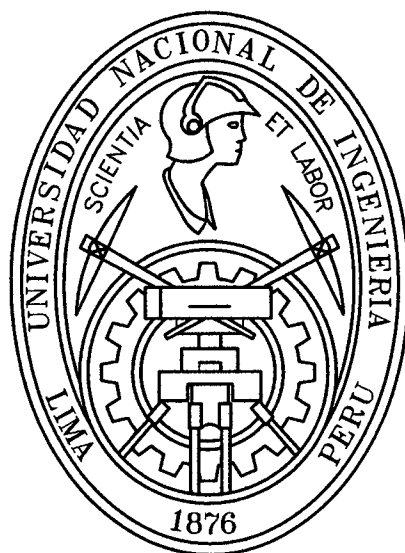


**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL**



**APLICACIÓN DEL CRITERIO DE ROTURA NO LINEAL DE HOEK
Y BROWN A LA ESTABILIDAD DE TALUDES ALTOS EN
MACIZOS ROCOSOS**

TESIS

Para optar el Título Profesional de:

INGENIERO CIVIL

RAÚL RODOLFO POZO GARCÍA

Lima- Perú

Digitalizado por:

2010

**Consortio Digital del
Conocimiento MebLatam,
Hemisferio y Dalse**

ÍNDICE

RESUMEN.....	V
LISTA DE CUADROS	VI
LISTA DE FIGURAS.....	VIII
LISTA DE SÍMBOLOS Y SIGLAS.....	X
INTRODUCCIÓN.....	XIII
CAPÍTULO I : FUNDAMENTOS DEL ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES ALTOS EN MINERÍA A CIELO ABIERTO	1
1.1 LOS TALUDES ALTOS EN MINERÍA A CIELO ABIERTO	1
1.2 INVESTIGACIONES IN SITU.....	4
1.3 FACTORES INFLUYENTES EN LA ESTABILIDAD DE TALUDES ALTOS	5
1.3.1 Estratigrafía y litología.....	6
1.3.2 Estructura geológica y discontinuidades	7
1.3.3 Condiciones hidrogeológicas	8
1.3.4 Propiedades geomecánicas de los macizos rocosos	9
1.3.5 Esfuerzos in situ.....	9
1.3.6 Otros factores	10
1.4 TIPOS DE ROTURA EN MACIZOS ROCOSOS ALTOS	11
1.4.1 Roturas sin control estructural.....	13
1.4.2 Roturas con control estructural.....	15
1.5 MÉTODOS DE ANÁLISIS DE ESTABILIDAD.....	18
1.5.1 Métodos de equilibrio límite.....	19
1.5.2 Métodos esfuerzo-deformación	21
1.6 CLASIFICACIONES GEOMECÁNICAS DE TALUDES	22
1.6.1 Índice RQD	23
1.6.2 Índice RMR	24
1.6.3 Índice GSI	26
1.6.4 Índice SMR	27

CAPÍTULO II : MODELOS CONSTITUTIVOS Y CRITERIOS DE ROTURA PARA EL ANÁLISIS DE MACIZOS ROCOSOS.....	30
2.1 RELACIONES ESFUERZO-DEFORMACIÓN EN LAS ROCAS	30
2.2 INFLUENCIA DE LAS DISCONTINUIDADES	34
2.3 RESISTENCIA DEL MACIZO ROCOSO	37
2.4 DEFORMABILIDAD DEL MACIZO ROCOSO	40
2.4.1 Métodos de medición in situ.....	40
2.4.2 Métodos geofísicos	42
2.4.3 Correlaciones con clasificaciones geomecánicas.....	43
2.5 MODELOS CONSTITUTIVOS PARA EL ANÁLISIS DE MACIZOS ROCOSOS.....	45
2.5.1 Aspectos básicos de la elasticidad	45
2.5.2 Aspectos básicos de la plasticidad	46
2.5.3 Ecuación general para un material elastoplástico.....	50
2.6 CRITERIO DE ROTURA DE HOEK Y BROWN.....	52
2.6.1 Criterio original de Hoek y Brown	53
2.6.2 Modificación más reciente del criterio de Hoek y Brown.....	56
2.6.3 Análisis del factor de alteración D	57
2.6.4 Aplicación y validez del criterio de Hoek y Brown.....	60
2.7 CRITERIO DE ROTURA DE MOHR-COULOMB.....	62
2.8 LINEALIZACIÓN DEL CRITERIO DE ROTURA DE HOEK Y BROWN	63
2.8.1 Metodología de la linealización	64
2.8.2 Método de la tangente	66
2.8.3 Método de la secante.....	67
2.8.4 Método de la regresión lineal	67
2.8.5 Método de la bilinealización	68
2.8.6 Método de la equivalencia de áreas.....	69
2.8.7 Ventajas e inconvenientes de la linealización.....	70
CAPÍTULO III : ANÁLISIS DE ESTABILIDAD POR ELEMENTOS FINITOS APLICANDO EL CRITERIO DE ROTURA DE HOEK Y BROWN.....	72
3.1 INTRODUCCIÓN	72
3.2 PROGRAMA INFORMÁTICO DE CÁLCULO	73
3.3 MODELAMIENTO NUMÉRICO	74
3.4 PLANTEAMIENTO DEL ANÁLISIS	76

