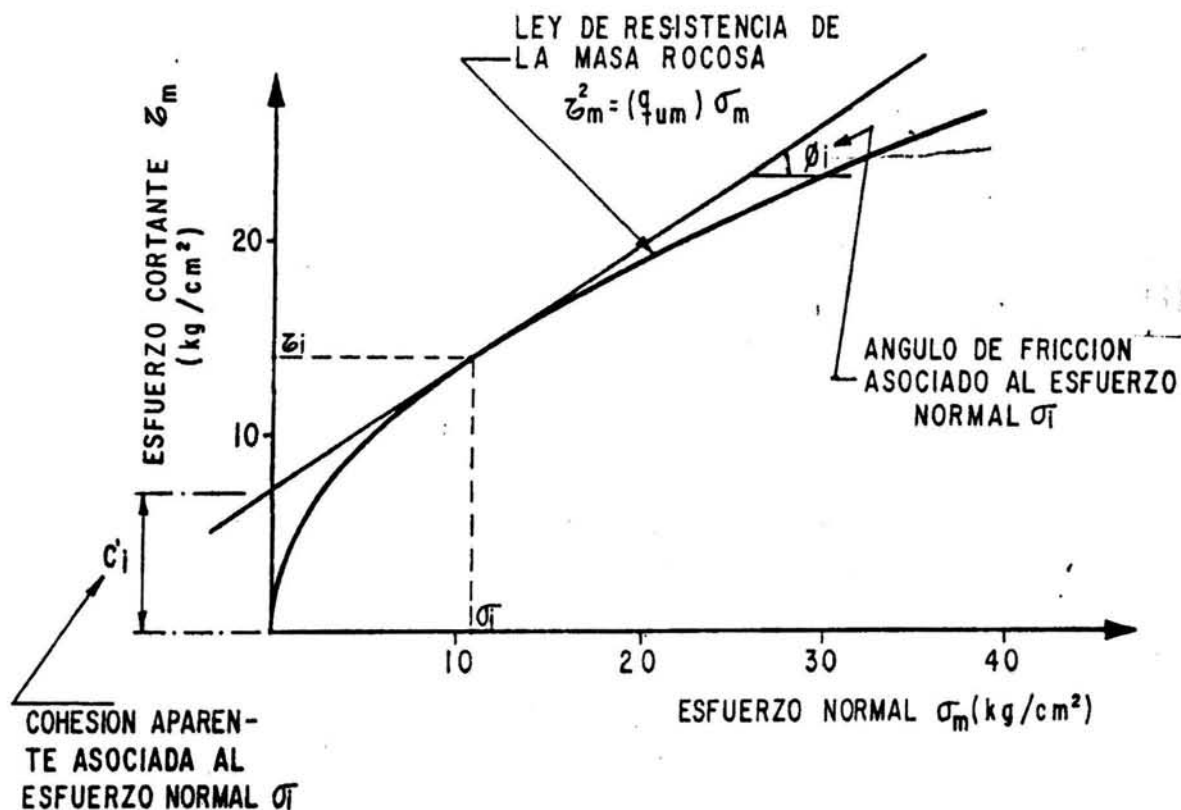


Figura. 3.11 Ley de Resistencia de la masa de roca y Determinación de los parámetros de resistencia, Asociados a un esfuerzo normal dado. (Bello,1993)

3.1.4.2. ENVOLVENTE DE FALLA PARA UN MACIZO ROCOSO, CON DISCONTINUIDADES ALTERADAS O CON RELLENOS.

Para tomar en consideración la condición geomecánica de las discontinuidades, como el grado de alteración de las paredes, el tipo y consistencia de los rellenos en las discontinuidades y la eventual presencia de agua que conducen a una reducción de la resistencia al esfuerzo cortante en las discontinuidades, con respecto a la que se tendrá en un contacto directo de la roca inalterada en dichas discontinuidades, se ha adoptado un factor de reducción, originalmente propuesto por Sheery (1989), en función de la calidad del macizo rocoso, obtenido con el criterio de clasificación propuesto por Barton (1969); la variación del factor de reducción con el índice Q, se muestra en la figura 3.12.

CLASIFICACION DE LA MASA ROCOSA

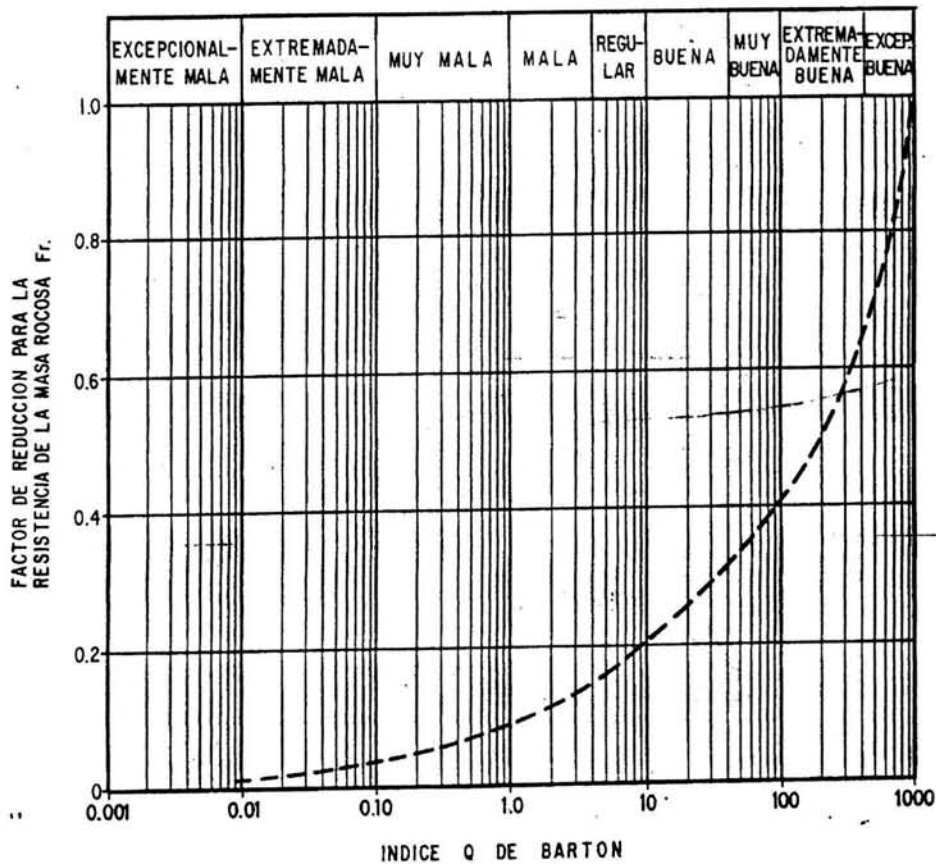


Figura. 3.12 Barton, 1969.
Factor de reducción (Fr) relacionándolo con la
Calidad del macizo rocoso (Q).

Aplicando el factor de reducción por alteración o rellenos, a la ley de resistencia deducida para la masa rocosa, se obtiene la expresión siguiente:

$$\tau_m^2 = (q_{um} \cdot Fr) \sigma_m \quad 3.10$$

La cual, representa de manera aproximada, la ley de resistencia de la masa rocosa y el término $(q_{um} \cdot Fr)$, corresponde a la resistencia a compresión no confinada del macizo rocoso que tiene discontinuidades alteradas ó con rellenos.

Para el caso de rellenos o alteraciones importantes de la Ley de resistencia, es necesario disponer de un mayor número de determinaciones, con pruebas de campo y con evaluaciones apropiadas del Índice de Calidad Q de Barton.

3.1.5. PESO VOLUMÉTRICO DEL MACIZO ROCOSO.

El peso volumétrico, es requerido para el análisis numérico del modelo. Se define como el cociente del peso de la muestra entre el volumen de la misma.

El peso de la muestra W_m , se obtiene en una báscula. Si el volumen de la muestra no se conoce, se debe sumergir en mercurio (ya que el mercurio no penetrará en la roca) y pesarlo en una balanza. Para mantener el equilibrio en ésta, se debe colocar en un extremo, un peso igual al de la muestra (pesada al aire) y en el otro, un cable que sujete a la muestra, sumergida en mercurio y un cierto peso x . El peso volumétrico se calcula como:

$$\gamma_m = 13.6 \frac{W_m}{x} \quad 3.11$$

Si en la ecuación anterior los pesos están en kilogramos, el peso volumétrico estará dado en kg/cm^3 .

3.2 PARÁMETROS HIDRÁULICOS.

Estos factores están, al igual que todos los demás, interrelacionados con los restantes. Por lo que una vez definidos los geológicos y los geométricos, debe estar plenamente identificado el factor hidráulico fundamental: el perfil del nivel freático y el agua almacenada en las discontinuidades de la roca.

Para conocer el nivel o los niveles piezométricos en una zona, se debe instalar una red piezométrica que cubra la extensión del volumen de roca involucrado en el análisis. Debe ser amplia en cuanto al número de piezómetros, para evitar lecturas sumamente locales, ya que en un macizo rocoso, se pueden tener diferentes niveles piezométricos entre una y otra discontinuidad, aún estando cercanas.

Con el nivel freático identificado, se puede obtener el empuje que ejerce la presión hidrostática sobre la masa potencialmente inestable. Si el agua fluye, puede provocar una variación en la cantidad de relleno entre paredes de roca, debido al arrastre. A su vez, esto puede modificar la resistencia en la discontinuidad, por lo que se deben estimar las condiciones futuras del talud.

Principalmente, se debe determinar con aproximación, la columna de agua formada en las discontinuidades del macizo rocoso; ya que esta presión de agua, reduce la estabilidad del talud, disminuyendo de tal manera la resistencia a la rotura y en ocasiones, el fenómeno de subpresión en los planos de deslizamiento.

Las presiones ejercidas sobre las paredes de la roca, pueden determinarse mediante un buen levantamiento geométrico de las masas rocosas, de tal manera que sirve de base para el análisis de los fenómenos hidráulicos, involucrados en un talud de roca.

3.3 PARÁMETROS DINÁMICOS Y RESISTENTES (ANCLAJE).

En el análisis de estabilidad de taludes, además de las fuerzas gravitacionales y las debidas al empuje hidrostático, se deben incluir fuerzas externas, en el caso de que actúen sobre el talud, se describen algunas a continuación:

a) Fuerzas dinámicas.

Una acción dinámica es la debida a un sismo y puede modelarse, mediante procedimientos semi-estáticos. La fuerza que representa este efecto, es proporcional al peso de la masa analizada. Dicha proporción, está dada por un parámetro que debe ser obtenido en cartas de regionalización (CFE, 1993).

Otra acción dinámica, es la debida a voladuras cercanas al talud en estudio. Al igual que en el caso de sismo, se puede estudiar su efecto para determinar un parámetro de proporcionalidad característico de los efectos por las vibraciones. En este caso, se obtiene mediante voladuras de prueba, cuya interpretación, permite predecir la aceleración que provocará una determinada carga de explosivo. En CFE (1993), se describe la secuencia para el análisis de predicción de efectos por voladuras para un proyecto de CFE.

b) Transmisión de cargas de cimentaciones.

En el caso de que una estructura, se apoye en el talud, se deberán considerar las fuerzas que transmite al terreno.

c) Fuerzas de anclaje.

A partir de una distribución y resistencia de las anclas, se puede cuantificar la fuerza que proporciona este sistema de soporte, a la masa de roca, con el fin de mantener el equilibrio.

Finalmente, se puede decir que en la medida que se obtenga una buena caracterización geológica-geotécnica, es decir conociendo la distribución y el tipo de discontinuidades geológicas, así como la resistencia al esfuerzo cortante; en éstas se puede proceder al modelado integral del problema, considerando las sollicitaciones a las cuáles estará sujeto el volumen estudiado. Sólo de esta manera, se puede proceder a usar un modelo geomecánico para hacer el análisis de estabilidad y todo este análisis, depende de una apropiada caracterización geomecánica.

4. MÉTODO DE ANÁLISIS VECTORIAL DE HENDRON, CORDING Y AIYER.

Los métodos de cálculo para analizar la estabilidad de un talud, se pueden clasificar en dos grandes grupos:

1.- Métodos de cálculo en deformaciones; consideran las deformaciones en el terreno, además de las leyes de la estática, su aplicación práctica es de gran complejidad y el problema, debe estudiarse aplicando el método de los elementos finitos u otros métodos numéricos.

2.- Métodos de equilibrio límite o de esfuerzos; se basan exclusivamente en las leyes de la estática para determinar el estado de equilibrio de una masa de terreno potencialmente inestable. No tienen en cuenta las deformaciones del terreno, suponen que la resistencia al corte, se moviliza total y simultáneamente a lo largo de la superficie de corte y a su vez, se clasifican en métodos exactos y no exactos, figura 4.1.

Los métodos de equilibrio límite, son mucho más utilizados que los métodos de cálculo en deformaciones, a pesar de que éstos proporcionan un análisis mucho más completo de estabilidad del talud.

En casi la generalidad de los métodos de equilibrio límite, la seguridad de un determinado talud, se cuantifica por medio del factor (o coeficiente) de seguridad "FS" que se define como el cociente entre la resistencia al corte en la superficie de deslizamiento y la necesaria para mantener el equilibrio estricto de la masa deslizante; en la obtención del factor de seguridad, se le supone constante en toda la superficie de deslizamiento.

En estos métodos, se asume que la resistencia al corte en la superficie de deslizamiento sigue la ley lineal de Mohr-Coulomb, por lo que sí, se pueden aplicar las ecuaciones de la estática a la masa deslizante.

Cuando la superficie de rotura no es conocida, se calculan los factores de seguridad correspondientes a un cierto número de superficies y se define como factor de seguridad del talud mínimo obtenido, lo que implica suponer que la diferencia entre este valor y el verdadero mínimo, es de poca importancia, y para ello el cálculo se realiza, mediante tanteos sucesivos que permiten ir delimitando la superficie de rotura.

En el siguiente apartado, se estudiará el método vectorial aplicado a un talud de roca cuando en éste, se forma una cuña; el cuál, por lo anteriormente mencionado, lo consideramos como un método de análisis exacto.

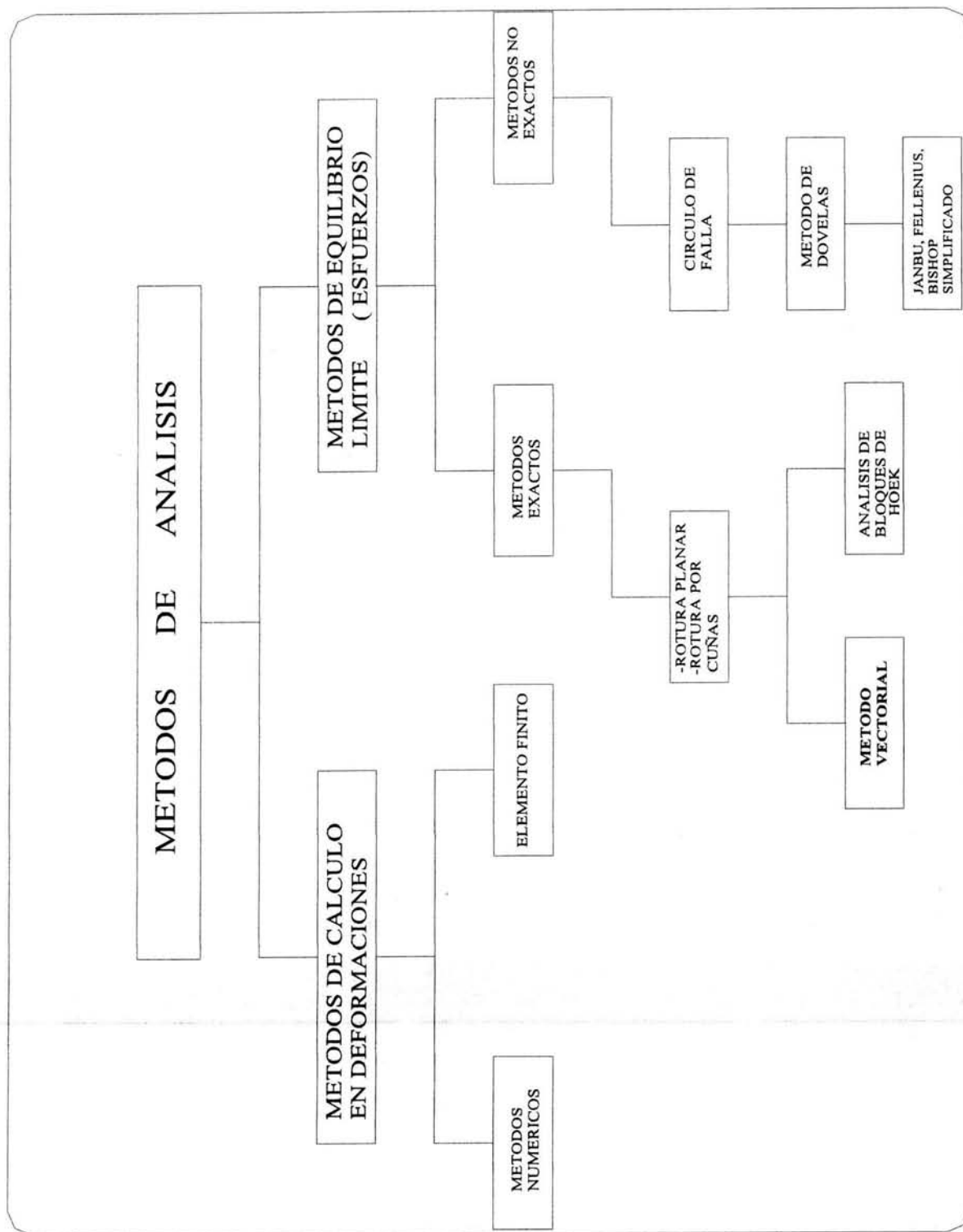


FIGURA 4.1 CLASIFICACION DE LOS METODOS DE CALCULO DE ESTABILIDAD DE TALUDES

El modelo matemático utilizado en el análisis de estabilidad en este trabajo, es válido para un talud que presente una o más discontinuidades en la superficie potencial de deslizamiento, que da como resultado, la formación de cuñas que pueden ser inestables; como es el caso que se describió en los primeros capítulos.

Para proceder al análisis de estabilidad, se requiere definir en primer término la geometría de las discontinuidades y los planos potencialmente deslizables que dan origen a las cuñas; luego, se establecen las propiedades de resistencia de la discontinuidad y la caracterización geomecánica del macizo rocoso. Se incluyen las fuerzas externas en el análisis y finalmente, se realiza el análisis de estabilidad para obtener el factor de seguridad. En el presente capítulo, se sigue esta secuencia:

- Definir la cuña formada por las discontinuidades.
- Establecer las propiedades de resistencia para la caracterización geomecánica.
- Incluir las fuerzas involucradas al análisis.
- Realizar el análisis de estabilidad para obtener el factor de seguridad.

4.1 EL MÉTODO POR ANÁLISIS VECTORIAL.

Una vez delimitados los planos que forman la cuña en estudio, el método se basa en encontrar los vectores que representan cada plano y la intersección formada por ellos, como se observa en la figura 4.1.1, conociendo el peso de la cuña y las fuerzas estáticas externas que actúan sobre ella (presión hidrostática, subpresión, cargas muertas, etc), se halla el vector resultante de las fuerzas, el cual se proyecta en cada uno de los vectores previamente encontrados. El valor numérico de la proyección correspondiente, indicará si la cuña tiende a deslizarse por cualquiera de los dos planos o a través de la intersección formada por ambos. Las posibilidades reales de movimiento de la cuña, estarán definidas por el valor del factor de seguridad. Un valor inferior a uno, indicará que la cuña es inestable bajo las condiciones supuestas o propuestas. Un valor igual a uno, indicará que el talud está en equilibrio, dependiendo de las consideraciones de cargas para su diseño.

En general, se puede resumir el factor de seguridad, obtenido de la siguiente manera:

Condición del Factor de Seguridad "F.S"	Comportamiento del talud
Si $F.S. < 1$	Es inestable
Si $F.S. = 1$	Es incipiente de falla
Si $F.S. > 1$	Es estable

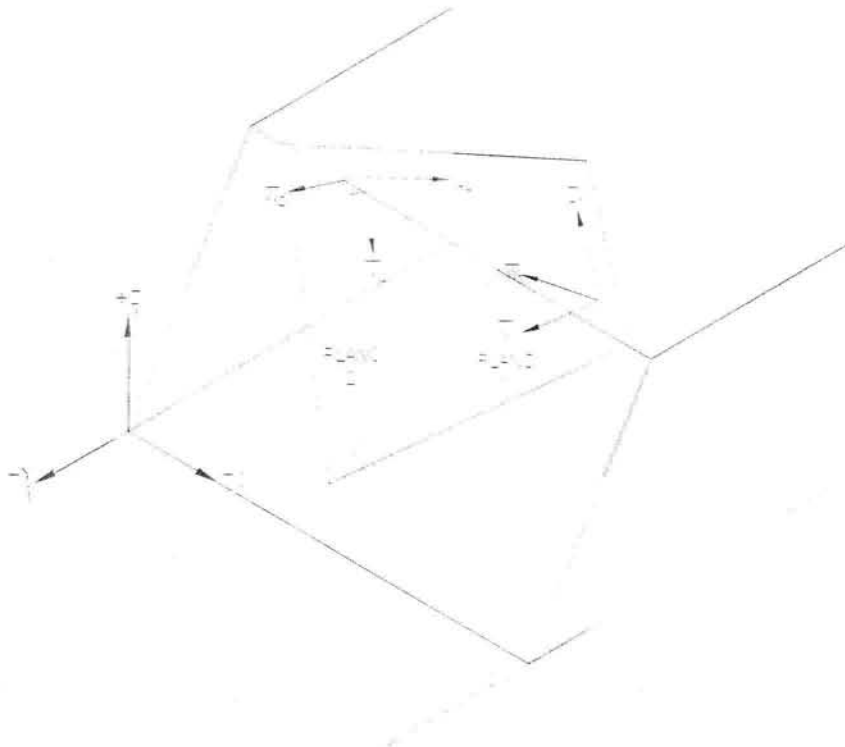


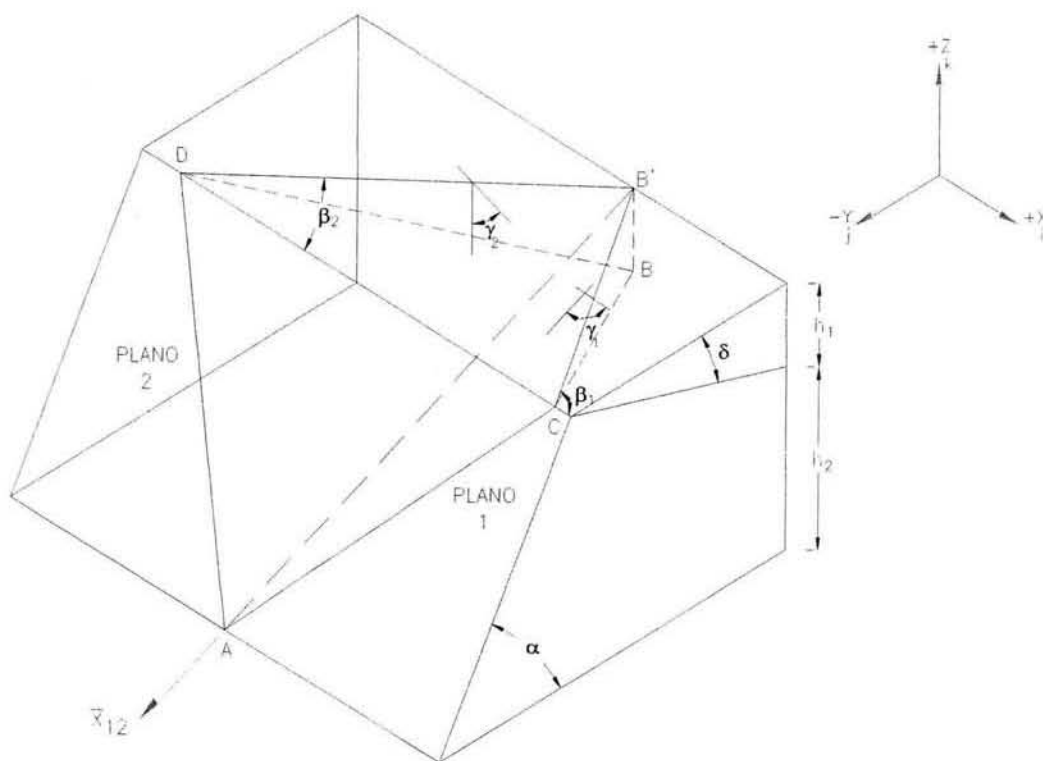
Fig. 4.1.1 Cuña formada por dos planos.

4.2 GEOMETRÍA DE LA CUÑA.

Para el análisis de estabilidad, se requiere definir la geometría de la cuña y se utiliza un modelo como el de la figura 4.2. A continuación, se presenta la secuencia necesaria en el método vectorial, dado que su programación es sencilla.

En lo que sigue, se usa la notación que a continuación se indica:

CANTIDAD	CONVENCIÓN	EJEMPLO
Vector	Mayúscula Testada	\bar{R}_1
Módulo de un vector	Mayúscula	$ \bar{T} $
Producto vectorial	Mayúscula	$\bar{U}_1 \times \bar{U}_2$
Producto escalar (punto)	Mayúscula	$\bar{U}_1 \cdot \bar{U}_2$
Escalar	Minúscula	.w



4.3 FUERZAS EN EL ANÁLISIS.

Para la cuña potencialmente deslizable, se estudia la descomposición de fuerzas, aislando a la cuña, como se muestra en la figura 4.1. Para convertir las fuerzas en vectores, es necesario multiplicarlos por sus correspondientes vectores unitarios a los ejes de referencia, indicando su signo, según los ejes establecidos.

Dentro del análisis tridimensional que es lo más aproximado a la realidad, se asumen las siguientes fuerzas:

A) VECTOR PESO PROPIO DE LA CUÑA \bar{W} Y VOLUMEN DE LA CUÑA \bar{V} .

Primeramente, se debe de calcular el volumen del tetraedro figura (4.3), formado por los planos de deslizamiento, obtenidos de la planta topográfica detallada, y de las secciones topográficas; para después multiplicarlo por la elevación del talud y así finalmente obtener el volumen de la cuña, de la siguiente manera:

$$V = \frac{1}{6} |\overline{DB'} \times \overline{DC}| (h_1 + h_2) \quad \text{Volumen de la cuña.}$$

$$\overline{OS} = \frac{1}{4} (\overline{OD} + \overline{OC} + \overline{OB}) \quad \text{Vector del pie del talud al centroide de la cuña.}$$

Los vectores que delimitan el volumen de la cuña, también se pueden obtener de la siguiente forma:

$$\overline{AD} = \left[\frac{h_1}{\tan \alpha \tan \beta_1} - \frac{h_1}{\tan \gamma_1 \operatorname{sen} \beta_1}, \frac{h_1}{\tan \alpha}, h_1 \right]$$

$$\overline{AC} = \left[\frac{h_1}{\tan \alpha \tan \beta_2} - \frac{h_1}{\tan \gamma_2 \operatorname{sen} \beta_2}, \frac{h_1}{\tan \alpha}, h_1 \right]$$

$$\overline{DC} = \overline{AC} - \overline{AD}$$

$$\overline{DB'} = \overline{AB'} - \overline{AD}$$

$$\overline{AB'} = \left(\frac{\overline{X}_{12}}{\overline{X}_{12z}} \right) h_1$$

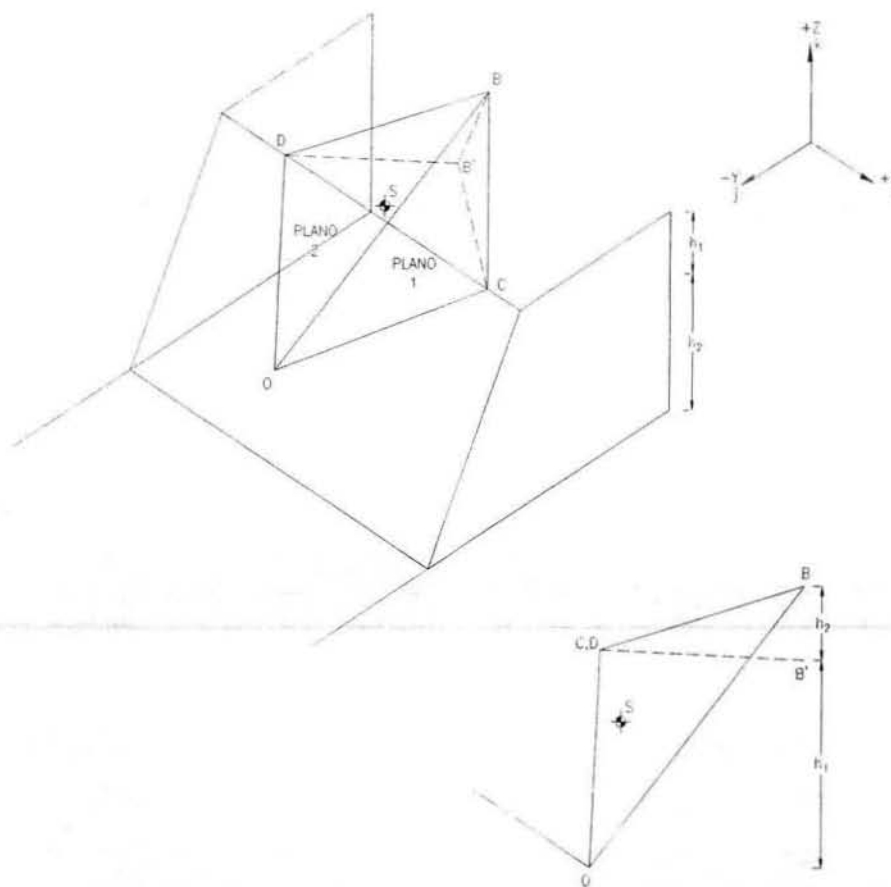


Fig. 4.3 Geometría de un tetraedro.

El peso W , se obtiene multiplicando el volumen de la cuña por el peso volumétrico de la roca en seco, en caso de que no haya diferencia significativa con el peso volumétrico húmedo de la roca.

$$w = V \cdot \gamma_{roca}$$

El vector W finalmente queda:

$$\bar{W} = w (0, 0, -1)$$

B) VECTOR SUBPRESIÓN \bar{U}_R .

En el momento de considerar la subpresión del agua en el macizo rocoso, se hace primeramente la hipótesis de que la cuña, es impermeable en caso de no existir fisuramientos de la propia roca y que la infiltración, se puede producir por las líneas 3 y 4 y el drenaje por las líneas 1 y 2, de acuerdo a la figura 4.4. La presión hidráulica vale cero a lo largo de las cuatro líneas mencionadas y alcanza su valor máximo, a lo largo de la línea de intersección de los planos, equivalente a la línea 5. La distribución de presiones a lo largo de la línea 5, se presenta en la figura 4.5.

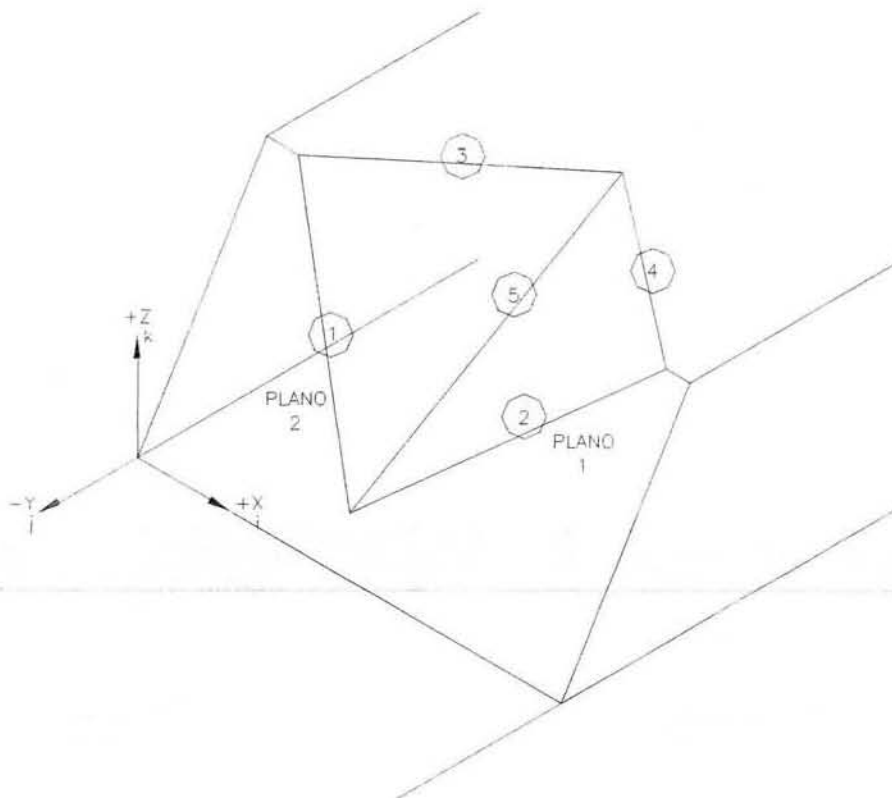


Fig. 4.4 Numeración de las líneas de interacción de la Subpresión en los planos que se define a la cuña.

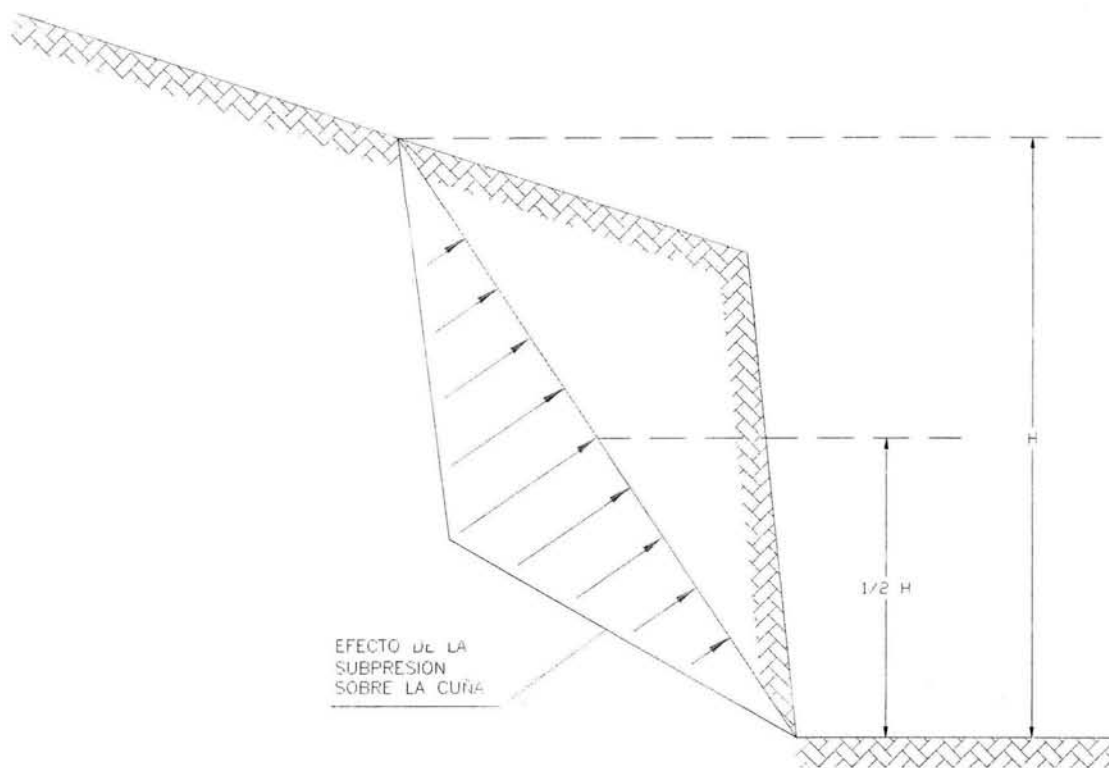


Fig. 4.5 Distribución de la subpresión a lo largo de la intersección de los planos, equivalente a la línea No 5 Hoek, 1970.

La subpresión total, es la suma de las subpresiones de los planos 1 y 2 que delimitan a la cuña; cada subpresión, se determina por el área de contacto del plano de deslizamiento correspondiente por la altura de la cuña, y se realiza una distribución de acuerdo al plano que tenga mayor echado y por la geometría de la cuña, a la carga hidráulica; como se explicará en el apartado 4.4; véase la figura 4.5.1. y 4.5.2. Las expresiones que se pueden aplicar para su determinación son las siguientes:

$$U_1 = \left[\gamma_{H_2O} \cdot h \right] A \quad \text{Subpresión correspondiente al plano 1}$$

$$U_2 = \left[\gamma_{H_2O} \cdot h \right] A \quad \text{Subpresión correspondiente al plano 2.}$$

La distribución de la subpresión, se realiza de la siguiente manera:

$$U_A = \frac{1}{3} U_1 \quad \text{Distribución para el plano 1; que corresponde al plano que tiene menor echado.}$$

$$U_B = \frac{2}{3} U_2 \quad \text{Distribución para el plano 2; que corresponde al plano que tiene mayor echado.}$$

Para convertir la subpresión en sus correspondientes vectores, se debe multiplicar por los siguientes vectores unitarios:

$$\bar{U}_A = U_A (-1, -1, 1) \quad \text{El vector subpresión correspondiente al plano 1.}$$

$$\bar{U}_B = U_B (1, -1, 1) \quad \text{El vector subpresión correspondiente al plano 2.}$$

La resultante del vector subpresión, será la suma de los vectores del plano 1 y 2:

$$\bar{U}_R = \bar{U}_A + \bar{U}_B \quad \text{Vector resultante, debido a las subpresiones del plano 1 y 2.}$$

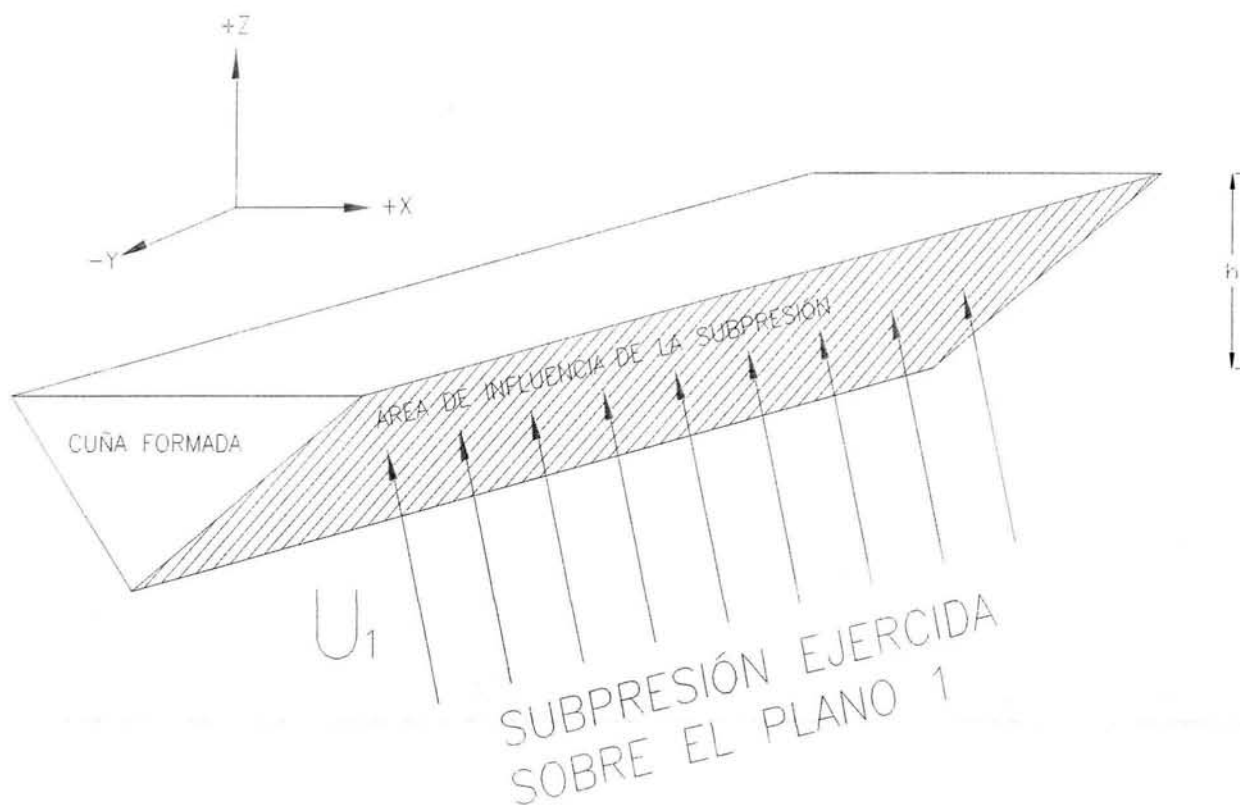


Fig. 4.5.1 Determinación de la subpresión, a partir de la pirámide hipotética formada.

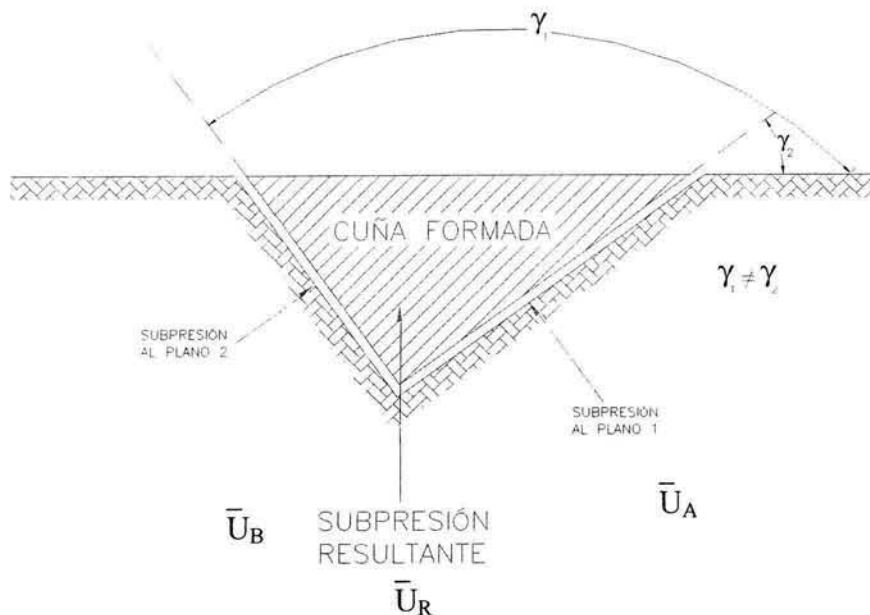


Fig. 4.5.2 Intersección de las dos subpresiones.

C) VECTOR SÍSMICO \bar{S}

Para este vector, se considera una fuerza cortante, actuando en el centroide del cuerpo, en dirección a la cara libre de la cuña.

Su magnitud es $\bar{S} = kw$

K es el coeficiente sísmico del sitio determinado, a partir del análisis de riesgo sísmico y w, es el peso de la cuña formada por los planos. La fuerza kw, se adiciona a todas las otras fuerzas actuantes y el problema, se resuelve como si se tratará de un problema estático.

Wittke (American Society of Civil Engineers 1979), recomienda como dirección más desfavorable, aquella paralela a la línea de intersección de los planos que definan la línea de la cuña. Éste método, es conservador para las superficies que no son rugosas y onduladas.

Al no ser constante la fuerza kw durante la acción del sismo, el factor de seguridad en una cuña de roca sujeta a acción sísmica, es variable, por lo que en las rugosidades y ondulaciones de las discontinuidades, se debe prestar más atención a esta fuerza.

Cuando $F_s = 1$, la cuña experimenta movimiento en condiciones dinámicas; la estimación de la deformación que ocurre en el plano potencial de deslizamiento, permite juzgar si esas condiciones, son perjudiciales estructuralmente o son favorables para el proyecto.

Para efectuar el análisis dinámico sísmico en superficies de falla rugosas, se determina la resistencia dinámica del bloque de la siguiente manera: la Resistencia Dinámica es la fuerza mínima aplicada en el centroide de la cuña que conduce a un $F_s = 1$.

La fuerza mínima = \overline{NW} donde:

N : es el coeficiente sísmico.

W: es el peso de la cuña.

Físicamente, la resistencia dinámica es la mínima resistencia al corte que puede movilizarse en adición a la que lo movió por efecto estático para resistir la fuerza dinámica; NW y por lo tanto N , se calculan por métodos gráficos o analíticos.

De la curva esfuerzo deformación de la superficie resistente o potencialmente de deslizamiento, se tienen las siguientes áreas bajo la curva (Wittke 1965), figura 4.5.3.

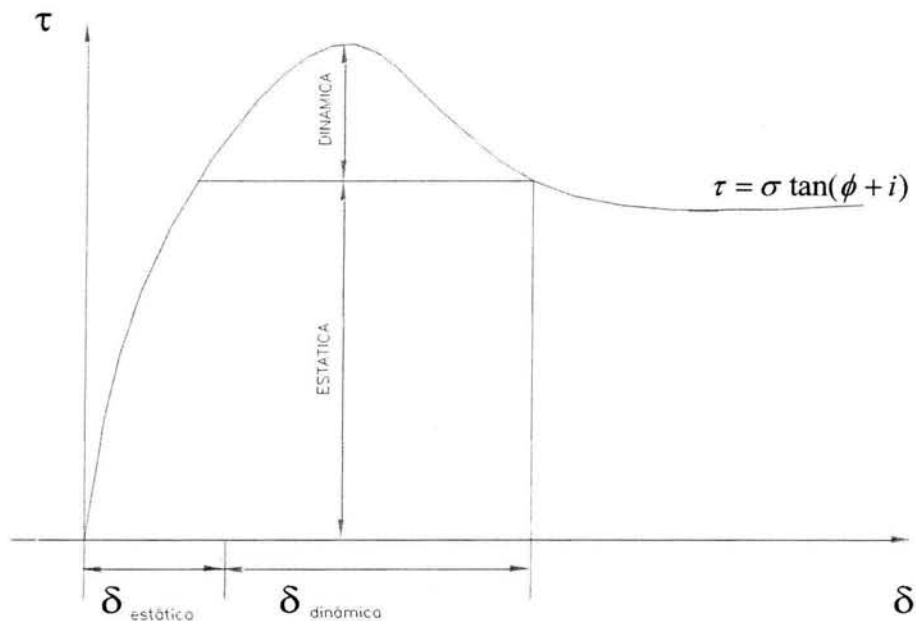
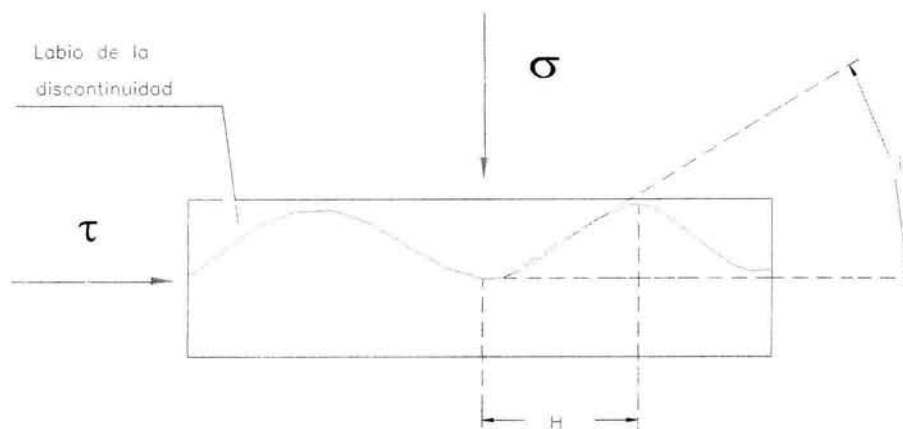


Fig. 4.5.3 área considerada para el efecto sísmico.