3.5	FACTORES DE SEGURIDAD PARA MODELOS ELASTOPLÁSTICOS.....	78
3.6	FACTOR DE SEGURIDAD PARA EL CRITERIO DE HOEK Y BROWN.....	82
3.7	CASOS ESTUDIADOS.....	84
3.8	RESULTADOS OBTENIDOS PARA $F.S_{GSI}=1.00$	87
3.9	DESARROLLO DE LA ROTURA.....	89
3.10	COMPARACIÓN ENTRE FACTORES DE SEGURIDAD CALCULADOS.....	90
3.11	VALIDACIÓN DEL FACTOR DE SEGURIDAD $F.S_{GSI}$	91
3.12	PENALIZACIÓN DEL FACTOR DE SEGURIDAD $F.S_{GSI}$	94
	CAPÍTULO IV : APLICACIÓN A UN CASO REAL.....	97
4.1	DESCRIPCIÓN GENERAL.....	97
	4.1.1 Ubicación.....	97
	4.1.2 Altitud.....	98
	4.1.3 Clima.....	98
	4.1.4 Meteorología.....	99
	4.1.5 Evaporación.....	99
	4.1.6 Precipitación pluvial.....	100
	4.1.7 Topografía.....	100
4.2	DESCRIPCIÓN GEOLÓGICA.....	100
	4.2.1 Estratigrafía.....	100
	4.2.2 Geología estructural.....	101
4.3	DESCRIPCIÓN GEOMORFOLÓGICA.....	103
4.4	CONDICIONANTES EXTERNOS.....	103
4.5	ASPECTOS SÍSMICOS.....	104
4.6	TRABAJOS DE CAMPO.....	104
4.7	CARACTERIZACIÓN GEOMECAÁNICA DEL MACIZO ROCOSO.....	105
	4.7.1 Propiedades del macizo rocoso.....	105
	4.7.2 Cálculo del índice RMR.....	106
	4.7.3 Análisis de proyección estereográfica.....	107
	4.7.4 Zonificación geomecánica.....	108
4.8	ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES APLICANDO LA METODOLOGÍA PROPUESTA.....	110
	4.8.1 Secciones estudiadas.....	110

4.8.2	Consideraciones para el modelamiento	112
4.8.3	Afección por voladura y decompresión del terreno.....	113
4.8.4	Análisis de estabilidad.....	114
4.8.5	Resultados obtenidos.....	117
4.8.6	Análisis de sensibilidad del factor de seguridad	118
CONCLUSIONES.....		121
RECOMENDACIONES.....		125
BIBLIOGRAFÍA.....		126
ANEXOS.....		131

RESUMEN

En la presente tesis se analiza la rotura global en taludes altos constituidos por macizos rocosos, considerándolo como un medio isótropo, elastoplástico, con dilatación nula, y aplicando la versión más reciente del criterio de rotura de HOEK y BROWN (HOEK et al, 2002).