La resistencia al corte, es el factor preponderante para obtener el factor sísmico del macizo rocoso y en masas rocosas donde se presentan ondulaciones y protuberancias de los labios de las discontinuidades se pueden tener las siguientes consideraciones de estabilidad o inestabilidad, figura 4.5.4.

Si $\delta_{dinámica}$ es $< H$, no hay problema, es estable la cuña.

Si $\delta_{dinámica}$ es $\approx H$, hay riesgo, es inestable la cuña.



En general si $\delta_{\text{dinámica}} < \frac{H}{4}$, se tiene estabilidad en la cuña.

Figura 4.5.4 consideración para la estabilidad de la cuña.

Para fines prácticos, el coeficiente k para obtener el vector sísmico \bar{S} , se puede obtener de cartas de regionalización sísmica (CFE 1993, ver tabla 4.5.4.1), y por tanto esta fuerza es proporcional al peso de la cuña; en el caso de que la cuña esté sumergida parcial o total, existen dos criterios para cuantificar esta fuerza, dependiendo de la porosidad del macizo rocoso. La regionalización sísmica de la República Mexicana, se puede ver en la figura 4.5.4.2, de acuerdo al Manual CFE 1993.

Zona sísmica	Tipo de suelo	a_0	c	T_a (s)	T_b (s)	r
A	I	0.02	0.08	0.2	0.6	1/2
	II	0.04	0.16	0.3	1.5	2/3
	III	0.05	0.20	0.6	2.9	1
B	I	0.04	0.14	0.2	0.6	1/2
	II	0.08	0.30	0.3	1.5	2/3
	III	0.10	0.36	0.6	2.9	1
C	I	0.36	0.36	0.0	0.6	1/2
	II	0.64	0.64	0.0	1.4	2/3
	III	0.64	0.64	0.0	1.9	1
D	I	0.50	0.50	0.0	0.6	1/2
	II	0.86	0.86	0.0	1.2	2/3
	III	0.86	0.86	0.0	1.7	1

Tabla 4.5.4.1 Espectros de diseño CFE, 1993.

En el primero, la fuerza sísmica es proporcional al peso considerado, como si estuviera sin sumergir la cuña (con el peso volumétrico seco), para lo cual se supone la porosidad del macizo rocoso como despreciable.

En el segundo, el peso total de la cuña, se incluye el debido al agua que absorbe al saturarse; en el caso de que la porosidad sea mínima. Prácticamente, es indistinto usar éste o el anterior criterio.

El vector sísmico se debe multiplicar, por su correspondiente vector unitario, quedando de la forma:

$$\bar{S} = kw (0, -1, 0)$$

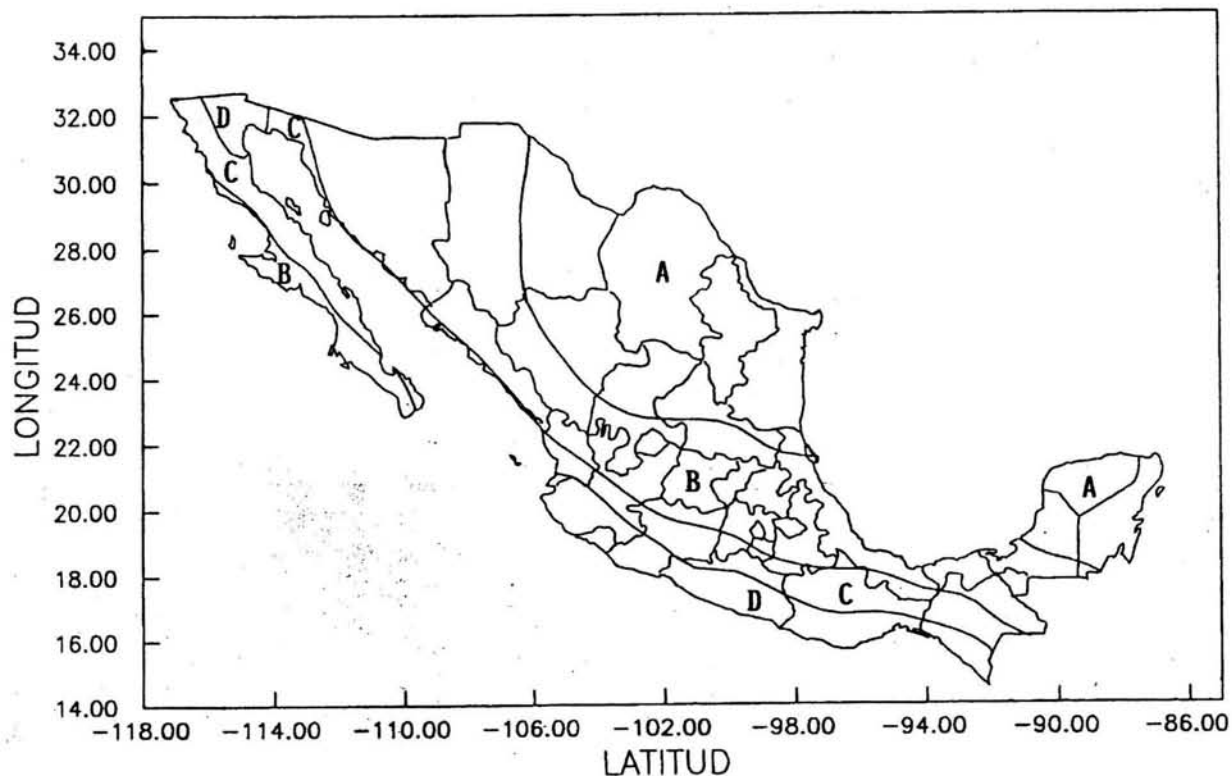


Figura. 4.5.4.2. Regionalización Sísmica de la República Mexicana, CFE 1993.

D) VECTOR DE FUERZAS EXTERNAS \bar{A}

Estas fuerzas, son adicionadas por quien realiza el análisis; aquí se incluyen las fuerzas descritas en el capítulo 3.3 (cargas de cimentaciones, sobrecargas, anclaje, etc.). Se introduce en el análisis, la resultante de todos los vectores externos, en las direcciones correspondientes a los ejes de referencia, descritos en la geometría del tetraedro formado.

Un caso particular de fuerzas externas, son las debidas al uso de explosivos, ya que generan vibraciones y afectan al talud; sin embargo, en este caso, se pueden modelar con un coeficiente sísmico (k), que represente la aceleración que producen las detonaciones (Hoek y Bray, 1974).

E) RESULTANTES DE FUERZAS.

Para determinar la resultante de fuerzas, se hace la adición vectorial de estas fuerzas, las cuáles se pueden resumir en la tabla 4.5.5. Y la resultante será:

$$\bar{R} = \bar{W} + \bar{U} + \bar{S} + \bar{A}$$

Nomenclatura del vector	Descripción del vector
\bar{R}	Resultante
\bar{W}	Peso cuña
\bar{U}_R	Subpresión
\bar{S}	Sismo
\bar{A}	Accidentales

Tabla 4.5.5 Descripción de los vectores considerados en la adición.

La resultante, se puede obtener para diversas solicitaciones, y es común realizar varias combinaciones y hacer sus respectivas revisiones del talud, estas combinaciones, se resumen en la tabla 4.5.6. En caso de que el talud sea inestable, la revisión del anclaje es una alternativa de solución.

No. Combinación	Condición	Resultante	Observaciones
1	Estático	$\bar{R} = \bar{W}$	$\cdot w = V \cdot \gamma_{roca}$
2	Estático y sismo	$\bar{R} = \bar{W} + \bar{S}$.k obtenerlo de manuales de diseño CFE
3	Estático y subpresión	$\bar{R} = \bar{W} + \bar{U}_R$	Realizar la distribución de la subpresiones \bar{U}_1 y \bar{U}_2
4	Estático+Sismo+subpresión	$\bar{R} = \bar{W} + \bar{S} + \bar{U}_R$	
5	Fuerza de anclaje	Obtener un vector unitario en la dirección de anclaje y asignarle el módulo correspondiente al número de anclas que se colocarán.	

Tabla 4.5.6. Combinación de solicitaciones de fuerzas.

5. APLICACIÓN DEL MÉTODO A UN CASO PRÁCTICO.

5.1 INTRODUCCIÓN

El Gobierno del Estado de Tamaulipas, a través de la Secretaría de Desarrollo Urbano y Ecología (SEDUE), solicitó la realización del PROYECTO EJECUTIVO DE INGENIERÍA PARA EL TRAMO UBICADO ENTRE EL KM 10+660 AL 11+400, PARA LA CORRECCIÓN DE TALUDES DE LA CARRETERA JUAN CAPITÁN-EL CHIHUE QUE FORMA PARTE DE LA CARRETERA CD. VICTORIA-JAUMAVE, EN EL ESTADO DE TAMAULIPAS, figura 5.1. y 5.1.1.

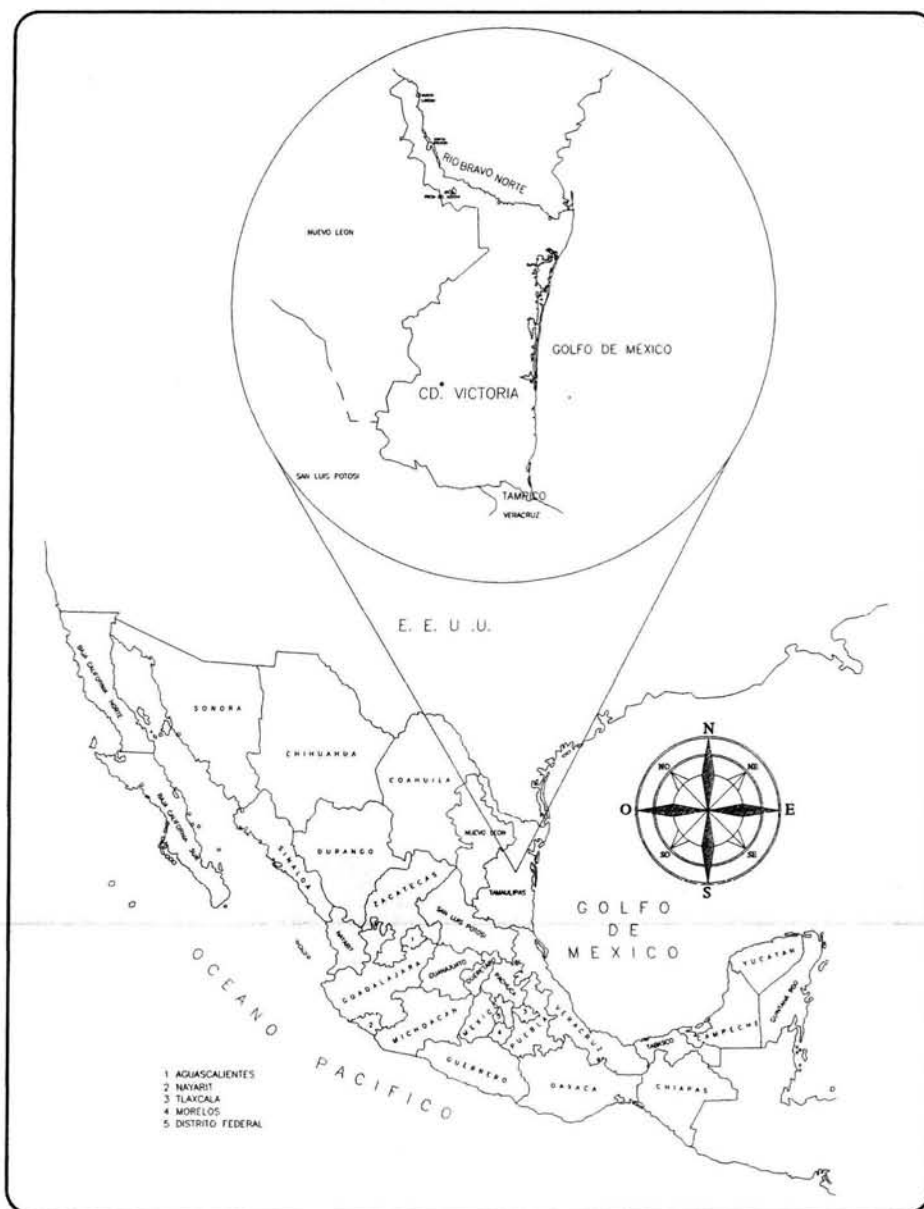


Figura 5.1. Localización de la zona de estudio.



Fig. 5.1.1 Tramo carretero del 10+660 al 11+400.

El tramo en estudio, está comprendido entre los kilómetros 10+660 al 11+400 que es donde se requieren realizar, los análisis de estabilidad de los taludes de los cortes necesarios para alojar la carretera; dicho tramo, es conocido como: “La zona de los derrumbes” figura 5.1.2. que es la que ha presentado una serie de deslizamientos y se requiere establecer la inclinación de los cortes en dicha carretera.

De un recorrido geológico efectuado, se estableció que la zona se caracteriza por presentar rocas calizas estratificadas y fisuradas, plegadas y colapsadas, lo que configura un paisaje de macizos rocosos fallados y fracturados, con formación de bloques de entre 0.20m y 6.0 m de espesor que presentan en sus discontinuidades, rellenos de calcita y/o materiales areno-arcillosos. En la superficie de los macizos rocosos, existen coberturas de suelos de poco espesor.



Figura 5.1.2. Zona de los “grandes derrumbes”

El inicio de la construcción de la carretera, data del año 1999; su trazo sigue la ribera del río Juan Capitán, cambiando de margen de acuerdo con las necesidades del trazo. La zona en estudio, está ubicada en la margen derecha del río y presenta un volumen considerable de caídos y desprendimientos de bloques de las masas rocosas, mucho mayor que en cualquier sitio a lo largo de toda la carretera.

El presente capítulo, contiene los resultados de los trabajos realizados en campo y en gabinete para solucionar, desde el punto de vista geométrico-geotécnico, la estabilidad de los taludes de los cortes de la zona de los derrumbes.

5.2 ANTECEDENTES

La sierra al Suroeste de Ciudad Victoria, se caracteriza por la presencia de rocas calizas muy plegadas y fracturadas, cuyas propiedades geológico-estructurales y geomecánicas, se afectan desfavorablemente ante la presencia de agua y de rellenos de suelos en sus fisuras, fracturas y discontinuidades, lo que las hace potencialmente deslizables cuando el echado de tales discontinuidades, es desfavorable con respecto a los cortes. Por su ubicación geográfica, la región presenta una temporada de lluvias escasa; sin embargo, sus intensidades son altas.

Durante la construcción del proyecto original de la carretera, en el tramo entre los km 10+660 y 11+400, se ejecutaron voladuras incontroladas con la finalidad de tener un corte de talud casi vertical; los cortes presentan una serie de fallas y fracturas geológicas con direcciones muy próximas a las del trazo de la carretera en este tramo; lo que ocasionó el cierre completo de la excavación efectuada para alojar la carretera, habiendo deslizado un volumen aproximado de 100 000 m³ de material de roca.

En la zona de estudio, en forma general, los deslizamientos ocurrieron también sobre los planos de estratificación de la masa rocosa, siendo más voluminosos entre los km 10+667 y 10+780, donde alcanzaron espesores, hasta de 20 m y longitudes próximas a 100 m; entre los km 11+000 y 11+300, los desprendimientos alcanzaron espesores de 15 a 20 m y longitudes del orden de 30 a 50 m. En este tramo, no hubo más restricción a la ocurrencia de los deslizamientos que la presencia misma de la carretera. En el tramo entre km 10+780 y 11+000, sólo ocurrieron algunos desprendimientos y pequeños deslizamientos en la cara del corte realizado Fig. 5.2.



Figura 5.2 Zona conocida como los “grandes derrumbes”.

5.3 SECUENCIA DE TRABAJO EN LA ZONA EN ESTUDIO.

A continuación, se muestra la secuencia de trabajo durante la obtención de la información necesaria para realizar la estabilidad de los cortes.

A) VISITAS AL SITIO EN ESTUDIO.

Se realizaron varias visitas con personal técnico especializado, durante la realización de los trabajos, cuyas finalidades fueron:

- Inspeccionar el sitio directa y físicamente, para conocer el estado que guardaba la problemática de la estabilidad de los cortes y observar la geología general; también, para definir los accesos y las condiciones que pudieran limitar o interferir con los trabajos de exploración y de ensayos en campo.
- Supervisar los resultados de los trabajos de exploración para ajustar sus alcances en función de los resultados obtenidos y el control de las pruebas de campo de resistencia al corte de los bloques.
- Evaluar la factibilidad de proponer diferentes alternativas de solución a los problemas de estabilidad detectados.
- Determinar aspectos físicos y geotécnicos específicos de los cortes y de los sitios en que ocurrieron los desprendimientos, tanto al pie de ellos como sobre los planos de deslizamiento, así como verificar los datos de las fallas geológicas y de los echados de las estratificaciones.

B) LEVANTAMIENTOS TOPOGRÁFICOS.

Para la ejecución de estos trabajos, es necesario un levantamiento topográfico detallado que comprenda planta topográfica, perfiles y secciones detalladas de los taludes, como los que se muestran en el anexo II.

Es importante contar con información de fotos aéreas; la cual se complementa con los parámetros necesarios de campo de las estructuras geológicas, existentes en el sitio.

Con base en estos datos, se restituyó y dibujó toda la topografía en los tramos que comprende el estudio de que se informa.

C) INSPECCIONES Y EXPLORACIONES GEOTÉCNICAS.

Para establecer las características geométrico-mecánicas de las masas rocosas y definir la geometría y dimensiones de los bloques que potencialmente se pueden formar y su posibilidad cinemática de deslizamiento, así como las medidas que fuera necesario tomar para lograr los valores apropiados de los Factores de Seguridad contra tales deslizamientos, se llevó al cabo una campaña de inspecciones y exploraciones geotécnicas en la zona de los desprendimientos.

En forma general, se inspeccionaron los planos en que ocurrieron los deslizamientos, así como las paredes de los desprendimientos y las discontinuidades al pie de los mismos, obteniéndose los siguientes resultados:

UBICACIÓN Y DESIGNACIÓN	CARACTERÍSTICAS OBSERVADAS Y REGISTRADAS			
	SUPERFICIES DE DESLIZAMIENTO	PAREDES DE DESPRENDIMIENTO	PLANOS DE ESTRATIFICACIÓN	ECHADO MEDIDO
10+667 a 10+780 Grandes Derrumbes	Onduladas, con escalonamientos y numerosas protuberancias de varios cm de alto. Fisuras diagonales y transversales separadas de 1.3 a 1.7 m, otras a 6.4 m	Estratos de 4 a 10 m de espesor; bloques dislocados y pendientes negativas en algunos tramos.	Ondulados y escalonados; contactos litificados; rellenos areno-arcillosos, hasta de 15 cm y huecos lajares discontinuos.	36°
10+780 a 11+000 "Macizo"		Pared del corte, con algunos desprendimientos y pequeños deslizamientos.	Contactos litificados con calcita; rellenos areno-arcillosos en fisuras a través de los estratos.	39° en el pequeño desprendido
11+000 a 11+180 "M"s	Onduladas, con protuberancias de varios cm de alto.	Estratos de 1.7 a 4 m de espesor; bloques dislocados y pendientes negativas.	Ondulados; contactos litificados; rellenos areno-arcillosos de algunos cm y huecos lajares discontinuos.	35 a 37° junto a desprendido; 38 a 42° en la parte baja.
11+180 a 11+400 Bloques Deslizados	Cubiertas con los tres bloques deslizados.	Estratos de 2 a 6 m de espesor; porciones dislocadas y desprendidas; pendientes negativas.	Ondulados.	47 a 48° en la parte baja de los bloques deslizados

En resumen, la masa rocosa observada en las paredes de los desprendimientos ocurridos, presenta estratos con espesores desde 2 hasta 10 m; sólo en la parte superficial, aparecen estratos de 1 a 2 m de espesor que presentan una alta fisuración.

Los planos de deslizamiento, presentan ondulaciones, escalonamientos y un gran número de protuberancias, con alturas de varios centímetros que parecen provenir de cementaciones con calcita entre los estratos; tienen un echado próximo a los 35° en dirección prácticamente perpendicular al trazo general de la carretera en este tramo, sólo en el subtramo entre el km 11+240 a 11+300, se midieron echados próximos a los 45° en la superficie de los bloques deslizados y en elevaciones próximas a la de la rasante.

La masa rocosa, presenta tres familias de discontinuidades principales: los planos de estratificación y dos familias diagonales cuya disposición se evidencia con la formación de las "M"s, en el subtramo entre km 11+000 y 11+400, son subverticales y atraviesan a los planos de estratificación, con echados opuestos a los de tales planos.

Con lo anterior, se permite concluir que se trata de una masa rocosa de buena calidad geomecánica, pues aunque en las discontinuidades aparecen intermitentemente, rellenos de materiales areno-arcillosos, existen también rellenos litificados con calcita, pero sobre todo, las protuberancias que presentan los planos de estratificación ondulados, permiten esperar una alta resistencia al esfuerzo cortante en estos.

D) ENSAYES EN CAMPO : PRUEBAS DE CORTE DIRECTO.

Con objeto de obtener la resistencia al esfuerzo cortante de la masa rocosa, se ejecutaron dos pruebas de corte directo sobre sendos bloques remanentes, de los desprendidos y situados sobre la parte alta de las superficies de los deslizamientos ocurridos; una prueba se realizó a la izquierda y otra a la derecha de la cañada que se encuentra en el km 10+660.

En cada prueba se aplicó al bloque remanente de los deslizamientos, una fuerza en la dirección del echado del plano de deslizamiento medido en su ubicación, registrándose el valor de la fuerza que provocó el primer desplazamiento, después de lo cual se volvió a aplicar la fuerza tangencial, registrándose entonces, un valor muy superior al que ocasionó el primer desplazamiento, seguramente debido a la presencia de las protuberancias en las superficies de deslizamiento.

Como resultado de estas pruebas, se obtuvieron ángulos de fricción a la falla sobre las superficies de deslizamiento, con valores de 45° y 47° . Las figura 5.3 muestra las características de los bloques ensayados y los resultados obtenidos antes citados.



Figura 5.3 Preparativos para la prueba de corte directo.

E) MUESTREOS DE LA MASA DE ROCA, EN EL TRAMO EN ESTUDIO.

Para obtener la clasificación geotécnica de los rellenos presentes en las discontinuidades de las masas rocosas presentes, en el tramo en estudio, así como las propiedades índice y mecánicas de las rocas que forman parte de esas masas rocosas, se obtuvieron de manera directa 10 muestras de los rellenos de las discontinuidades y de las rocas, en los sitios característicos a lo largo de los 1400 m que abarca el tramo en estudio. Estas muestras, se enviaron al laboratorio para realizar ensayos.

Con objeto de obtener muestras de la masa rocosa y poder caracterizar geomecánicamente a esa masa en general y en particular a la parte en que se observa una alta intemperización con apariencia de suelos de color café claro, se procedió a la ejecución de 2 sondeos de muestreo (SM), perforados con máquina rotaria tipo Winkie 24, empleando un barril AX para la recuperación de muestras de las rocas en la zona de los derrumbes. La localización en planta de los sondeos, se muestra en la figura 5.3.1; y su descripción es la siguiente:

SONDEO	UBICACIÓN	PROFUNDIDAD (m)
SM-1	10+660	30.0 m
SM-2	11+100	30.0 m

Para la ejecución de los sondeos SM, se utilizó agua como fluido de perforación para el barril de diamante, ademándose mediante cementación y ademe metálico, en los tramos inestables de los barrenos.

Las descripciones de los materiales encontrados en los sondeos y los resultados de los mismos, así como los porcentajes de recuperación y del índice de Calidad de la roca, "RQD", se muestran en el anexo III.

F) ENSAYES DE LABORATORIO.

Las muestras obtenidas de los sondeos y las muestras alteradas representativas de rellenos de discontinuidades y de las rocas, fueron enviadas al laboratorio para realizar en ella, los ensayos necesarios para determinar sus propiedades índices y mecánicas, para poder caracterizar geotécnicamente a los materiales de los rellenos y determinar, las propiedades de resistencia de la masa rocosa fisurada. Las pruebas que se efectuaron, son las que se mencionan a continuación y se muestran en el anexo III.

1.- Pruebas índice.

Clasificación visual y al tacto.

Contenido de agua.

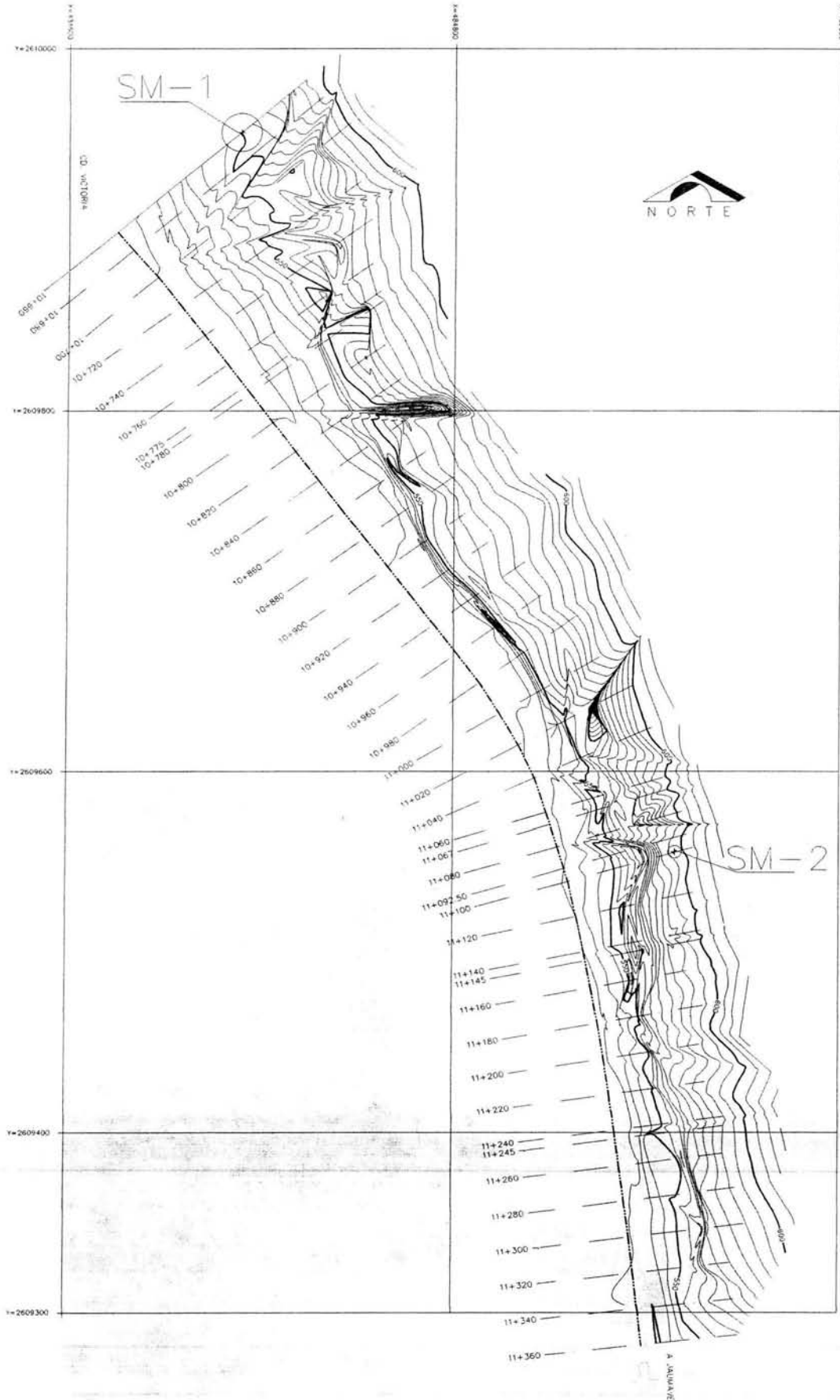
Granulometrías.

Límites de Consistencia.

2.- Pruebas Mecánicas.

Resistencia a la compresión simple, en las rocas.

Resistencia a la compresión tipo brasileña, en las rocas.



5.3.1 Localización de los sondeos.

g) DETERMINACIÓN DE LOS MECANISMOS POTENCIALES DE FALLA EN LOS CORTES

Para el tramo en estudio, se observó en las secciones topográficas y se confirmó con las mediciones realizadas, durante las inspecciones geotécnicas, que en general, el echado de los potenciales planos de deslizamiento, es prácticamente perpendicular al trazo general del eje de la carretera en este tramo, buzando 35° de las partes altas y alejadas de ese eje, hacia tal eje. No obstante, donde las secciones topográficas revelaron un echado diferente, se adoptó éste, para definir la geometría de los bloques potencialmente deslizantes, con mecanismo de falla plana y en cuña.

Las estructuras geológicas que potencialmente forman una cuña o plano de deslizamiento en la zona de estudio, son las siguientes:

Kilometraje	Familias involucradas Azimut / Echado
10+660 al 10+700	$34^\circ/36^\circ$ y $336^\circ/48^\circ$
10+700 al 11+000	$192^\circ/38^\circ$ y $34^\circ/42^\circ$
11+000 al 11+400	$192^\circ/37^\circ$ y $336^\circ/48^\circ$

Las familias principales del talud en estudio, se pueden observar en las figuras 5.3.2 y 5.3.3.



Figura 5.3.2. Panorámica de las estructuras geológicas en estudio.



5.4.2 Familias principales en la masa de roca.

5.4. SELECCIÓN DE LOS PARÁMETROS PARA LOS ANÁLISIS GEOTÉCNICOS.

Con base en los resultados de los ensayos de campo y de laboratorio, así como de los obtenidos de los análisis retrospectivos, realizados sobre las causas de los desprendimientos ocurridos, se definieron los valores de las propiedades índice y mecánicas de las masas rocosas, en que se efectuarán los cortes para alojar la carretera, a lo largo de todo el tramo en estudio; y se consideraron los siguientes valores:

5.4.1 PESO VOLUMÉTRICO

Se obtuvo el peso volumétrico de las calizas saturadas, el cual resultó de 2.70 ton/m^3 para las muestras colectadas en el tramo de los derrumbes; no obstante, como en este tramo se observan los rellenos de las discontinuidades con color rojizo, se adoptó el valor de 2.80 ton/m^3 , determinado para otros tramos en que aparecen materiales con estas características.

5.4.2 RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE.

De acuerdo a los resultados de las pruebas de corte directo, realizadas en campo, se obtuvo que la masa rocosa de la zona de los derrumbes a los lados del km 10+660, tiene un ángulo de fricción comprendido entre 45 y 47°.

De los resultados de la resistencia a la compresión simple y de tenso-compresión tipo brasileña, ejecutadas con las muestras de las rocas que se utilizaron para valuar de manera aproximada ese ángulo de fricción, utilizando el método propuesto en la Referencia 3, se obtuvo un valor próximo a los 49°.

Para aprovechar el conocimiento derivado de los desprendimientos ocurridos en el tramo de los derrumbes, se realizaron análisis de estabilidad retrospectivos para dichos desprendimientos, determinándose así que el ángulo de fricción en las superficies de deslizamiento, al producirse la falla, es de 44° para el subtramo de los derrumbes. Estos valores son los adoptados para los análisis de estabilidad, realizados para elaborar este trabajo.

En los análisis, se optó por emplear el promedio de los ángulos obtenidos por las diferentes pruebas, siendo éste de 45°.

5.4.3 COEFICIENTE SÍSMICO

De acuerdo con la regionalización sísmica de la Republica Mexicana y conforme a lo establecido en el Manual de Diseño Sísmico de la CFE, la zona pertenece a la regionalización A (ver tabla 5.4.3); la cual es la de menor intensidad sísmica de todo el país. Dicha regionalización sísmica, considera lo siguiente:

Zona sísmica	Tipo de Suelo	Aceler.del suelo / g a_0	Coefficiente sísmico C	Período inferior $T_a(s)$	Período superior $T_b(s)$	Exponente para reduc. r
A	I	0.02	0.08	0.2	0.6	1/2
	II	0.04	0.16	0.3	1.5	2/3
	III	0.05	0.20	0.6	2.9	1

Tabla 5.4.3 Regionalización Sísmica CFE.

En la tabla anterior, se observa que el valor asociado con la aceleración en la superficie del terreno, a_0 , de acuerdo con el tipo de terreno, que en este caso es tipo I, es 0.02 g, mismo que se adoptó como coeficiente sísmico, aplicado a los bloques considerados en los análisis de estabilidad.

5.4.4 CONDICIONES HIDRÁULICAS EN EL SUBSUELO.

Durante la realización de los sondeos, hubo pérdida constante del agua de perforación, estimando que para perforar un metro en la roca, fue necesario 1 m³ de agua; por tales demandas de agua, se puede considerar que el material, es altamente permeable.

Los análisis de estabilidad retrospectivos, revelan que las causas de los deslizamientos ocurridos, fueron el empuje hidráulico en la pared de los desprendimientos y la subpresión generada en la base de los bloques deslizados, por lo que para este subtramo, se dio especial atención a estos efectos del agua y a su control, mediante sistemas de drenaje; para poder eliminar de esta manera, dicho efecto.

5.5. RESULTADOS DE LOS ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE LOS TALUDES DE LOS CORTES

Los análisis de taludes, se realizaron para las condiciones estáticas y sísmicas, además del caso en que se presentan los efectos hidráulicos; considerando los anteriormente indicados criterios y rangos de valores para los parámetros mecánicos establecidos para los materiales constitutivos de las formaciones rocosas y el valor de la aceleración inducida por el sismo.

Los análisis de estabilidad, se realizaron utilizando un programa electrónico que utiliza el método Vectorial descrito por Hendron , el cual considera la probabilidad de formación de cuñas o planos de deslizamiento, determinando el Factor de Seguridad para cada una de las superficies de deslizamiento y reporta gráficamente la ubicación de la superficie en que se obtiene la mayor certeza de deslizamiento potencial y por lo tanto, el menor valor del Factor de Seguridad. En todos los casos, se adoptó un peso volumétrico de 2.8 ton/m³.

Para el caso representativo de formación de cuñas, se consideró en este trabajo el tramo conocido como las "M"s que corresponde del Km 11+000 al 11+300.

Las dimensiones de los bloques potencialmente deslizantes, se determinaron considerando como espesor, la diferencia entre el terreno natural inclinado y el plano de estratificación que penetra bajo el nivel de la rasante de la carretera; para poder definir las dimensiones de las cuñas. Las longitudes de los bloques, se determinaron considerando la distancia entre los cortes necesarios para sanear las caras de los grandes desprendimientos ocurridos y las de los cortes originales que también presentan pequeños desprendimientos y dislocamientos en su cara, y hasta la ubicación de la falla geológica más próxima identificada con los levantamientos topográficos, o en su defecto, deducida con la ayuda de las fotografías aéreas.

Se analizaron tres casos:

- *Estático*, cuando la tendencia al deslizamiento, es provocada sólo por el peso propio del bloque.
- *Accidental*, cuando actúa también el efecto del agua que puede penetrar en las fallas geológicas, mitigando este efecto con la perforación de drenes a través de las superficies de deslizamiento potencial y de las propias fallas geológicas cuando éstas se encuentran próximas a los cortes de saneamiento de la masa rocosa.
- *Sísmico*, cuando además del peso propio del bloque, actúa la aceleración de la superficie del terreno como motor del potencial deslizamiento.

Los análisis, se realizaron variando la ubicación de los cortes de saneamiento, hasta obtener un Factor de Seguridad no menor de 1.25 para el caso estático y asociados a éste, Factores de Seguridad, no menores de 1.15 para los casos accidental y sísmico. Para la porción del subtramo, comprendida entre el km 11+000 y 11+400 que contiene a las zonas de las “M”s y de los “Bloques desprendidos”, se analizó también la alternativa de estabilizar cortes de saneamiento de menor volumen, mediante los drenes.

Se analizaron las secciones más críticas del tramo en estudio para tener así, en cuenta la diferente posición de las paredes de los desprendimientos ocurridos o la posición de los cortes que también deben sanearse, como por la diferente posición que debe tener el camino de acceso proyectado con tres propósitos : tener acceso a todo el subtramo, con objeto de poder abrir varios frentes de trabajo; para que finalmente funcione como contracuneta y como protección contra los pequeños desprendimientos de fragmentos sueltos que pueden quedar por arriba de ese camino de acceso.

Los resultados de los análisis de estabilidad para el caso accidental, que es el dominante, se muestran en la Tabla I, donde se reportan los Factores de Seguridad obtenidos.

COMBINACIÓN ANALIZADA	TENDENCIA MOVIMIENTO	FACTOR DE SEGURIDAD
ESTÁTICO	PLANO 1	1.11
	PLANO 2	1.37
	INTERSECCIÓN	1.40
ESTÁTICO + SISMO	PLANO 1	1.09
	PLANO 2	1.36
	INTERSECCIÓN	1.40
ESTÁTICO+SUBPRESIÓN	PLANO 1	0.85
	PLANO 2	1.40
	INTERSECCIÓN	2.40
ESTÁTICO+SISMO+SUBPRESIÓN	PLANO 1	0.82
	PLANO 2	1.35
	INTERSECCIÓN	2.40

Tabla I

5.6 CONCLUSIONES DE LOS ANÁLISIS DE ESTABILIDAD.

- Los análisis de estabilidad, revelan que los desprendimientos ocurridos fueron causados por el agua de lluvia que penetró en las discontinuidades de la masa rocosa, perturbadas por las voladuras para formar los cortes actuales, generando presión hidráulica en las paredes de las discontinuidades y subpresión en la base de los bloques por encima de los que penetran bajo el nivel de la rasante, lo que fue suficiente para provocar su deslizamiento.
- Las características geométrico-mecánicas de la masa rocosa que se requiere cortar en el subtramo entre el km 10+667 y 10+400, éste es, el tamaño de los bloques que se forman entre los tres sistemas de discontinuidades persistentes en la masa, la geometría, estado y textura de los planos de estratificación, que son las potenciales superficies de deslizamiento, la naturaleza de los rellenos y cavidades que intermitentemente, se encuentran en las discontinuidades y la posibilidad de que se generen efectos por causa del agua que pudiera penetrar en las discontinuidades o en las fallas geológicas, próximas a los cortes necesarios, permiten concluir que esa masa rocosa, es de buena calidad geomecánica.
- De los dos resultados anteriores, se deduce lo siguiente: para lograr cortes estables en la masa rocosa aludida, es necesario sanear las paredes de los desprendimientos ocurridos y de los cortes anteriormente realizados, formando cortes sanos, libres de pendientes negativas y de porciones dislocadas o parcialmente desprendidas y mitigar los efectos del agua que pudiera penetrar en las discontinuidades y en las fallas geológicas, mediante la formación de drenes que alivien las presiones hidráulicas que pudieran resultar en las paredes de las discontinuidades y fallas, así como las subpresiones que pudieran generarse sobre los planos de estratificación que constituyen las potenciales superficies de deslizamiento, sin perder de vista que las considerables pendientes del terreno natural por arriba de los cortes, propician más el escurrimiento que la infiltración del agua de lluvia y que tanto las discontinuidades, como las fallas geológicas no perturbadas, deben estar en gran parte rellenas con los suelos en que se desarrolla la vegetación presente en el terreno natural. (ver anexo II de fotografías aéreas).
- Los cortes planteados en este trabajo, tienen Factores de Seguridad aceptables para las tres condiciones consideradas en los análisis de estabilidad realizados, puesto que resultan superiores a 1.11 para la condición estática en que sólo actúa el peso propio de los bloques, son superiores a 1.09 para la condición que considera los efectos sísmicos y para la condición dominante, la que considera los efectos de las presiones y subpresiones hidráulicas, mitigadas con los drenes, en tres secciones resultan de 0.82.

CONCLUSIONES

En base a lo descrito en los capítulos anteriores, se presentan en este apartado las conclusiones derivadas del trabajo desarrollado.

Los métodos de análisis de estabilidad, se basan en un planteamiento físico matemático, en el que intervienen fuerzas estabilizadoras y desestabilizadoras que actúan sobre el talud y que determinan su comportamiento y condiciones de estabilidad y éstos, se pueden agrupar por métodos determinísticos y métodos probabilísticos. Los análisis de estabilidad, permiten definir la geometría de la excavación o las fuerzas externas que deben ser aplicadas para lograr el factor de seguridad requerido; en caso de taludes inestables, los análisis permiten diseñar las medidas de corrección o estabilización adecuadas para evitar futuros movimientos.

El análisis vectorial, es una herramienta valiosa cuando se trata de evaluar el factor de seguridad de la inestabilidad de un talud natural o de un corte en roca. Se ha pretendido mostrar aquí una aplicación simple del método desarrollado por el Departamento de Ingeniería Civil de la Universidad de Illinois, para el caso de una cuña rocosa delimitada por dos planos; sin embargo, dicho método ofrece otras posibilidades de análisis, como son: conocer si la cuña, es levantada al mismo tiempo por dos planos, debido al fenómeno de subpresión, definir la dirección y magnitud de la mínima resistencia dinámica que puede hacer que justamente, ocurra el deslizamiento a través de los planos de la cuña o incluso calcular la fuerza necesaria de anclaje para estabilizar la cuña.

En realidad, el método va más allá todavía, ya que permite evaluar todas las consideraciones anteriores, no sólo para una cuña delimitada por dos planos, sino también para una que esté delimitada por tres planos.

Al efectuar un análisis de estabilidad de la cuña de roca, a menudo hay que variar los valores de los parámetros involucrados, pues es conveniente suponer diferentes condiciones a las que puede estar sujeto un mismo talud. Lo anterior implica que el análisis por vectores, sea muy laborioso por eso, es conveniente programarlo y hacer uso de él.

Se reitera la importancia de identificar los factores geológicos que afectan a la estabilidad del talud, mediante una exploración enfocada precisamente a esto, para tener una adecuada caracterización geomecánica de las masas de roca y poder tomar las determinaciones

Se insiste en que es de suma importancia, determinar la resistencia al esfuerzo cortante representativa, a lo largo de la superficie potencial de falla.

A partir de los análisis de estabilidad, particularmente en relación con las fuerzas involucradas en la cuña y con las diferentes combinaciones de solicitaciones, se concluye lo siguiente:

- a) Dado que se puede programar el método de análisis con facilidad en un sistema de computadora, conviene analizar el talud en cada una de las posibles direcciones de deslizamiento, con la finalidad de obtener el factor de seguridad más conservador.
- b) El método permite hacer análisis en poco tiempo, ya que no requiere de cálculos avanzados y proporciona resultados útiles para los fines que se persiguen en un análisis de este tipo.
- c) Se analiza a la cuña de forma tridimensional y es un método de cálculo exacto, ya que se trabaja con tensores vectoriales (vectores).

Recientemente, las computadoras han hecho más conveniente, el rápido desarrollo de los cálculos realizados por los métodos basados en el equilibrio límite; haciendo posible la transformación de los análisis de mecánica de rocas, y así crear un análisis probabilístico, lo que también facilita un estudio de sensibilidad, al producirse variaciones en los parámetros extraídos debido a la heterogeneidad de los macizos rocosos y así llegar a una determinación con los cálculos obtenidos.

Finalmente, debe recordarse que el éxito del análisis de estabilidad de un talud rocoso, depende de tener una información confiable de los parámetros de campo que intervienen en el problema y del criterio ingenieril que se opte, para definir los parámetros que se apliquen en el cálculo; ya que se podrán romper los record en programas computacionales y en el diseño pero nunca las reglas de la naturaleza.

BIBLIOGRAFÍA.

- Barton, N. Engineering Classification of Rock Masses for the Design of Tunnel support. Norwegian Geotechnical Institute, Oslo 1969.
- Bello M., Arturo A. y Ayala M., Roberto. Determinación aproximada de la ley de resistencia de una masa rocosa. IV Reunión Nacional de Mecánica de Rocas. Taxco, México, 1993.
- Bieniawski, Z.T. Engineering Rock Mass Classification, a Complete Manual for Engineers and Geologists in Mining, Civil and Petroleum Engineering. 1992.
- Comisión Federal de Electricidad. Manual de Diseño de Obras Civiles, Diseño por sismo. México, D.F., 1993.
- González de Vallejo, Luis. Ingeniería Geológica. Pearson Educación, Madrid 2002.
- Hendron, A.J. Jr. Cording, E.J. Ayer. Analytical and Graphical Methods for the Analysis of Slopes in Rock Masses. Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Illinois, 1971.
- Hoek and Bray. Rock slope Engineering. The Institution of Mining and Metallurgy, London 1974.
- Hoek, E.D. y Brown, E.T. Excavaciones Subterráneas en Roca, Mc Graw-Hill Book, México 1985.
- Manual de Ingeniería de Taludes. Instituto Tecnológico Geominero de España, ITGE 1987.
- Mecánica de Rocas aplicada a la Minería Metálica Subterránea. Instituto Tecnológico Geominero de España, ITGE 1988.
- Romana Ruiz, M. Métodos de corrección de Taludes, según la Clasificación Geomecánica RMR. III Symposium Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables, La Coruña, España, 1992.
- Sheorey, A.K. Biswas. An Empirical Failure Criterion for Rocks and Jointed Rock Masses, Engineer Geology, 1989.
- Wittke, Wow. Method to analyse the stability of rock slope with and without additional loading. Germany 1965.

ANEXO I. DESARROLLO MATEMÁTICO DEL ANÁLISIS VECTORIAL.

PROCEDIMIENTO DE ANÁLISIS DE UNA CUÑA.

Se emplea un sistema de referencia convencional, formado por tres ejes ortogonales X, Y y Z, donde el eje X, es paralelo al rumbo del talud, de signo positivo y dirigido hacia la derecha; el eje Y, con dirección hacia fuera del talud y de signo negativo (se considera positivo hacia la porción de la masa de roca) y el eje Z dirigido hacia arriba, vertical y de signo positivo.

Con base al sistema de referencia descrito, se determinan los vectores unitarios que son paralelos al rumbo y al echado de cada plano :

\bar{U}_1 = Vector unitario paralelo al rumbo del plano 1.

\bar{U}_2 = Vector unitario paralelo al rumbo del plano 2.

\bar{V}_1 = Vector unitario paralelo al echado del plano 1.

\bar{V}_2 = Vector unitario paralelo al echado del plano 2.