Esta metodología de cálculo se enfrenta a un problema en la definición del factor de seguridad frente a rotura. Por ser el criterio de rotura no lineal, la técnica habitual de la reducción de la resistencia al corte del terreno no es inmediata. Una de las alternativas de cálculo utilizadas es linealizar previamente la envolvente de rotura y obtener un criterio equivalente de MOHR-COULOMB.

Cuando se aplica el criterio de rotura de HOEK y BROWN, las incertidumbres provienen principalmente de errores producidos durante la caracterización geomecánica, o sea del índice GSI (Geological Strength Index).

A partir de lo anterior, PUELL (2003) ha definido un nuevo factor de seguridad para macizos rocosos, de aplicación junto con el criterio de HOEK y BROWN y que se define como $F.S._{GSI} = GSI/GSI_0$ siendo GSI el valor de índice de resistencia geológica para el macizo rocoso y GSI_0 el valor de índice de resistencia geológica para el macizo rocoso en situación de equilibrio límite.

Para validar esta técnica, en la presente tesis, se ha comparado el nuevo factor de seguridad calculado ($F.S._{GSI}$) en varios taludes hipotéticos con distintas alturas e inclinaciones en distintos tipos de terreno, con el factor de seguridad resultado de linealizar el criterio de HOEK y BROWN y convertirlo en un criterio de MOHR-COULOMB.

Los datos obtenidos han permitido realizar una propuesta de valores exigibles al factor de seguridad $F.S._{GSI}$ en función del índice GSI del terreno.

Finalmente se ha aplicado la metodología propuesta en esta tesis a un caso real bajo distintas hipótesis, las cuales han servido como análisis paramétrico ante efectos externos que afectan a la estabilidad como el agua, los sismos o la relación entre el esfuerzo horizontal y vertical inicial en el plano de análisis, y otros internos como el factor de alteración D adoptado en la versión más reciente del criterio de HOEK y BROWN.

LISTA DE CUADROS

Cuadro 1.1	: Clasificación según el índice RQD (Deere et al, 1967)	24
Cuadro 1.2	: Clasificación geomecánica RMR (Bieniawski, 1989)...	25
Cuadro 1.3	: Factor de ajuste para las discontinuidades (Romana, 1985)	28
Cuadro 1.4	: Factor de ajuste según el método de excavación (Romana, 1985)	28
Cuadro 1.5	: Clases de estabilidad según el SMR (Romana, 1985)	29
Cuadro 2.1.	: Relación del RQD con el índice de velocidad relativa.	43
Cuadro 2.2.	: Relación del RQD con (E/E_0)	43
Cuadro 2.3.	: Estimación del factor de alteración D (Hoek et al, 2002).....	59
Cuadro 3.1.	: Clasificación de las rocas a partir de su resistencia a la compresión simple (ISRM, 1981).....	85
Cuadro 3.2.	: Valor orientativo del parámetro m_i	86
Cuadro 3.3.	: Resultados obtenidos para $GSI_0=1.00$	88
Cuadro 3.4.	: Factores de seguridad obtenidos de la linealización ..	93
Cuadro 3.5.	: Penalización en el GSI para $F.S_{GSI}$	94
Cuadro 3.6.	: Valor de $F.S_{GSI}$ con un margen de 10 puntos.....	95
Cuadro 3.7.	: Penalización de valores de aplicación al $F.S_{GSI}$	96
Cuadro 4.1.	: Estaciones meteorológicas cercanas a la zona en estudio	99
Cuadro 4.2.	: Aceleraciones máximas esperadas	104
Cuadro 4.3.	: Propiedades geotécnicas de las muestras evaluadas	106
Cuadro 4.4.	: Estaciones geomecánicas e índice RMR.....	107
Cuadro 4.5.	: Zonificación geomecánica.....	109
Cuadro 4.6.	: Parámetros de cálculo.....	111
Cuadro 4.7.	: Resultados para el análisis estático – sección 1.....	114
Cuadro 4.8.	: Resultados para el análisis pseudoestático – sección 1	114
Cuadro 4.9.	: Resultados para el análisis estático – sección 2.....	115
Cuadro 4.10.	: Resultados para el análisis pseudoestático – sección 2	115