Para hallar a cada vector unitario, se utilizan los cosenos directores:

$$\bar{U}_1 = (\cos\beta_1, \sin\beta_1, 0)$$

$$\bar{U}_2 = (\cos\beta_2, \sin\beta_2, 0)$$

$$\bar{V}_1 = (\cos\gamma_1 \sin\beta_1, -\cos\gamma_1 \cos\beta_1, -\sin\gamma_1)$$

$$\bar{V}_2 = (\cos\gamma_2 \sin\beta_2, -\cos\gamma_2 \cos\beta_2, -\sin\gamma_2)$$

Los ángulos β_1 y β_2 , varían de 0° a 180° y se determinan en sentido contrario a las manecillas del reloj, desde el eje X, hasta encontrar el rumbo de cada plano. Para hacer la distribución de la subpresión sobre los bloques, es necesario definir como plano 1 al que tenga menor β ; $\beta_1 = \beta_2$, se tomará plano 1 al que tenga menor γ , figura 1.

Los ángulos γ_1 y γ_2 , varían de 0° a 180° y se determinan sobre el plano vertical imaginario que se genera en la posición $\beta_1 - 90^\circ$ o $\beta_2 - 90^\circ$, midiéndolos hacia abajo, desde la horizontal, hasta hallar el plano 1 o plano 2, según sea el caso.

Con la consideración anterior, γ_1 y γ_2 corresponden a:

$$\gamma_1 = 180^\circ - \text{echado de la discontinuidad 1.}$$

$$\gamma_2 = \text{echado de la discontinuidad 2.}$$

Cabe señalar que estos ángulos, también pueden ser obtenidos con la ayuda de la carta estereográfica que no se profundiza en este trabajo, ya que está fuera del alcance del tema.

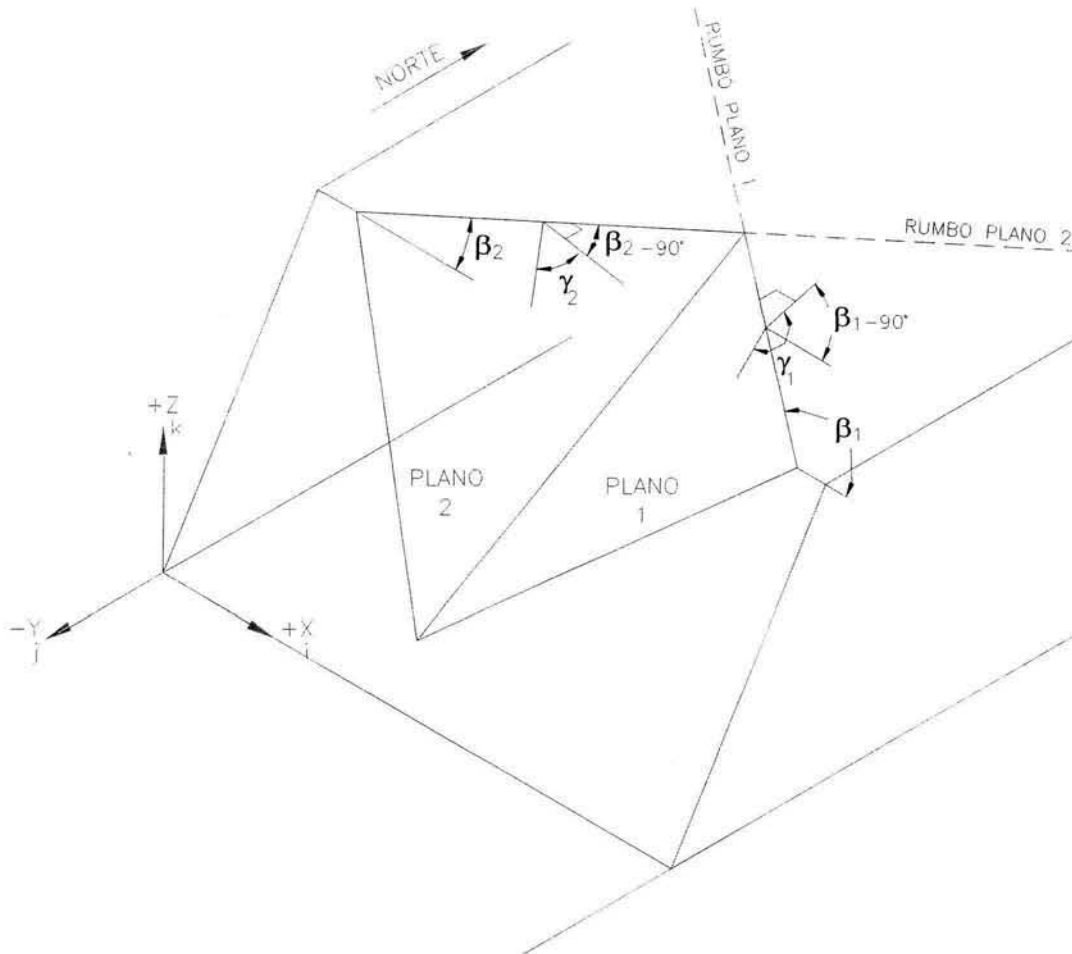


Figura. 1 Ángulos formados en la cuña.

Hallados los vectores unitarios \bar{U}_1 , \bar{V}_1 y \bar{U}_2 , \bar{V}_2 , se realizan los siguientes productos cruz y se obtienen ahora otros vectores, con la finalidad de obtener el vector de la línea de intersección de los planos 1 y 2. (figura 2).

$$\bar{W}_1 = \bar{U}_1 \times \bar{V}_1 \quad \text{Vector perpendicular al plano 1.}$$

$$\bar{W}_2 = \bar{U}_2 \times \bar{V}_2 \quad \text{Vector perpendicular al plano 2.}$$

$$\bar{X}_{12} = \bar{W}_1 \times \bar{W}_2 \quad \text{Vector paralelo a la línea de intersección entre los planos 1 y 2.}$$

${}_1 \bar{S}_{12} = \bar{X}_{12} \times \bar{W}_1$ Vector sobre el plano 1 perpendicular a \bar{X}_{12} .

${}_2 \bar{S}_{12} = \bar{X}_{12} \times \bar{W}_2$ Vector sobre el plano 2 perpendicular a \bar{X}_{12} .

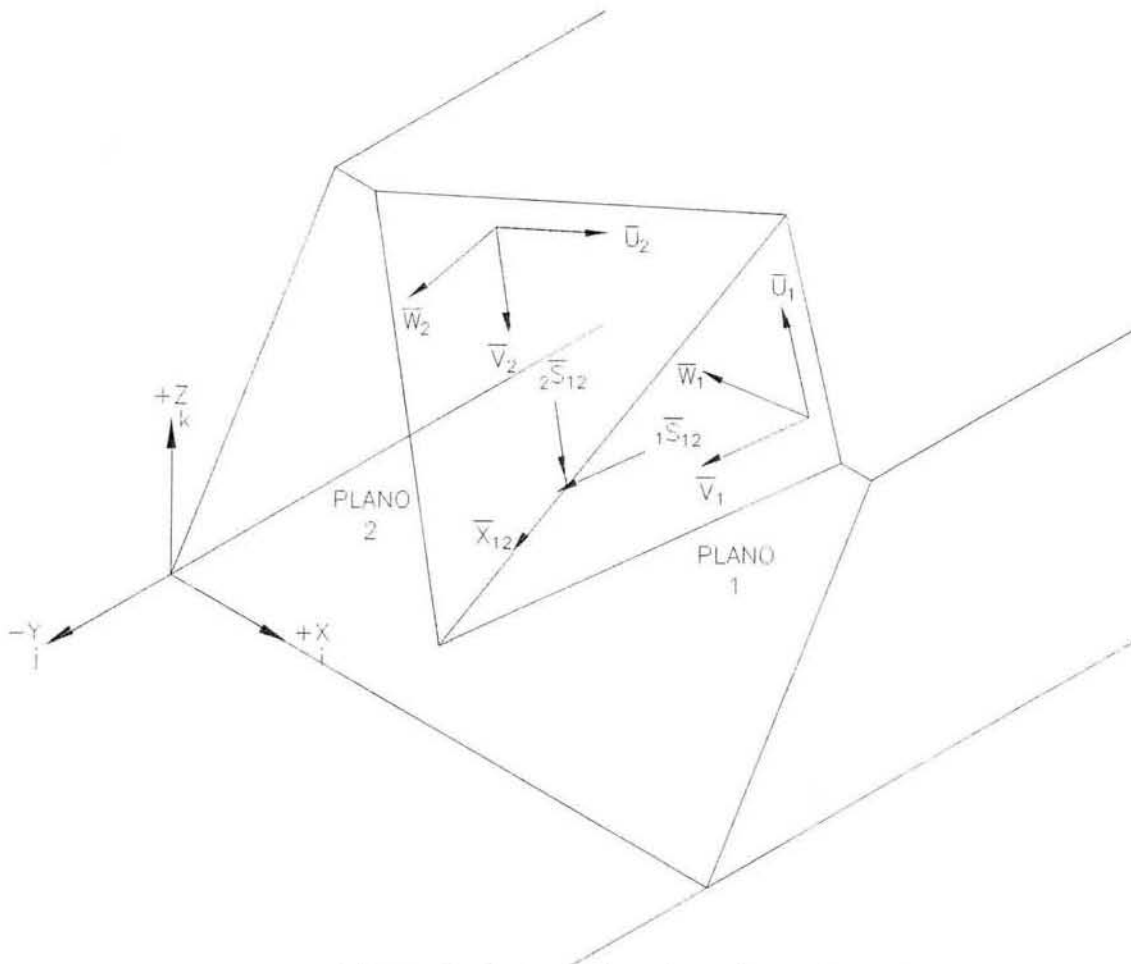


Figura 2 Vectores involucrados en la cuña.

POSIBLES TENDENCIAS DE DESLIZAMIENTO DE LA CUÑA.

Para cada conjunto de sollicitaciones, se determina la resultante de fuerzas y a partir de ésta, se pueden conocer las tendencias del movimiento y el factor de seguridad correspondiente, en base a productos entre la resultante y los vectores que se resumen en la tabla I. Para que se cumpla el deslizamiento de la cuña, se tienen que cumplir simultáneamente las condiciones de falla que se mencionan en dicha tabla.

Operador 1	Operador 2	Operador 3	Operador 4	Operador 5	Tendencia al movimiento
$\bar{R} \bullet \bar{W}_1$	$\bar{R} \bullet \bar{W}_2$	$\bar{R} \bullet 1 \bar{S}_{12}$	$\bar{R} \bullet 2 \bar{S}_{12}$	$\bar{R} \bullet \bar{X}_{12}$	
> 0		< 0			En Plano 1
	< 0		< 0		En Plano 2
< 0	> 0				La cuña despega
		> 0	> 0	> 0	Desliza sobre la línea de intersección de ambos planos.

Tabla I. Pruebas para determinar el modo de falla.

A) La cuña desliza por el plano 1.

Para que ocurra el deslizamiento por el plano 1, los vectores \bar{W}_1 y \bar{W}_2 , que se indican en la figura 2, deben de cumplir las siguientes condiciones simultáneamente:

$$\begin{aligned} \bar{R} \bullet \bar{W}_1 &> 0 \\ &y \\ \bar{R} \bullet 1 \bar{S}_{12} &< 0 \end{aligned}$$

B) La cuña desliza por el plano 2.

De igual manera los vectores \bar{W}_1 y \bar{W}_2 , deben de cumplir:

$$\begin{aligned} \bar{R} \bullet \bar{W}_2 &< 0 \\ &y \\ \bar{R} \bullet 2 \bar{S}_{12} &< 0 \end{aligned}$$

C) La cuña despega.

Para que la cuña se levante de los planos potencialmente de falla 1 y 2, se tiene que verificar que :

$$\begin{aligned} \bar{R} \bullet \bar{W}_1 &< 0 \\ &y \\ \bar{R} \bullet \bar{W}_2 &> 0 \end{aligned}$$

D) El deslizamiento ocurre por la línea de intersección de ambos planos.

Si la cuña tiende a deslizarse por la línea de intersección de los planos 1 y 2 (Fig. 2), se tiene que verificar lo siguiente :

$$\bar{R} \cdot \bar{S}_{12} > 0$$

$$\bar{R} \cdot \bar{S}_{12} > 0$$

$$\bar{R} \cdot \bar{X}_{12} > 0$$

Una vez determinado el modo de falla de la cuña, se procede a obtener el correspondiente factor de seguridad con las sollicitaciones analizadas.

OBTENCIÓN DEL FACTOR DE SEGURIDAD Y RESOLUCIÓN DE FUERZAS.

El factor de seguridad se obtiene, dependiendo de la tendencia a deslizarse de la cuña y se resume en la tabla II.

Tendencia de movimiento de la cuña.	Factor de seguridad
En plano 1 o plano 2	$F_S = \frac{R_N \operatorname{tg} \phi}{R_T}$
Línea de intersección y despega.	$F_S = \frac{R_{N1} \operatorname{tg} \phi + R_{N2} \operatorname{tg} \phi_2}{R_{T12}}$

Tabla II. Factores de seguridad para las tendencias de movimiento.

A) Para el caso de que el deslizamiento de la cuña sea por cualesquiera de los dos planos (plano 1 ó plano 2; figura 3, se tienen que hacer los siguientes productos:

\bar{R} = Vector resultante de fuerzas actuando sobre el plano (suma de peso de la cuña, subpresión, cargas muertas y vivas). Depende de la combinación que se este revisando.

\bar{R}_N = Vector componente de \bar{R} , normal al plano de deslizamiento que se este analizando (plano 1 ó plano 2).

\bar{R}_T = Vector componente de \bar{R} , tangencial al plano de deslizamiento (plano 1 ó 2).

$R_N = \bar{R} \cdot \bar{W}$ Magnitud de la componente de \bar{R} , normal al plano 1 ó 2.

$\bar{R}_N = R_N \cdot \bar{W}$

$\bar{R}_T = \bar{R} - \bar{R}_N$

$|\bar{R}_T| = (R_{TX}^2 + R_{TY}^2 + R_{TZ}^2)^{1/2}$ Magnitud de la componente de \bar{R} , tangencial al plano, (plano 1 ó plano 2).

Factor de seguridad para el plano analizado, 1 ó 2:

$$Fs = \frac{R_N \cdot \text{tg } \phi}{|\bar{R}_T|}$$

ϕ = ángulo de fricción

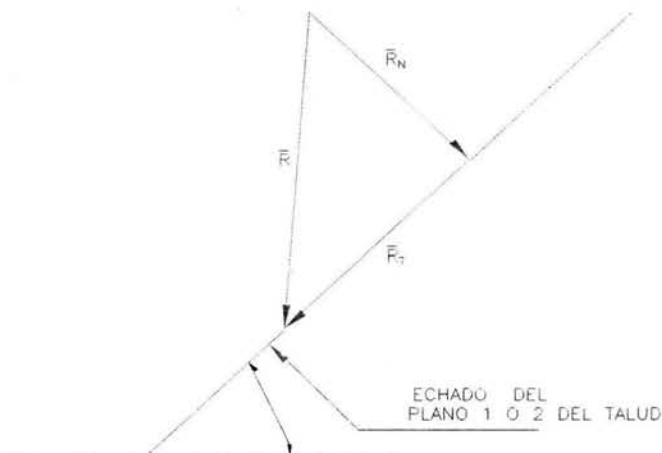


Figura. 3 Polígono de fuerzas para ambos planos.

B) Para el caso de que el deslizamiento de la cuña sea a través de la línea de intersección entre los dos planos, o despegue, se tiene el siguiente procedimiento:

\bar{R} = Vector resultante de fuerzas actuando sobre la línea de intersección.

\bar{R}_{N12} = Vector componente de \bar{R} , normal a la línea de intersección.

\bar{R}_{T12} = Vector componente de \bar{R} , tangencial a la línea de intersección.

$$R_{T12} = \bar{R} \cdot \frac{\overline{X_{12}}}{|\overline{X_{12}}|} \quad \text{Magnitud de la componente de R, tangencial a la línea de intersección.}$$

$$|\overline{X_{12}}| = (X_{12x}^2 + X_{12y}^2 + X_{12z}^2)^{1/2}$$

$$\bar{R}_{T12} = R_{T12} \frac{\overline{X_{12}}}{|\overline{X_{12}}|} \quad \text{Es un escalar correspondiente a la tangencial, por el vector unitario de la línea de intersección.}$$

$$\bar{R}_{N12} = \bar{R} - \bar{R}_{T12} \quad (4.5).$$

$$\bar{R}_{N12} = R_{N1} (-\bar{W}_1) + R_{N2} (\bar{W}_2)^1 \quad (4.6).$$

Igualando las ecuaciones (4.5) y (4.6) se puede obtener el valor de R_{N1} y de R_{N2} , de ahí:

$$F_s = \frac{R_{N1} \operatorname{tg} \phi_1 + R_{N2} \operatorname{tg} \phi_2}{R_{T12}} \quad \text{Factor de seguridad.}$$

ϕ_1 = ángulo de fricción para el plano1.

ϕ_2 = ángulo de fricción para el plano2.

1 Los signos de \bar{W}_1 y \bar{W}_2 , en la ecuación deberán ser congruentes con el menor echado igual al plano uno, de la convención de ángulos del capítulo 4.



TESIS PROFESIONAL

ELABORADA POR: JOAO MORALES AMAYA.

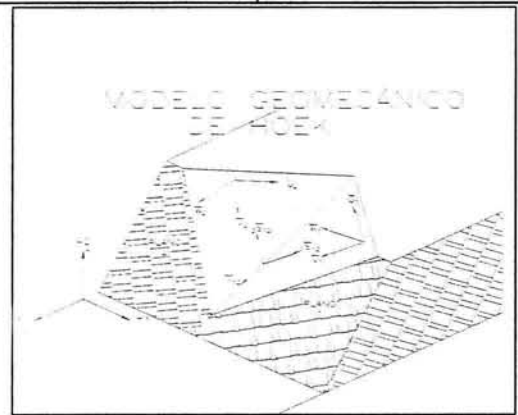
PROGRAMA PARA DETERMINAR LA ESTABILIDAD DE UN TALUD DE ROCA PARA UNA FALLA EN CUÑA

Fecha: Julio del 2003.
 Proyecto: Proyecto Ejecutivo de Ingeniería para la terminación de la Carretera Juárez Capitán-Chihue.
 Ubicación: Cd. Victoria-Jaumave en el Estado de Tamaulipas.
 Talud Km: 10+660
 Cuerpo: B

DATOS DE LOS PLANOS DE DESLIZAMIENTO:

NOTA: ES INDIFFERENTE INTRODUCIR EL ORDEN DE LAS FAMILIAS 1 ó 2.

PLANOS	DISCONTINUIDADES	
	ORIENTACIÓN ECHADO (°)	ECHADO (°)
1	192	38
2	34	42



POR LO TANTO LOS PLANOS DEFINIDOS SON:

INTRODUCIR LOS PARÁMETROS EN COLOR ROJO Y PASAR A LA HOJA DE RESULTADOS OBTENIDOS.

PLANO 1

DATOS:

Orientación del echado de la discontinuidad:	<u>192</u> °
Echado de la discontinuidad:	<u>38</u> °
Longitud de la discontinuidad:	<u>35</u> m
Coefficiente sísmico horizontal:	<u>0.02</u> adimensional
Echado del talud:	<u>80</u> °
Orientación del echado del talud:	<u>34</u> °
Ángulo de fricción del bloque ϕ :	<u>45</u> °
Peso volumétrico de la roca γ_r :	<u>2.80</u> t/m ³
Cohesión:	<u>0.00</u> t/m ²
Área promedio del plano 1:	<u>125.36</u> m ²
Altura de la cuña formada:	<u>5.00</u> m
Peso de la cuña formada:	<u>1755</u> ton
Peso volumétrico del agua γ_{H_2O} :	<u>1.00</u> t/m ³
$\beta_1 =$	<u>56</u> °
$\gamma_1 =$	<u>42</u> °

PLANO 2

DATOS:

Orientación del echado de la discontinuidad:	<u>34</u> °
Echado de la discontinuidad:	<u>42</u> °
Longitud de la discontinuidad:	<u>35</u> m
Echado del talud:	<u>80</u> °
Orientación del echado del talud:	<u>34</u> °
Ángulo de fricción del bloque ϕ :	<u>47</u> °
Cohesión:	<u>0.00</u> t/m ²
Área promedio del plano 2:	<u>63.25</u> m ²
$\beta_2 =$	<u>78</u> °
$\gamma_2 =$	<u>38</u> °

IDENTIDADES TRIGONOMETRICAS

$\text{sen } \beta_1 =$	<u>0.83</u>
$-\text{sen } \gamma_1 =$	<u>-0.67</u>
$\text{cos } \beta_1 =$	<u>0.56</u>
$\text{cos } \gamma_1 =$	<u>0.74</u>
$\text{cos } \gamma_1 \text{sen } \beta_1 =$	<u>0.62</u>
$-\text{cos } \gamma_1 \text{cos } \beta_1 =$	<u>-0.42</u>

$\text{sen } \beta_2 =$	<u>0.98</u>
$-\text{sen } \gamma_2 =$	<u>-0.62</u>
$\text{cos } \beta_2 =$	<u>0.21</u>
$\text{cos } \gamma_2 =$	<u>0.79</u>
$\text{cos } \gamma_2 \text{sen } \beta_2 =$	<u>0.77</u>
$-\text{cos } \gamma_2 \text{cos } \beta_2 =$	<u>-0.16</u>

VECTORES UNITARIOS

$\bar{U}_1 =$	<u>(0.56, 0.83, 0.00)</u>
$\bar{V}_1 =$	<u>(0.62, -0.42, -0.67)</u>
$\bar{W}_1 =$	<u>(-0.55, 0.37, -0.74)</u>
$\bar{X}_{12} =$	<u>(-0.20, 0.01, 0.15)</u>
${}_1\bar{S}_{12} =$	<u>(-0.07, -0.23, -0.07)</u>

$\bar{U}_2 =$	<u>(0.21, 0.98, 0.00)</u>
$\bar{V}_2 =$	<u>(0.77, -0.16, -0.62)</u>
$\bar{W}_2 =$	<u>(-0.60, 0.13, -0.79)</u>
$\bar{X}_{12} =$	<u>(-0.20, 0.01, 0.15)</u>
${}_2\bar{S}_{12} =$	<u>(-0.03, -0.25, -0.02)</u>

VECTOR DE FUERZAS (TONELADAS)			84	
		$\gamma_1 = 42^\circ$	$\gamma_2 = 38^\circ$	
Estático	$\bar{W} = (0.00, 0.00, -1755.04)$	$U_1 = 627 \longrightarrow$	$U_A = 417.87$	
Subpresión	$\bar{U}_R = (312.45, -523.28, 523.28)$	$U_2 = 316 \longrightarrow$	$U_B = 105.42$	
Sismo	$\bar{S} = (0.00, -35.10, 0.00)$	$U_A = (-417.87, -417.87, 417.87)$		
Anclaje	$\bar{A} = (0.00, 0.00, 0.00)$	$U_B = (105.42, -105.42, 105.42)$		
RESULTANTE DE FUERZAS (TONELADAS)				
Estático :	$\bar{R} = (0.00, 0.00, -1755.04)$			
Estático+Sismo :	$\bar{R} = (0.00, -35.10, -1755.04)$			
Estático+Subpresión :	$\bar{R} = (-312.45, -523.28, -1231.76)$			
Estático+Sismo+Subpresión :	$\bar{R} = (-312.45, -558.38, -1231.76)$			
CONDICIONES DE DESLIZAMIENTO				
ESTÁTICO		ESTÁTICO + SUBPRESIÓN		
Operador 1	$\bar{R} \cdot \bar{W}_1 = 1304.25$	Operador 1	$\bar{R} \cdot \bar{W}_1 = 892.90$	
Operador 2	$\bar{R} \cdot \bar{W}_2 = 1382.99$	Operador 2	$\bar{R} \cdot \bar{W}_2 = 1091.82$	
Operador 3	$\bar{R} \cdot \bar{S}_{12} = 121.04$	Operador 3	$\bar{R} \cdot \bar{S}_{12} = 227.87$	
Operador 4	$\bar{R} \cdot \bar{S}_{212} = 33.89$	Operador 4	$\bar{R} \cdot \bar{S}_{212} = 163.50$	
Operador 5	$\bar{R} \cdot \bar{X}_{12} = -270.84$	Operador 5	$\bar{R} \cdot \bar{X}_{12} = -133.12$	
ESTÁTICO + SISMO		ESTÁTICO + SISMO + SUBPRESIÓN		
Operador 1	$\bar{R} \cdot \bar{W}_1 = 1291.12$	Operador 1	$\bar{R} \cdot \bar{W}_1 = 879.77$	
Operador 2	$\bar{R} \cdot \bar{W}_2 = 1378.50$	Operador 2	$\bar{R} \cdot \bar{W}_2 = 1087.32$	
Operador 3	$\bar{R} \cdot \bar{S}_{12} = 121.04$	Operador 3	$\bar{R} \cdot \bar{S}_{12} = 236.09$	
Operador 4	$\bar{R} \cdot \bar{S}_{212} = 42.67$	Operador 4	$\bar{R} \cdot \bar{S}_{212} = 172.29$	
Operador 5	$\bar{R} \cdot \bar{X}_{12} = -271.21$	Operador 5	$\bar{R} \cdot \bar{X}_{12} = 278.04$	
TENDENCIA AL MOVIMIENTO				
CONDICIÓN	DESPLAZAMIENTO DE LA CUÑA			
	PLANO 1	PLANO 2	CUÑA DESPEGA	LÍNEA DE INTERSECCIÓN.
Estático	NO	NO	NO	NO
Estático+sismo	NO	NO	NO	NO
Estático+subpresión	NO	NO	NO	NO
Estático+sismo+subpresión	NO	NO	NO	SI
POLÍGONO DE FUERZAS Y OBTENCIÓN DEL FACTOR DE SEGURIDAD.				
ESTÁTICO				
SE OBTIENEN LOS TENSORES LINEALES.				
PLANO 1 $R_N = 1304 \text{ ton.}$ $\bar{R}_N = \begin{bmatrix} -723.51 \\ 488.01 \\ -969.25 \end{bmatrix}$ $\bar{R}_T = \begin{bmatrix} 723.51 \\ -488.01 \\ -785.79 \end{bmatrix}$ $ \bar{R}_T = 1174.35 \text{ ton.}$ F.S. = 1.11		PLANO 2 $R_N = 1383 \text{ ton.}$ $\bar{R}_N = \begin{bmatrix} -832.85 \\ 177.03 \\ -1089.81 \end{bmatrix}$ $\bar{R}_T = \begin{bmatrix} 832.85 \\ -177.03 \\ -665.23 \end{bmatrix}$ $ \bar{R}_T = 1080.51 \text{ ton.}$ F.S. = 1.37		

$$|\bar{X}_{12}| = \frac{0.25}{}$$

$$\bar{X}_{12} = \begin{bmatrix} -0.79 \\ 0.04 \\ 0.61 \end{bmatrix}$$

$$R_{T12} = \frac{-1072.15}{\text{ton}}$$

$$\bar{R}_{T12} = \begin{bmatrix} 847.69 \\ -44.10 \\ -654.98 \end{bmatrix}$$

$$\bar{R}_{N12} = \begin{bmatrix} -847.69 \\ 44.10 \\ -1100.06 \end{bmatrix} \dots\dots\dots(1)$$

$$\bar{R}_{N12} = R_{N1} \begin{bmatrix} -0.55 \\ 0.37 \\ -0.74 \end{bmatrix} + R_{N2} \begin{bmatrix} -0.60 \\ 0.13 \\ -0.79 \end{bmatrix} \dots\dots(2)$$

Resolviendo las funciones lineales (1) y (2).

$$\begin{bmatrix} -0.55 & -0.60 \\ 0.37 & 0.13 \end{bmatrix} \begin{matrix} R_{N1} \\ R_{N2} \end{matrix} = \begin{bmatrix} -847.69 \\ 44.10 \end{bmatrix}$$

Determinante $R_{N12} = 0.15$

Matriz inversa

$$\begin{bmatrix} 0.829 & 3.902 \\ -2.42 & -3.59 \end{bmatrix}$$

$$\begin{matrix} R_{N1} \\ R_{N2} \end{matrix} = \begin{bmatrix} -531.02 \\ 1896.79 \end{bmatrix} \text{ toneladas}$$

es incorrecto el tensor

F.S. = 1.4

ESTÁTICO + SISMO

SE OBTIENEN LOS TENSORES LINEALES.

PLANO 1

$$R_N = \frac{1291}{\text{ton.}}$$

$$\bar{R}_N = \begin{bmatrix} -716.23 \\ 483.10 \\ -959.49 \end{bmatrix}$$

$$\bar{R}_T = \begin{bmatrix} 716.23 \\ -518.20 \\ -795.55 \end{bmatrix} \quad |\bar{R}_T| = \frac{1189.29}{\text{ton.}}$$

F.S. = 1.09

PLANO 2

$$R_N = \frac{1378}{\text{ton.}}$$

$$\bar{R}_N = \begin{bmatrix} -830.14 \\ 176.45 \\ -1086.27 \end{bmatrix}$$

$$\bar{R}_T = \begin{bmatrix} 830.14 \\ -211.55 \\ -668.77 \end{bmatrix} \quad |\bar{R}_T| = \frac{1086.80}{\text{ton.}}$$

F.S. = 1.36

LÍNEA DE INTERSECCIÓN Y LA CUÑA DESPEGA.

$$|\bar{X}_{12}| = \frac{0.25}{}$$

$$\bar{X}_{12} = \begin{bmatrix} -0.79 \\ 0.04 \\ 0.61 \end{bmatrix}$$

$$R_{T12} = \frac{-1073.60}{\text{ton}}$$

$$\bar{R}_{T12} = \begin{bmatrix} 848.83 \\ -44.16 \\ -655.86 \end{bmatrix}$$

Resolviendo las funciones lineales (1) y (2).

$$\begin{bmatrix} -0.55 & -0.60 \\ 0.37 & 0.13 \end{bmatrix} \begin{matrix} R_{N1} \\ R_{N2} \end{matrix} = \begin{bmatrix} -848.83 \\ 9.06 \end{bmatrix}$$

Matriz inversa

$$\begin{bmatrix} 0.829 & 3.902 \\ -2.42 & -3.59 \end{bmatrix}$$

$$\bar{R}_{N12} = \begin{bmatrix} -848.83 \\ 9.06 \\ -1099.18 \end{bmatrix} \dots\dots\dots(1)$$

$$R_{N1} = \begin{bmatrix} -668.71 \\ 2025.52 \end{bmatrix} \text{ toneladas}$$

es incorrecto el tensor

$$\bar{R}_{N12} = R_{N1} \begin{bmatrix} -0.55 \\ 0.37 \\ -0.74 \end{bmatrix} + R_{N2} \begin{bmatrix} -0.60 \\ 0.13 \\ -0.79 \end{bmatrix} \dots\dots(2)$$

F.S. = 1.40

ESTÁTICO + SUBPRESIÓN

SE OBTIENEN LOS TENSORES LINEALES.

PLANO 1

$R_N = 893 \text{ ton.}$

$$\bar{R}_N = \begin{bmatrix} -495.32 \\ 334.10 \\ -663.56 \end{bmatrix}$$

$$\bar{R}_T = \begin{bmatrix} 182.87 \\ -857.38 \\ -568.20 \end{bmatrix}$$

$|\bar{R}_T| = 1044.7 \text{ ton.}$

F.S. = 0.85

PLANO 2

$R_N = 1092 \text{ ton.}$

$$\bar{R}_N = \begin{bmatrix} -657.50 \\ 139.76 \\ -860.36 \end{bmatrix}$$

$$\bar{R}_T = \begin{bmatrix} 345.05 \\ -663.04 \\ -371.39 \end{bmatrix}$$

$|\bar{R}_T| = 834.63 \text{ ton.}$

F.S. = 1.40

LÍNEA DE INTERSECCIÓN Y LA CUÑA DESPEGA.

$|\bar{X}_{12}| = 0.25$

$$\bar{X}_{12} = \begin{bmatrix} -0.79 \\ 0.04 \\ 0.61 \end{bmatrix}$$

$R_{T12} = -526.97 \text{ ton}$

$$\bar{R}_{T12} = \begin{bmatrix} 416.64 \\ -21.68 \\ -321.92 \end{bmatrix}$$

$$\bar{R}_{N12} = \begin{bmatrix} -729.09 \\ -501.61 \\ -909.83 \end{bmatrix} \dots\dots\dots(1)$$

Resolviendo las funciones lineales (1) y (2).

$$\begin{bmatrix} -0.55 & -0.60 \\ 0.37 & 0.13 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} R_{N1} \\ R_{N2} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -729.09 \\ -501.61 \end{bmatrix}$$

Determinante $R_{N12} = 0.15$

Matriz inversa

$$\begin{bmatrix} 0.829 & 3.902 \\ -2.42 & -3.59 \end{bmatrix}$$

$$R_{N1} = \begin{bmatrix} -2562.16 \\ 3570.88 \end{bmatrix} \text{ toneladas}$$

o.k. es correcto el tensor de fuerzas

$$\bar{R}_{N12} = R_{N1} \begin{bmatrix} -0.55 \\ 0.37 \\ -0.74 \end{bmatrix} + R_{N2} \begin{bmatrix} -0.60 \\ 0.13 \\ -0.79 \end{bmatrix} \dots\dots(2)$$

F.S. = 2.40

SE OBTIENEN LOS TENSORES LINEALES.

PLANO 1

$$R_N = 880 \text{ ton.}$$

$$\bar{R}_N = \begin{bmatrix} -488.04 \\ 329.19 \\ -653.80 \end{bmatrix}$$

$$\bar{R}_T = \begin{bmatrix} 175.59 \\ -887.57 \\ -577.96 \end{bmatrix} \quad |\bar{R}_T| = 1073.62 \text{ ton.}$$

F.S. = 0.82

PLANO 2

$$R_N = 1087 \text{ ton.}$$

$$\bar{R}_N = \begin{bmatrix} -654.79 \\ 139.18 \\ -856.82 \end{bmatrix}$$

$$\bar{R}_T = \begin{bmatrix} 342.34 \\ -697.56 \\ -374.93 \end{bmatrix} \quad |\bar{R}_T| = 862.77 \text{ ton.}$$

F.S. = 1.35

LÍNEA DE INTERSECCIÓN Y LA CUÑA DESPEGA.

$$|\bar{X}_{12}| = 0.25$$

$$\bar{X}_{12} = \begin{bmatrix} -0.79 \\ 0.04 \\ 0.61 \end{bmatrix}$$

$$R_{T12} = -528.41 \text{ ton}$$

$$\bar{R}_{T12} = \begin{bmatrix} 417.78 \\ -21.74 \\ -322.81 \end{bmatrix}$$

$$\bar{R}_{N12} = \begin{bmatrix} -730.23 \\ -536.65 \\ -908.95 \end{bmatrix} \dots\dots\dots (1)$$

$$\bar{R}_{N12} = R_{N1} \begin{bmatrix} -0.55 \\ 0.37 \\ -0.74 \end{bmatrix} + R_{N2} \begin{bmatrix} -0.60 \\ 0.13 \\ -0.79 \end{bmatrix} \dots\dots\dots (2)$$

Resolviendo las funciones lineales (1) y (2).

$$\begin{bmatrix} -0.55 & -0.60 \\ 0.37 & 0.13 \end{bmatrix} \begin{matrix} R_{N1} \\ R_{N2} \end{matrix} = \begin{bmatrix} -730.23 \\ -536.65 \end{bmatrix}$$

Determinante $R_{N12} = 0.15$

Matriz inversa

$$\begin{bmatrix} 0.829 & 3.902 \\ -2.42 & -3.59 \end{bmatrix}$$

$$\begin{matrix} R_{N1} \\ R_{N2} \end{matrix} = \begin{bmatrix} -2699.85 \\ 3699.60 \end{bmatrix} \text{ toneladas}$$

o.k. es correcto el tensor de fuerzas

F.S. = 2.40

RESULTADOS DE FACTORES DE SEGURIDAD

COBINACION ANALIZADA	TENDENCIA DEL MOVIMIENTO DE LA CUÑA	F.S.
ESTÁTICO	PLANO 1	1.11
	PLANO 2	1.37
	DESPLIZA SOBRE LÍNEA DE INTERSECCIÓN O DESPEGA	1.40
ESTÁTICO + SISMO	PLANO 1	1.09
	PLANO 2	1.36
	DESPLIZA SOBRE LÍNEA DE INTERSECCIÓN O DESPEGA	1.40
ESTÁTICO + SUBPRESIÓN	PLANO 1	0.85
	PLANO 2	1.40
	DESPLIZA SOBRE LÍNEA DE INTERSECCIÓN O DESPEGA	2.40
ESTÁTICO + SISMO + SUBPRESIÓN	PLANO 1	0.82
	PLANO 2	1.35
	DESPLIZA SOBRE LÍNEA DE INTERSECCIÓN O DESPEGA	2.40

ANEXO II.

FOTOS AÉREAS

SECCIONES

PLANTA TOPOGRÁFICA

SECCIÓN TIPO



FOTOS AÉREAS

NO. PLANO

DIRCCO DE LOCALIDAD

ESCALA GRÁFICA

ESCALA: 1:10000

PROYECTO: HORIZONTAL

TIPO: VERTICAL

TESIS

APLICACIÓN DEL MÉTODO VECTORIAL DE HENDRÓN, COPRINO Y AVES EN LA ESTABILIDAD DE TALUDES DE ROCA PARA UNA FALLA EN GUERRERO

ELABORADO: JOAO MORALES AMAYA

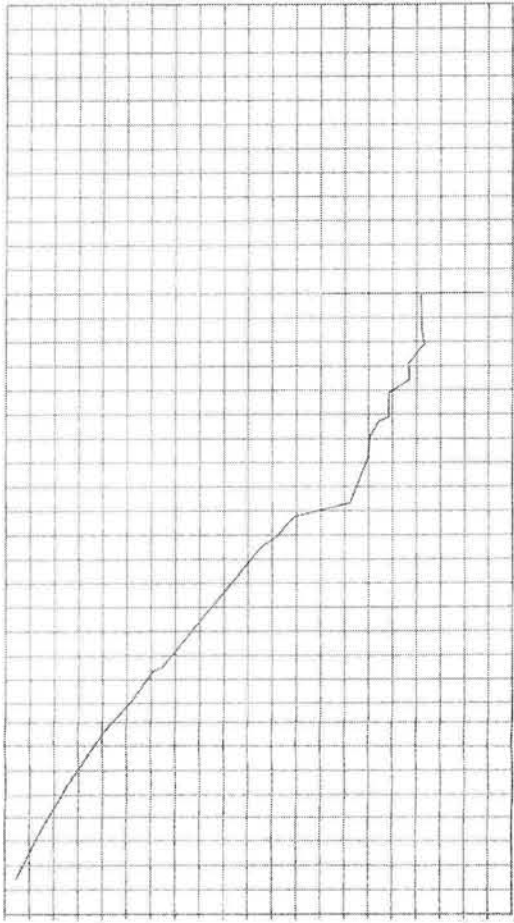
OBRA: PROYECTO DE CORRECCIÓN DEL RÍO 104-40.00 AL KM 114+00.00

LOCALIZACIÓN: DIRECCIÓN DE VÍAS PÚBLICAS - JAMPAK EN EL ESTADO DE GUERRERO

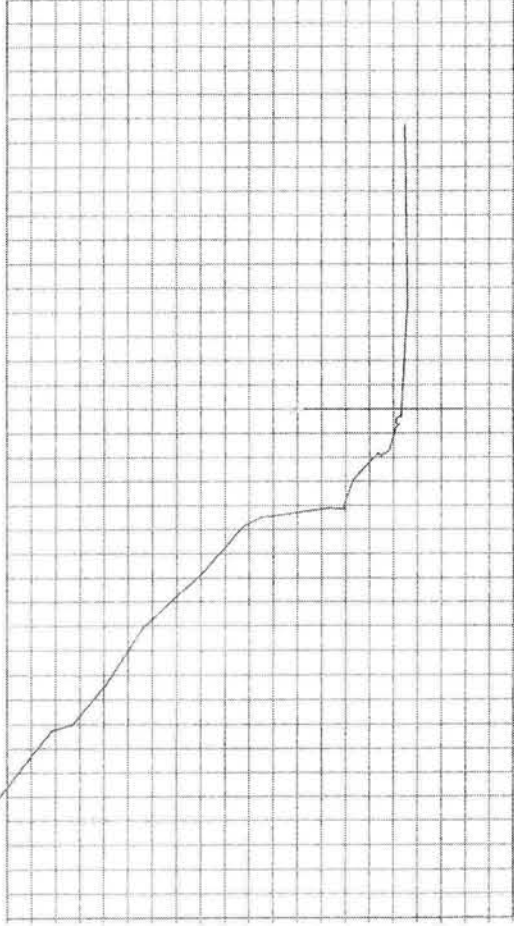
PLANO: FOTOS AÉREAS

FECHA: DICIEMBRE 2009

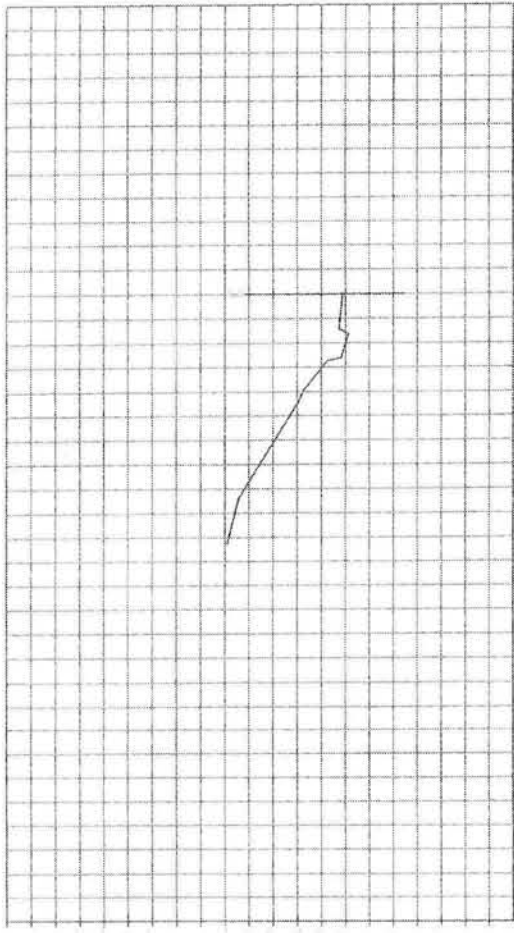
ESCALA: 1:10000



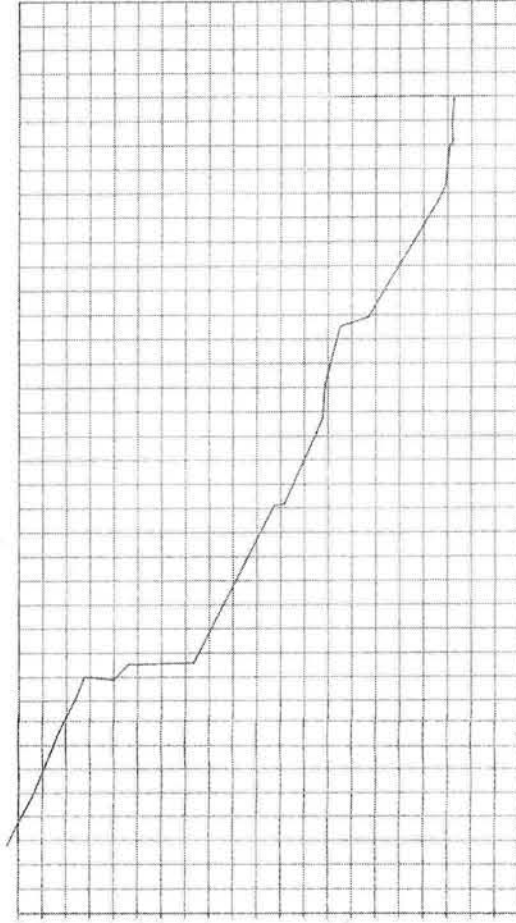
ESTACIÓN 10+780



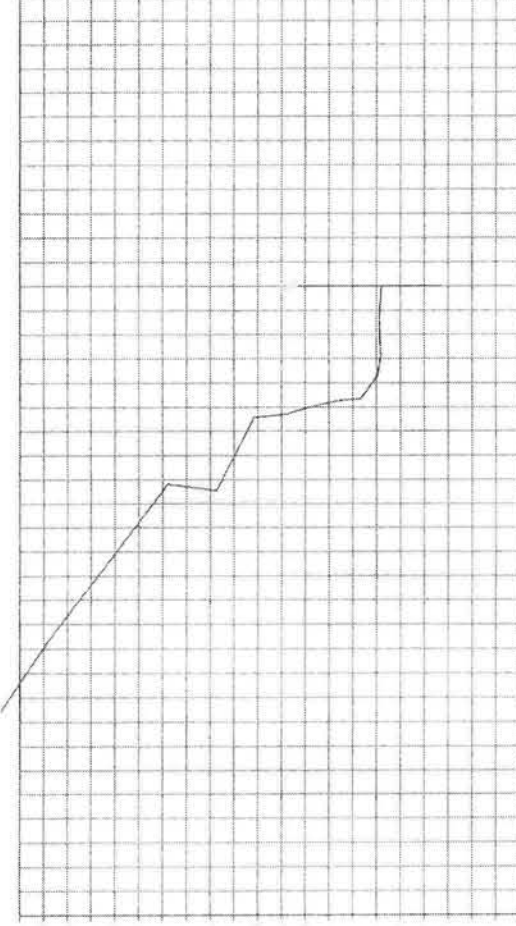
ESTACIÓN 11+180



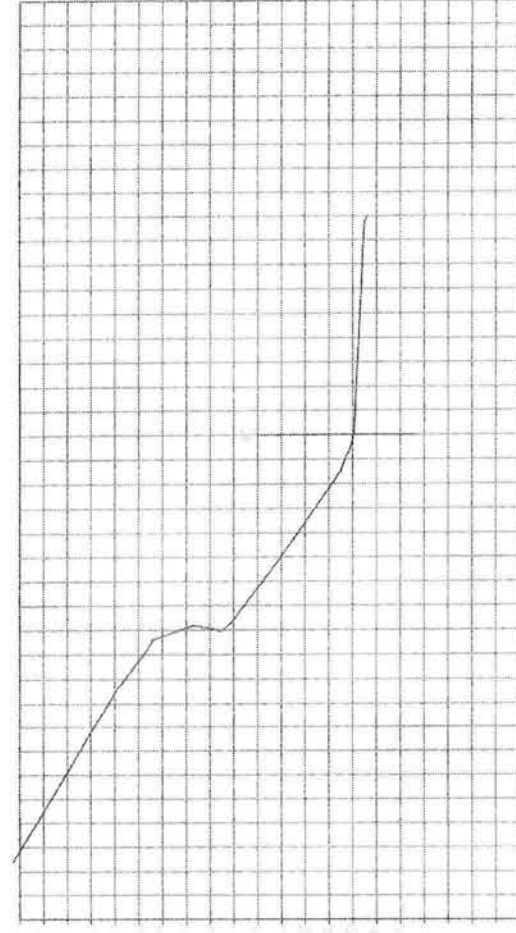
ESTACIÓN 11+400



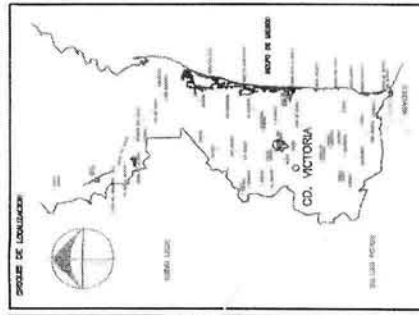
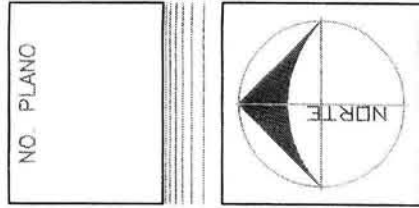
ESTACIÓN 10+667