Cuadro 4.11.	: Resultados para el análisis estático – sección 3.....	115
Cuadro 4.12.	: Resultados para el análisis pseudoestático – sección 3	115
Cuadro 4.13.	: Resultados para el análisis estático – sección 4.....	116
Cuadro 4.14.	: Resultados para el análisis pseudoestático – sección 4	116
Cuadro 4.15.	: Resultados para el análisis estático – sección 5.....	116
Cuadro 4.16.	: Resultados para el análisis pseudoestático – sección 5	116
Cuadro 4.17.	: Resultados para el análisis estático – sección 6.....	117
Cuadro 4.18.	: Resultados para el análisis pseudoestático – sección 6	117
Cuadro 4.19.	: Factores de seguridad obtenidos para condiciones estáticas	118
Cuadro 4.20.	: Factores de seguridad obtenidos para condiciones pseudoestáticas	118
Cuadro 4.21.	: Resultados obtenidos considerando la presencia del nivel freático(análisis estático)	119
Cuadro 4.22.	: Resultados obtenidos considerando la presencia del nivel freático(análisis pseudoestático)	119
Cuadro 4.23.	: Resultados obtenidos para la sección 1 considerando D=0.7.....	120
Cuadro 4.24.	: Resultados obtenidos para la sección 1 considerando K ₀ =3.00.....	120
Cuadro 4.25.	: Resultados obtenidos para la sección 1 considerando K ₀ =0.33.....	120

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1	: Configuración de los taludes altos en una mina a cielo abierto. (Zea, 2004).....	2
Figura 1.2	: Probable superficie de rotura en taludes altos, incluyendo varios factores estructural (Zea, 2004).....	3
Figura 1.3	: Factores que influyen en el comportamiento del macizo rocoso. (Zea, 2004).....	5
Figura 1.4	: Ejemplo de estructura del macizo rocoso. (Zea, 2004).....	7
Figura 1.5	: Redistribución de esfuerzos debido a la excavación del talud. (Zea, 2004).....	10
Figura 1.6	: Tipos de roturas en taludes de minería a cielo abierto. (Patton y Deere, 1971).....	12
Figura 1.7	: Modos de rotura más frecuente en taludes altos de minería. (Sjöberg, 1999).....	13
Figura 1.8	: Rotura global. (IGME, 1985).....	13
Figura 1.9	: Ejemplo de rotura en taludes altos de minería a cielo abierto. (Hoek et al, 2000).....	15
Figura 1.10	: Rotura plana en talud minero. (Zea, 2004).....	16
Figura 1.11	: Rotura en cuña en talud minero. (Zea, 2004).....	16
Figura 1.12	: Rotura por vuelco de estratos. (Sagaceta, 2006)	17
Figura 2.1	: Modelos de comportamiento esfuerzo-deformación (Gonzales de Vallejo et al, 2002)	31
Figura 2.2	: Curva esfuerzo-deformación obtenida del ensayo de compresión uniaxial (Gonzales de Vallejo et al, 2002).....	32
Figura 2.3	: (a) Modelo de comportamiento elástico, con deformaciones recuperables una vez retirada la carga, y (b) Plástico, con deformaciones permanentes al superarse el límite de elasticidad (Gonzales de Vallejo et al, 2002)	33
Figura. 2.4	: Compresión volumétrica producida por un incremento constante del esfuerzo desviador (Goodman, 1989).....	34

Figura 2.5	: Influencia de la orientación de las discontinuidades con respecto a las obras de ingeniería (Gonzales de Vallejo et al, 2002).....	36
Figura 2.6	: Perfiles para estimar el coeficiente de rugosidad (Barton y Choubey, 1977).....	37
Figura 2.7	: Transición entre la matriz rocosa y el macizo rocoso intensamente fracturado. (Hoek y Brown, 1980).....	39
Figura 2.8	: Idealización del comportamiento elastoplástico perfecto....	46
Figura 2.9	: Curvas de esfuerzo-deformación idealizadas en plasticidad. (a) Rigidoplástico perfecto, (b) Elastoplástico perfecto, (c) Elastoplástico endurecible y (d) Elastoplástico reblandecible.....	47
Figura 2.10	: Representación de la envolvente de rotura de Mohr-Coulomb en el campo de esfuerzos normal y tangencial (Gonzales de Vallejo et al, 2002).....	63
Figura 2.11	: Relaciones entre esfuerzos principales mayores y menores para el criterio de Hoek y Brown y el equivalente de Mohr-Coulomb	64
Figura 2.12	: Método de la tangente.....	66
Figura 2.13	: Método de la secante.....	67
Figura 2.14	: Método de la regresión lineal.....	68
Figura 2.15	: Método de la bilinealización.....	68
Figura 3.1	: Dimensiones mínimas de un modelo de talud (Lorig y Varona, 2001).....	74
Figura 3.2	: Malla de elementos finitos, fases de excavación y condiciones de contorno	75
Figura 3.3	: Máxima deformación por esfuerzos de corte antes y después de inestabilizar el modelo.....	89
Figura 3.4	: Comparación entre los factores de seguridad calculados.....	91
Figura 3.5	: F.S. _{M-C} al linealizar el terreno con F.S. _{GSI} =1.30 (todos los casos).....	93
Figura 4.1	: Ubicación de la zona en estudio.....	98
Figura 4.2	: Columna estratigráfica del área en estudio.....	102
Figura 4.3	: Secciones de análisis de estabilidad.....	111

LISTA DE SÍMBOLOS Y SIGLAS

- a** : Constante que depende de las propiedades del macizo rocoso
- c** : Cohesión del macizo rocoso (parámetros totales)
- c'** : Cohesión del macizo rocoso (parámetros efectivos)
- c_m** : Cohesión del macizo rocoso en la falla
- D** : Factor de alteración del macizo rocoso
- D_{ep}** : Matriz de 6x6 donde los coeficientes dependen de los esfuerzos o de las deformaciones
- D_e** : Matriz de elasticidad
- E** : Módulo de Young o módulo de elasticidad
- E_d** : Módulo de deformación dinámico del macizo rocoso
- dε** : Vector de incremento total de deformaciones
- dε^E** : Vector de incremento de deformaciones elásticas
- dε^P** : Vector de incremento de deformaciones plásticas
- dk** : Vector de incremento de deformaciones
- dσ** : Vector de incremento de esfuerzos
- dλ** : Escalar que proporciona la magnitud de la deformación plástica
- F** : Función
- F(σ)** : Función de que representa el criterio de fluencia o rotura
- F(σ,k)** : Función de plastificación
- F.S._{M-C}** : Factor de seguridad obtenido de la linealización
- F.S._G** : Factor de seguridad obtenido reduciendo la gravedad
- F.S._{GSI}** : Factor de seguridad obtenido reduciendo el índice GSI
- F1** : Factor que depende del paralelismo entre el rumbo de la cara del talud y de las discontinuidades.
- F2** : Factor que depende del buzamiento de la discontinuidad en la rotura plana
- F3** : Factor que refleja la relación entre los buzamientos de la discontinuidad y el talud
- F4** : Factor de ajuste según el método de excavación
- GSI** : Geological Strength Index

-
- GSI_0** : Índice GSI en la condición de equilibrio límite
- H** : Función de endurecimiento
- $H(m)$** : Altura del talud en metros
- i** : Inclinación del talud
- IGME** : Instituto Geológico y Minero de España
- ISRM** : International Society for Rock Mechanics
- JCS** : Resistencia a la compresión de las paredes de la discontinuidad
- JRC** : Coeficiente de rugosidad de la discontinuidad
- k** : Función escalar de las deformaciones plásticas principales
- K_0** : Coeficiente de relación entre el esfuerzo horizontal y vertical
- m_b** : Valor reducido de la constante del material m_i
- m_i** : Parámetro de la roca intacta obtenido de ensayos triaxiales
- Q** : Índice Q de Barton
- $Q(\sigma)$** : Función de potencial plástico
- RCS** : Resistencia a la compresión simple de la matriz rocosa
- RCS_0** : Resistencia a la compresión simple en la condición de equilibrio límite
- RMR** : Rock Mass Rating
- RMR_{76}** : Índice RMR versión 1979
- RMR_{89}** : Índice RMR versión 1989
- RQD** : Rock Quality Designation
- SMR** : Slope Mass Rating
- s** : Constante que depende de las propiedades del macizo rocoso
- V_p** : Velocidad de las ondas longitudinales
- $V_{p\text{ in situ}}$** : Velocidad de las ondas longitudinales in situ
- $V_{p\text{ lab}}$** : Velocidad de las ondas longitudinales en laboratorio
- V_s** : Velocidad de las ondas transversales
- α** : Coeficiente sísmico utilizado en el análisis pseudoestático
- α_s** : Dirección del buzamiento del talud
- α_j** : Dirección del buzamiento de las discontinuidades
- β_s** : Buzamiento del talud
- β_j** : Buzamiento de las discontinuidades
- ε_{ax}** : Deformación axial
- ε_e** : Deformación elástica
- ε_p** : Deformación plástica
- ε_t** : Deformación transversal
-