ESTACIÓN 11+000



ESTACIÓN 11+300



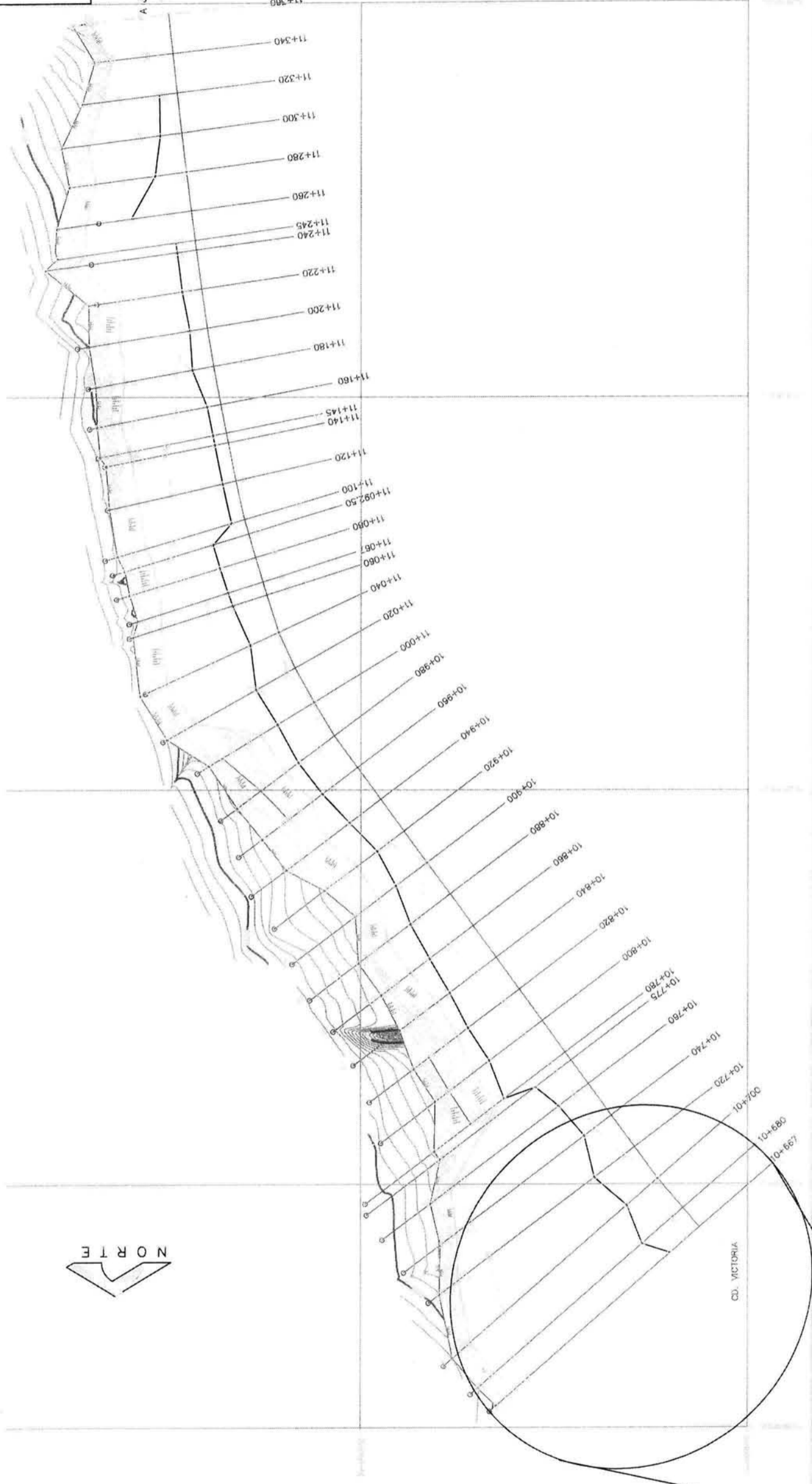
NO. PLANO

SECCIONES TOPOGRÁFICAS

ESCALA GRAFICA
 1:11000
 ESCALA HORIZONTAL = VERTICAL

TESIS
 APLICACIÓN DEL MÉTODO VECTORIAL DE HENDRÓN, CORRINGO Y AYER EN LA ESTABILIDAD DE TALUDES DE ROCA PARA UNA FALLA EN CUINA
 ELABORADO: JOAO MORALES AMAYA
 OBRA: PROYECTO DE OBRAS DEL KM 10+667 AL KM 11+400.00
 LOCALIDAD: CARRETERA DEL VERTICAL - JUMILLA, EN EL ESTADO DE OAXACA
 FECHA: JUNIO 2004
 ESCALA: 1:1000

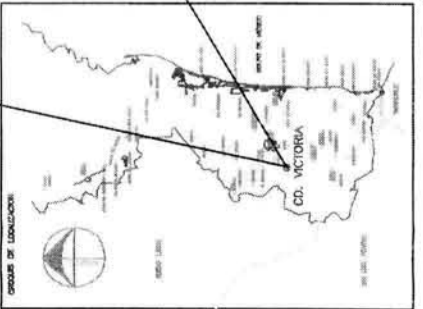
A JAUMANE



ESCALA GRÁFICA
 1:1000 HORIZONTAL = VERTICAL

PLANTA TOPOGRÁFICA

TESIS
 APLICACIÓN DEL MÉTODO VECTORIAL DE HENDRON, CORRING Y AYER EN LA ESTABILIDAD DE TALUDES DE ROCA PARA UNA FALLA EN CUNA
 ELABORÓ: JOAQUÍN MORALES AMAYA
 OBRA: PROYECTO DE OBRAS DEL KM 10+140.00 AL KM 11+800.00
 LOCALIZACIÓN: CARRETERA CD. VICTORIA - JAUMANE EN EL ESTADO DE TAMAULIAPAS
 PLANO: PLANTA TOPOGRÁFICA
 ESCALA: 1:1000
 FECHA: JUNIO 2008
 DISEÑO: [Logo]



NO. PLANO

ANEXO III. REPORTES DE PERFORACIÓN Y ENSAYO DE CORTE DIRECTO.

REPORTE DE PERFORACIÓN		CD. VICTORIA, TAMAULIPAS						
		FECHA: _____						
LOC: SM-1 KM 10+660	OBRA: CARRETERA JUAN CAPITÁN-CHIHUE	HOJA 1	DE 1					
PROFUNDIDAD (MTS.)	TIPO DE SUELO	SIM.	RQD %	% REC	Rc (Kg/cm ²)	γ (Kg/cm ³)	Rt (Kg/cm ²)	Ss
5.00		[Symbol]	[Bar]	[Bar]				
10.00		[Symbol]	[Bar]	[Bar]				
15.00	ROCA CALIZA GRIS VERDOSA, FRACTURADA CON RELLENO DE CALCITA	[Symbol]	[Bar]	[Bar]				
20.00		[Symbol]	[Bar]	[Bar]				
25.00		[Symbol]	[Bar]	[Bar]				
30.00		[Symbol]	[Bar]	[Bar]				
30.50	FIN DE SONDEO							

SIMBOLOGÍA		
[Symbol] ARENA	[Symbol] ARCILLA	[Symbol] CALIZA
[Symbol] GRAVA	[Symbol] LIMO	[Symbol] BOLEO

OBSERVACIONES: _____

Reporte de perforación del sondeo SM-1

ENSAYO DE CORTE DIRECTO

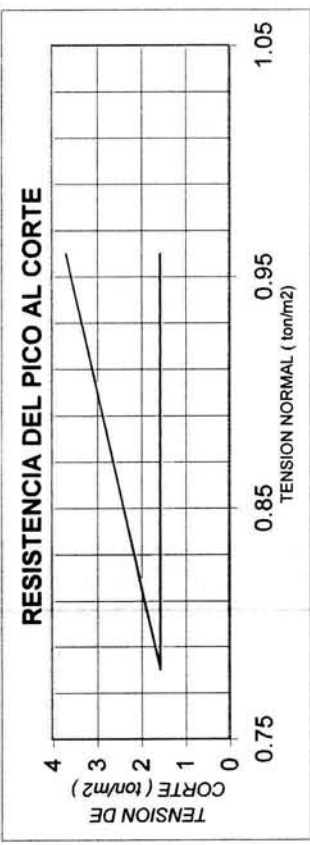
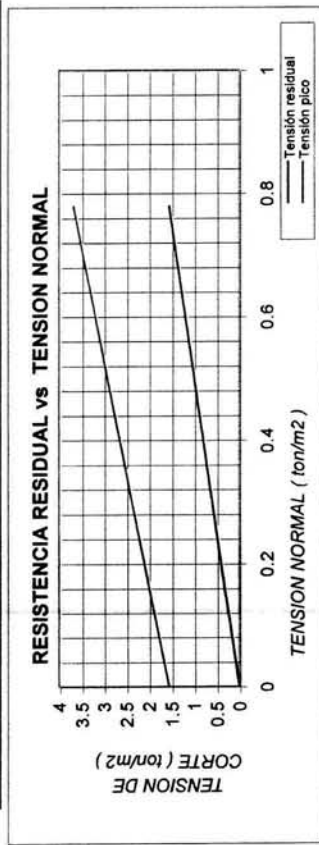
DATOS DEL PROYECTO

FECHA : julio-03. CADENAMIENTO : 10 + 655

PROYECTO : Proyecto ejecutivo de ingeniería del tramo 10+500 al 11+400 de la carretera Juan capitán el Chihue

UBICACIÓN : Cd. Victoria Tamaulipas

No. Lectura	Presión Manómetro (PSI)	Desplazamiento δ (cm)	F gato Máxima (ton)	F gato Residual (ton)	τ (ton/m ²)	σ_N (ton/m ²)
1	375	0.90	2.06	2.06	1.55	0.78
2	1125	5.70	6.19	0.00	3.68	0.96
3	375	6.90	2.06	2.06	1.55	0.78



DATOS DEL ESPECIMEN

CROQUIS DEL BLOQUE

No.	Area (m ²)
I	0.55
II	1.38
Total	1.93

Orientación del plano : 220 °
 Echado del plano : 35 °
 Orientación del gato : 225 °
 Echado del gato : 40 °

$\gamma_{roca} = 2.6 \text{ ton/m}^3$
 Espesor promedio = 0.32 m
 Area total = 1.93 m²
 $W_{bloque} = 1.61 \text{ ton}$
 $W_{bloque} = 1605.76 \text{ kg}$
 $\phi = 40.70925^\circ$
 $\phi_r = 26.71^\circ$

*ANEXO IV*REPORTE
FOTOGRAFICO



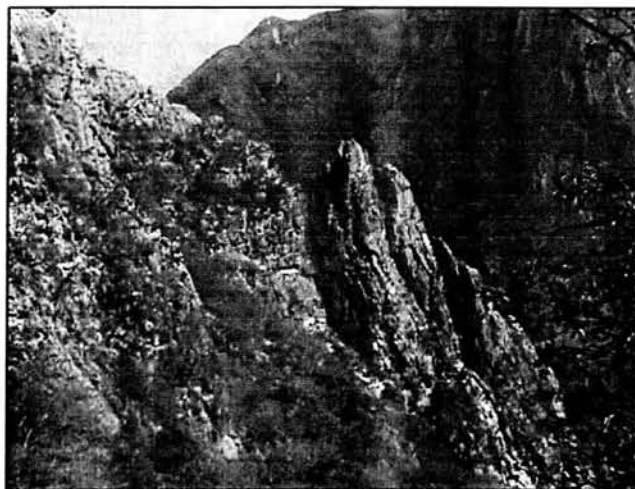
TESIS

ELABORÓ: JOAO MORALES AMAYA

APLICACIÓN DEL MÉTODO VECTORIAL DE
HENDRON, CORDING Y AIYER
EN LA ESTABILIDAD DE TALUDES DE ROCA
PARA UNA FALLA EN CUÑA



1.- CAMINO DE ACCESO PARA LOS TRABAJOS DE CAMPO, DONDE SE MUESTRAN LOS TIPOS DE MATERIALES EN LA MASA DE SUELO Y ROCA.



2.- LITOLÓGÍA DE LAS MASAS DE ROCA



3.- VOLTEO DE BLOQUES HACIA EL EJE DE LA CARRETERA.



4.- TALUD FALLADO POR VOLTEO DE BLOQUES, DONDE SE OBSERVA CERRADA LA CARRETERA.



TESIS

ELABORÓ: JOAO MORALES AMAYA

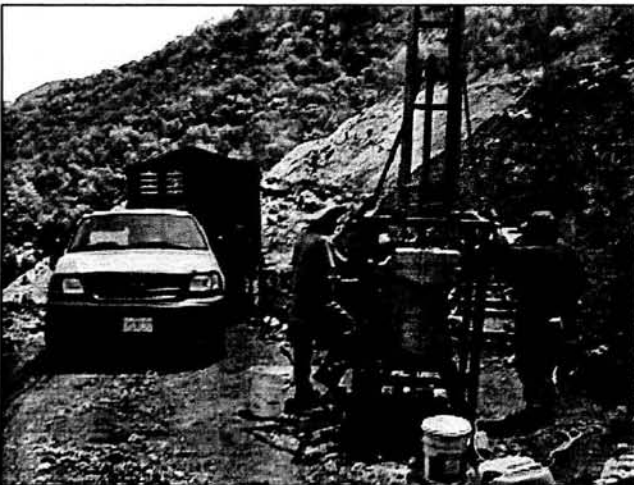
APLICACIÓN DEL MÉTODO VECTORIAL DE
HENDRON, CORDING Y AIYER
EN LA ESTABILIDAD DE TALUDES DE ROCA
PARA UNA FALLA EN CUÑA



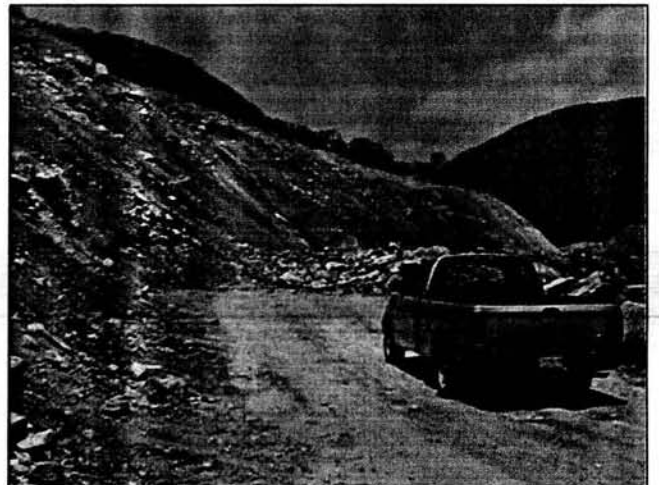
5.- TRAZO DE LA CARRETERA



6.- EXPLORACIÓN DIRECTA, EMPLEANDO MÁQUINA ROTATORIA TIPO LONG YEAR.



7.- MÁQUINA ROTATORIA TIPO " LONG YEAR ",
PARA EXTRACCIÓN DE NÚCLEOS DE ROCA



8.- PROBLEMÁTICA DE DESLIZAMIENTO DE LOS
TALUDES



TESIS

ELABORÓ: JOAO MORALES AMAYA

APLICACIÓN DEL MÉTODO VECTORIAL DE
HENDRON, CORDING Y AIYER
EN LA ESTABILIDAD DE TALUDES DE ROCA
PARA UNA FALLA EN CUÑA



9.- EJE DE LA CARRETERA



10.- INESTABILIDAD DE LOS MACIZOS ROCOSOS



11.- FOTOS AÉREAS DONDE SE MUESTRA EL TRAZO
DE LA CARRETERA



12.- AVANCES DEL TRAZO DE LA CARRETERA



TESIS

ELABORÓ: JOAO MORALES AMAYA

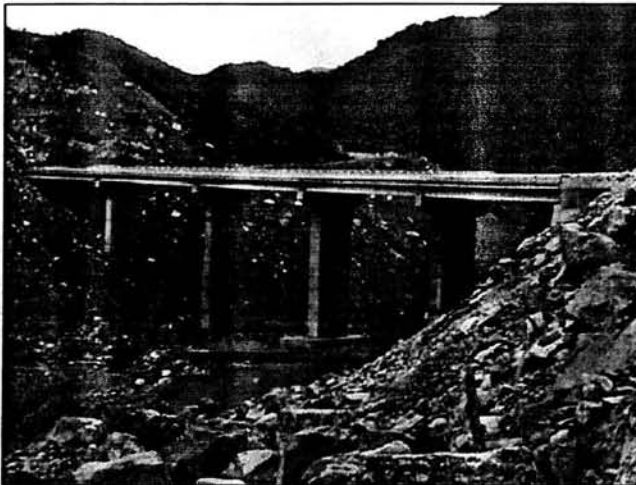
APLICACIÓN DEL MÉTODO VECTORIAL DE
HENDRON, CORDING Y AIYER
EN LA ESTABILIDAD DE TALUDES DE ROCA
PARA UNA FALLA EN CUÑA



13.- LÍNEA DE CEROS DE INICIO PARA
EL CORTE DE LOS TALUDES



14.- LOS PLANOS DE DESLIZAMIENTO INESTABLES PARA
EL TRAZO DE LA CARRETERA.



15.- VISTA GENERAL DE LA ZONA EN DONDE
SE REALIZARON LAS EXPLORACIONES DIRECTAS
CON MÁQUINA ROTATORIA.



16.- BARRIL UTILIZADO PARA LA EXTRACCIÓN DE
NÚCLEOS, DE DIÁMETRO NW, EMPLEADO EN LA
MÁQUINA ROTATORIA TIPO LONG YEAR.



TESIS

ELABORÓ: JOAO MORALES AMAYA

APLICACIÓN DEL MÉTODO VECTORIAL DE
HENDRON, CORDING Y AIYER
EN LA ESTABILIDAD DE TALUDES DE ROCA
PARA UNA FALLA EN CUÑA



17.- OBTENCIÓN DEL RQD DE LAS
MUESTRAS EXTRAIDAS



18.- OBTENCIÓN DEL % DE RECUPERACIÓN DE LOS
SONDEOS REALIZADOS.



19.- CONTROL DE LOS PARÁMETROS OBTENIDOS DE
CAMPO.



20.-OBTENCIÓN DE LOS PARÁMETROS GEOTÉCNICOS
DE LAS MUESTRAS EXTRAIDAS EN CAMPO



TESIS

ELABORÓ: JOAO MORALES AMAYA

APLICACIÓN DEL MÉTODO VECTORIAL DE
HENDRON, CORDING Y AIYER
EN LA ESTABILIDAD DE TALUDES DE ROCA
PARA UNA FALLA EN CUÑA



21.- EXTRACCIÓN DE NÚCLEOS DE LAS MUESTRAS EXTRAIDAS EN CAMPO



22.- RECORRIDOS DE CAMPO, PARA LA OBTENCIÓN DE LOS PARÁMETROS GEOMÉTRICOS



23.- MANIOBRAS DEL EQUIPO DE PERFORACIÓN PARA LLEGAR A LOS SITIOS DE EXPLORACIÓN



24.- EXTRACCIÓN DE NÚCLEOS DE ROCA



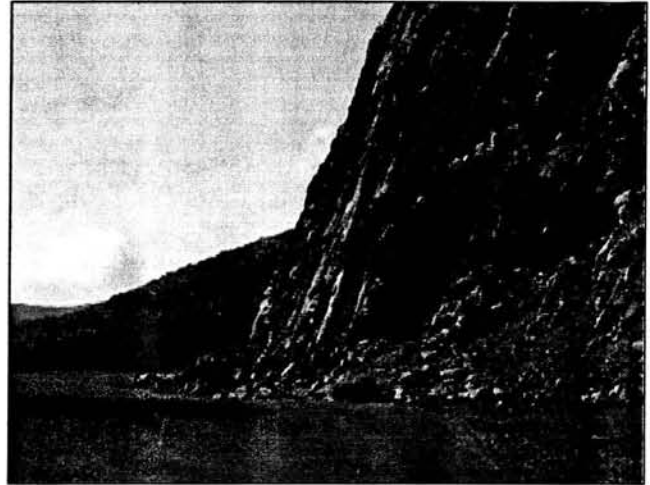
TESIS

ELABORÓ: JOAO MORALES AMAYA

APLICACIÓN DEL MÉTODO VECTORIAL DE
HENDRON, CORDING Y AIYER
EN LA ESTABILIDAD DE TALUDES DE ROCA
PARA UNA FALLA EN CUÑA



25.- FALLA MASIVA EN DOS PLANOS, OBSÉRVESE LA MAGNITUD DE LOS BLOQUES



26.- TALUD QUE PRESENTA DISCONTINUIDADES CASI VERTICALES, CON RESPECTO AL TRAZO DE LA CARRETERA.



27.- EQUIPO DE PERFORACIÓN EN DONDE SE MUESTRA LA BROCA AUGER, UTILIZADA PARA LA CIMENTACIÓN DEL PUENTE EN LA ZONA DE ESTUDIO.



28.- PERFORADORA TIPO WATSON, UTILIZADA PARA LA PERFORACIÓN EN LA ZONA DEL PUENTE



TESIS

ELABORÓ: JOAO MORALES AMAYA

APLICACIÓN DEL MÉTODO VECTORIAL DE
HENDRON, CORDING Y AIYER
EN LA ESTABILIDAD DE TALUDES DE ROCA
PARA UNA FALLA EN CUÑA



29.- "TRACK DRILL" TRABAJANDO EN LA PLANTILLA PARA LA DINAMITACIÓN



30.- IMAGEN EN DONDE SE MUESTRA UN BLOQUE DESLIZADO EN FORMA DE CUÑA Y QUE REPRESENTA EL MODELO GEOMECÁNICO, UTILIZADO POR HOEK.



31.- CAMINOS DE ACCESO, REALIZADOS PARA LLEGAR A LA LÍNEA DE CEROS DE LOS TALUDES



32.- MAQUINARIA EMPLEADA EN LA REALIZACIÓN DE LOS CORTES DE LOS TALUDES DE ROCA.



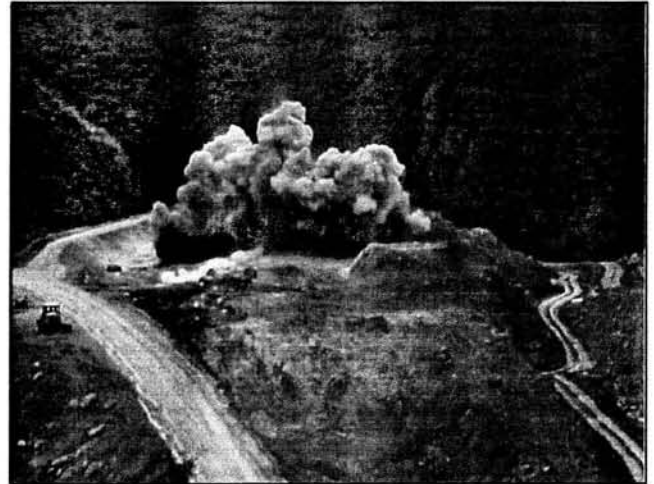
TESIS

ELABORÓ: JOAO MORALES AMAYA

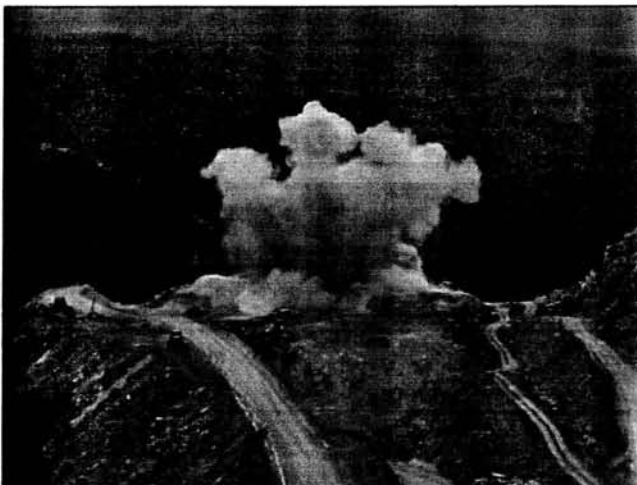
APLICACIÓN DEL MÉTODO VECTORIAL DE
HENDRON, CORDING Y AIYER
EN LA ESTABILIDAD DE TALUDES DE ROCA
PARA UNA FALLA EN CUÑA



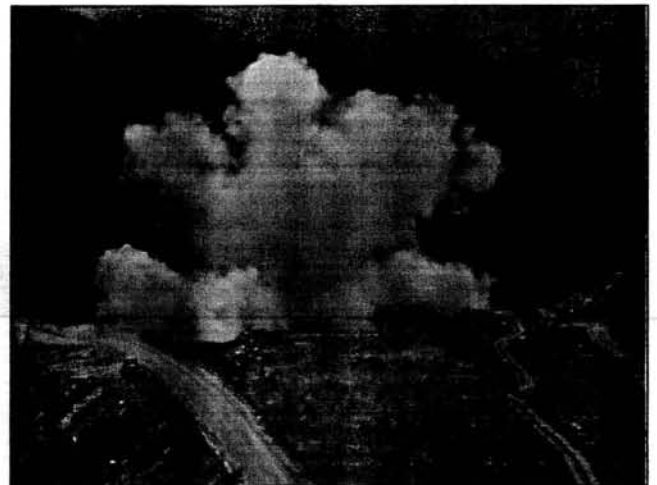
33.- SUPERVISIÓN DE LAS PLANTILLAS DE BARRENACIÓN PARA LAS VOLADURAS.



34.- MAGNITUD DE LAS VOLADURAS PARA LOS CORTES DE LA CARRETERA



35.- SEGUNDA FASE DE LA VOLADURA



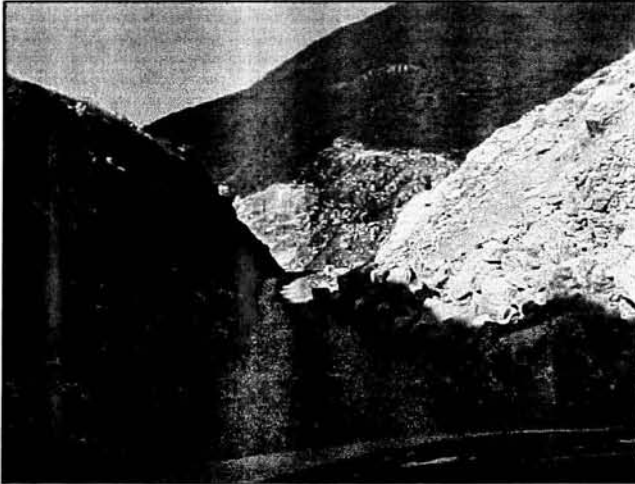
36.- ÚLTIMO RETARDO DE LA VOLADURA



TESIS

ELABORÓ: JOAO MORALES AMAYA

APLICACIÓN DEL MÉTODO VECTORIAL DE
HENDRON, CORDING Y AIYER
EN LA ESTABILIDAD DE TALUDES DE ROCA
PARA UNA FALLA EN CUÑA



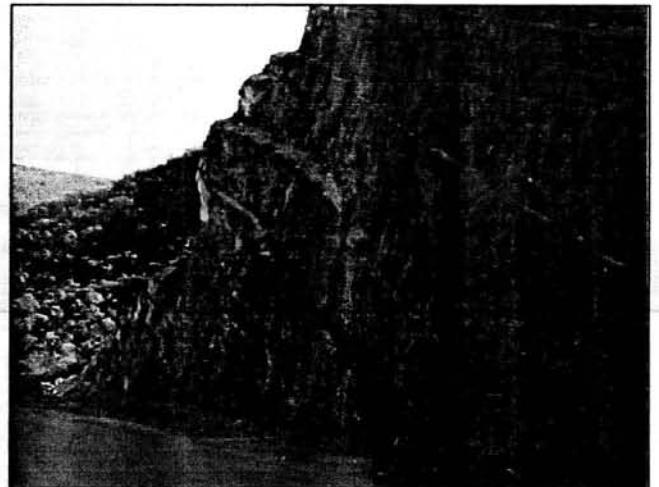
37.- AVANCE DE LOS CORTES EN LA ZONA EN ESTUDIO.



38.- IMAGEN DONDE SE OBSERVA LA DISOLUCIÓN DE LA CALCITA EN LOS MACIZOS ROCOSOS



39.- AVANCES DE LA CARRETERA.



40.- ESPESORES Y ORIENTACIÓN DE LA ROCA CALIZA.



TESIS

ELABORÓ: JOAO MORALES AMAYA

APLICACIÓN DEL MÉTODO VECTORIAL DE
HENDRON, CORDING Y AIYER
EN LA ESTABILIDAD DE TALUDES DE ROCA
PARA UNA FALLA EN CUÑA



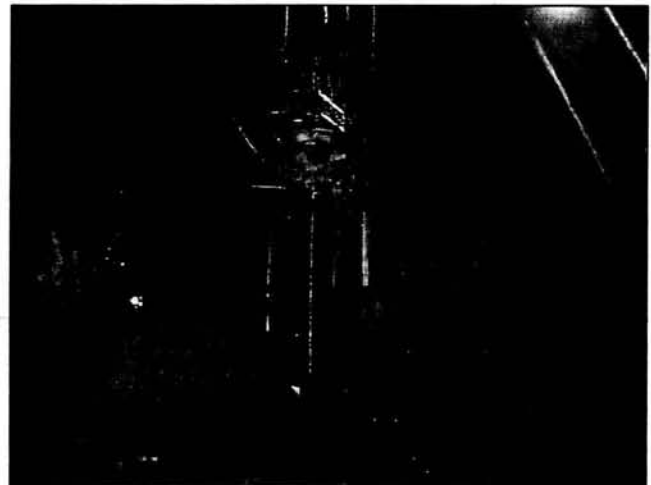
41.- ESCALONES DE FALLA EN LOS PLANOS DE ESTRATIFICACIÓN.



42.- "TRACK DRILL" PERFORANDO LA PLANTILLA PARA LAS VOLADURAS.



43.- AVANCES EN LOS CORTES EN LOS TALUDES.



44.- MÁQUINA ROTATORIA TIPO HOYK 300, UTILIZADA PARA LA EXTRACCIÓN DE NÚCLEOS DE ROCA



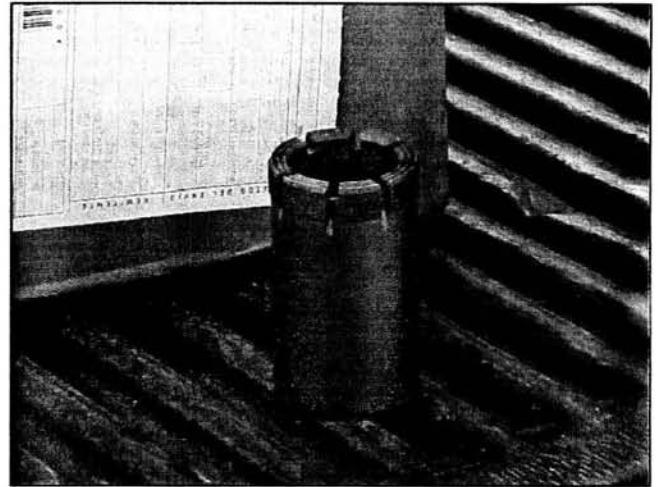
TESIS

ELABORÓ: JOAO MORALES AMAYA

APLICACIÓN DEL MÉTODO VECTORIAL DE
HENDRON, CORDING Y AIYER
EN LA ESTABILIDAD DE TALUDES DE ROCA
PARA UNA FALLA EN CUÑA



45.- PANORÁMICA TOMADA EN LAS EXPLORACIONES GEOTÉCNICAS PARA DETERMINAR EL TRAZO DE LA CARRETERA.



46.- BARRIL EMPLEADO EN LA EXTRACCIÓN DE NÚCLEOS TIPO "Ax" CON BANDA DE DIAMANTE IMPREGNADO.



47.- UBICACIÓN DE LOS SONDEOS EN CAMPO.



48.- EXPLOSIVOS UTILIZADOS EN LAS VOLADURAS



TESIS

ELABORÓ: JOAO MORALES AMAYA

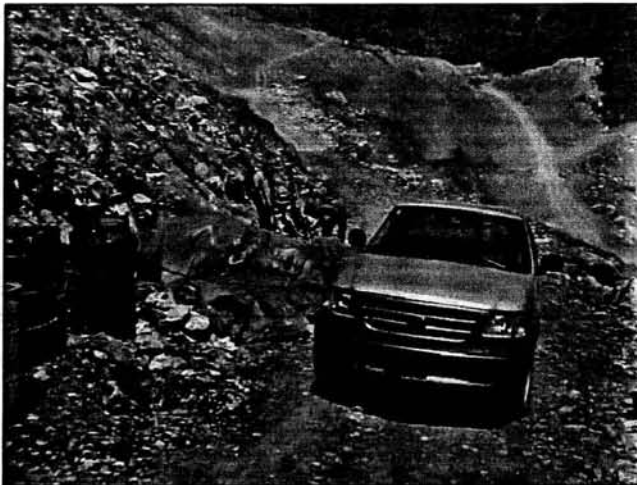
APLICACIÓN DEL MÉTODO VECTORIAL DE
HENDRON, CORDING Y AIYER
EN LA ESTABILIDAD DE TALUDES DE ROCA
PARA UNA FALLA EN CUÑA



49.- SUPERVISIÓN DE LA PLANTILLA DE DINAMITACIÓN PARA LAS VOLADURAS.



50.- ALMACENAMIENTO DE AGUA PARA LAS EXPLORACIONES DIRECTAS CON MÁQUINA ROTATORIA



51.- TRABAJOS DE CAMPO PARA LA EXTRACCIÓN DE NÚCLEOS



52.- PANORÁMICA TOMADA EN LOS RECORRIDOS GEOTÉCNICOS, EN DONDE SE MUESTRAN LOS AVANCES DE LA CARRETERA



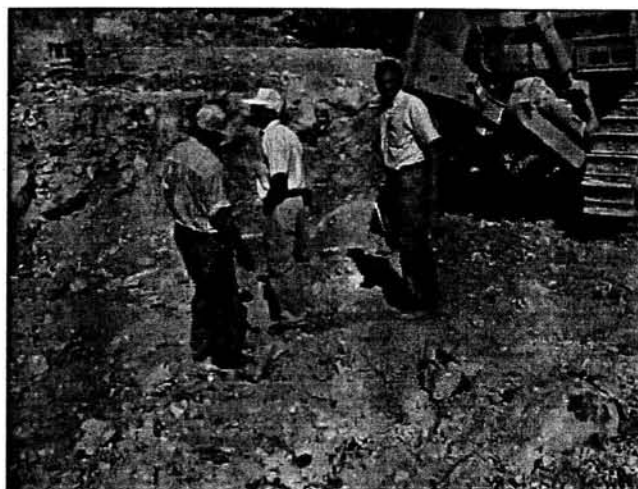
TESIS

ELABORÓ: JOAO MORALES AMAYA

APLICACIÓN DEL MÉTODO VECTORIAL DE
HENDRON, CORDING Y AIYER
EN LA ESTABILIDAD DE TALUDES DE ROCA
PARA UNA FALLA EN CUÑA



53.- ALMACENAMIENTO DE AGUA PARA LA UTILIZACIÓN EN LA EXTRACCIÓN DE NÚCLEOS.



54.- RECORRIDOS GEOTÉCNICOS EN LOS SITIOS DE TRABAJO



55.- TOMA DE LOS ECHADOS EN LAS DISCONTINUIDADES DE LOS MACIZOS ROCOSOS, UTILIZANDO BRÚJULA.



56.- RECABACIÓN DE LOS DATOS GEOMÉTRICOS EN LAS DISCONTINUIDADES DE LOS MACIZOS ROCOSOS, OBSERVESE EL PLANO POTENCIAL DE FALLA



TESIS

ELABORÓ: JOAO MORALES AMAYA

APLICACIÓN DEL MÉTODO VECTORIAL DE
HENDRON, CORDING Y AIYER
EN LA ESTABILIDAD DE TALUDES DE ROCA
PARA UNA FALLA EN CUÑA



57.- MÁQUINA ROTATORIA TIPO HOYK, UTILIZADA EN LA EXTRACCIÓN DE NÚCLEOS DE ROCA.



58.- MANIOBRAS PARA LA REALIZACIÓN DE LAS EXPLORACIONES DIRECTAS.



59.- INICIO DE LA VOLADURA DE PRUEBA EN LA ZONA EN ESTUDIO, PARA LA ESTABILIDAD DE LOS CORTES.



60.- RETARDO DE ENCENDIDO DE LA VOLADURA



TESIS

ELABORÓ: JOAO MORALES AMAYA

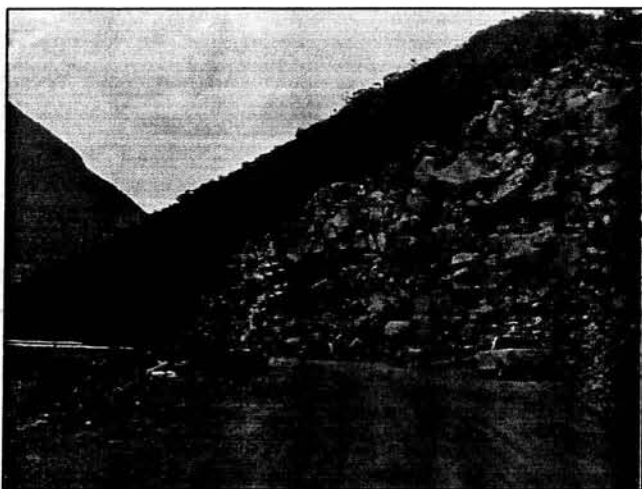
APLICACIÓN DEL MÉTODO VECTORIAL DE
HENDRON, CORDING Y AIYER
EN LA ESTABILIDAD DE TALUDES DE ROCA
PARA UNA FALLA EN CUÑA



61.- TALUD QUE PRESENTA DOS PLANOS POTENCIALES DE DESLIZAMIENTO



62.- SEPARACIÓN DE LOS BLOQUES DESLIZADOS DEL TALUD ANTERIOR



63.- TALUD QUE PRESENTA UNA FALLA POR VOLTEO DE BLOQUES



64.- MÁQUINA ROTATORIA TIPO WINKY, UTILIZADA EN LA EXTRACCIÓN DE NÚCLEOS



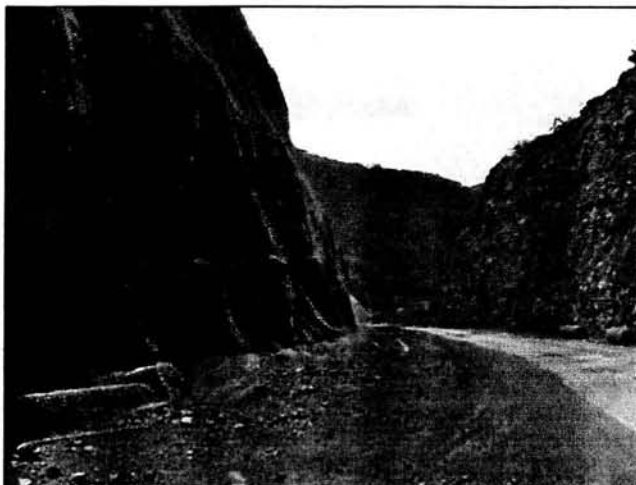
TESIS

ELABORÓ: JOAO MORALES AMAYA

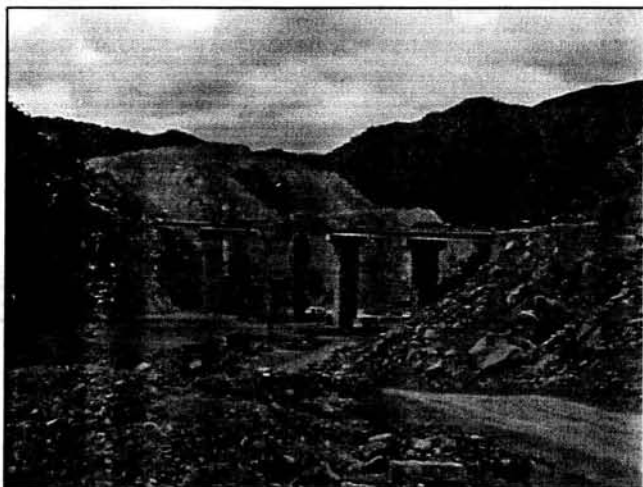
APLICACIÓN DEL MÉTODO VECTORIAL DE
HENDRON, CORDING Y AIYER
EN LA ESTABILIDAD DE TALUDES DE ROCA
PARA UNA FALLA EN CUÑA



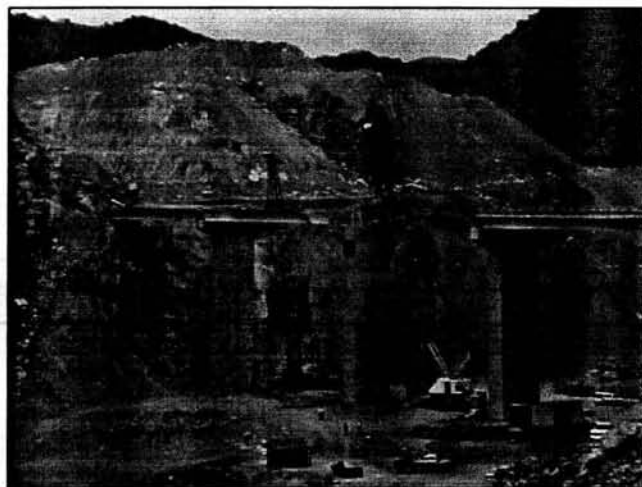
65.- ESTABILIZACIÓN DE CORTES EMPLEANDO BERMAS



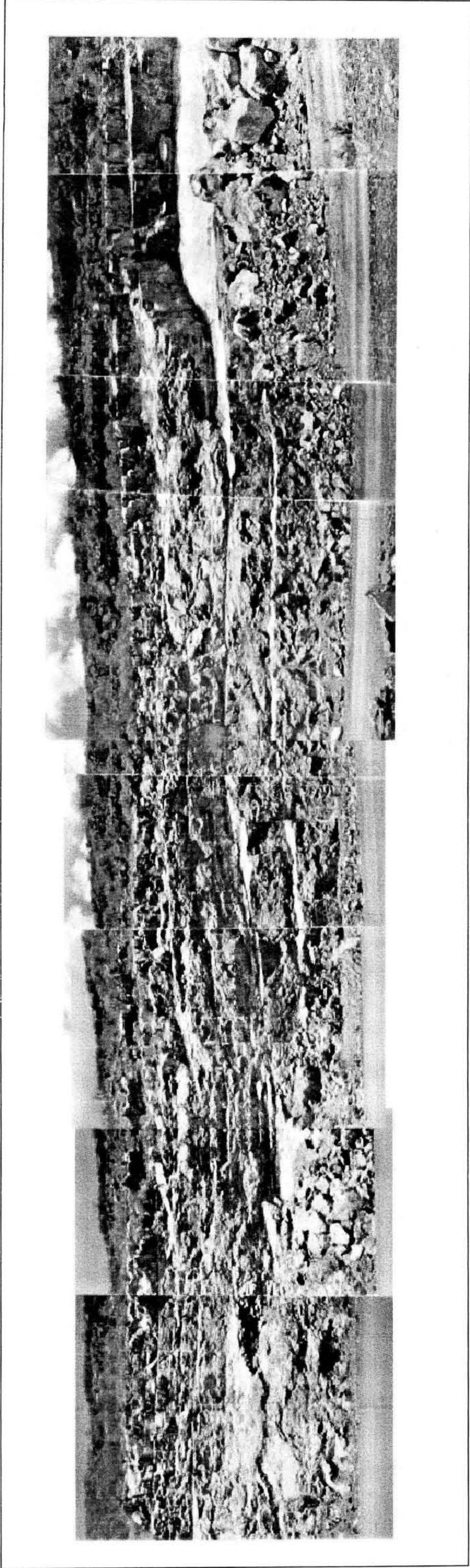
66.- TALUDES ESTABILIZADOS



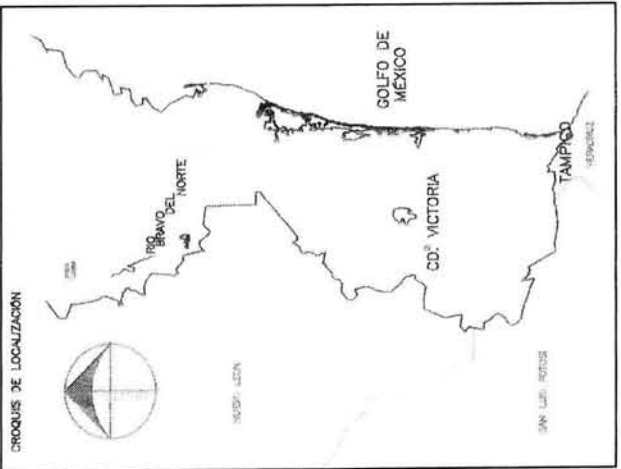
67.- AVANCES DE LOS TRABAJOS EN LA ZONA EN ESTUDIO.



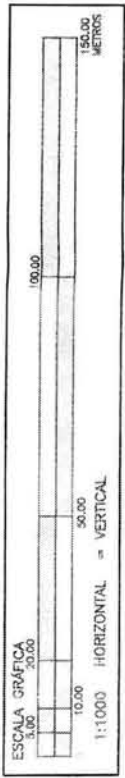
68.- COLOCACIÓN DE LAS VIGAS EN EL PUENTE.





NO. PLANO



ZONA DE LOS MACIZOS



TESIS

APLICACIÓN DEL MÉTODO VECTORIAL DE
 HENDRON, CORDING Y ANTER
 EN LA ESTABILIDAD DE TALUDES DE ROCA
 PARA UNA FALLA EN CUNA

ELABORÓ: JOAO MORALES AMAYA

OBRA : PROYECTO DE CORTES DEL KM 10+140.00 AL KM 11+400.00	FECHA: ENERO 2004
LOCALIZACIÓN : CARRETERA CD. VICTORIA - JAIMAVE, EN EL ESTADO DE TAMAULIPAS	ESCALA: SIN