-
- σ : Vector de esfuerzos
- σ_{ax} : Esfuerzo axial
- σ_c, σ_{cl} : Resistencia a la compresión simple de la roca matriz
- σ_{cm} : Resistencia a la compresión simple del macizo rocoso
- σ_h : Esfuerzo horizontal
- σ_n : Esfuerzo normal
- σ_p : Resistencia pico
- σ_r : Resistencia residual
- σ_{ref} : Presión de confinamiento del macizo rocoso en cada caso de estudio
- σ_{tm} : Resistencia a la tracción del macizo rocoso
- σ_v : Esfuerzo vertical
- σ_y : Resistencia correspondiente al límite de elasticidad
- σ_1 : Esfuerzo principal mayor en el momento de la rotura
- σ'_1 : Esfuerzo efectivo principal mayor en el momento de la rotura
- σ_3 : Esfuerzo principal menor en el momento de la rotura
- σ'_3 : Esfuerzo efectivo principal menor en el momento de la rotura
- σ'_{3max} : Esfuerzo de confinamiento máximo esperado
- σ'_{3n} : Parámetro que depende del esfuerzo de confinamiento máximo y la resistencia a la compresión simple de la roca matriz.
- ϕ_m : Ángulo de fricción del macizo rocoso en la falla
- ϕ_r : Ángulo de fricción residual
- ϕ : Ángulo de fricción del macizo rocoso (parámetros totales)
- ϕ' : Ángulo de fricción del macizo rocoso (parámetros efectivos)
- τ : Resistencia al corte a lo largo de la superficie de deslizamiento
- τ_f : Resistencia al corte movilizada en la superficie de deslizamiento
- μ : Coeficiente de Poisson
- γ : Peso específico del macizo rocoso

INTRODUCCIÓN

Tradicionalmente, en los taludes de macizos rocosos se estudia la inestabilidad provocada por los deslizamientos producidos sobre las familias de discontinuidades, bien sea a través de la formación de bloques, cuñas, o roturas planas, o bien por vuelco de estratos. Sin embargo, en la naturaleza existen también las roturas globales, total o parcialmente circulares, entendiéndose por éstas, aquellas cuya franja o superficie de rotura tienen forma curva y se desarrolla rompiendo el macizo rocoso.

Algunos ejemplos de estos deslizamientos los encontramos en laderas naturales de fuerte pendiente que sufren erosión en el pie y en los taludes de minería a cielo abierto.

Una rotura de este tipo se suele estudiar con los mismos métodos e hipótesis que se emplean en los suelos, aplicando métodos de equilibrio límite o métodos esfuerzo - deformación, y con un criterio de rotura de MOHR - COULOMB.

El criterio de MOHR-COULOMB, aunque sencillo, no representa adecuadamente el comportamiento de los macizos rocosos. Alternativamente, en las últimas décadas se está empleando con mucha profusión el criterio de rotura no lineal de HOEK y BROWN, y ha sido recientemente incorporado a programas informáticos de aplicaciones numéricas como los elementos finitos. Para el desarrollo de esta tesis se utilizó el programa de cálculo con elementos finitos Phase 2 v.6 de Rocscience Inc.

El principal objetivo de esta tesis es desarrollar una metodología de cálculo aplicable a taludes de grandes dimensiones en la que se considere el comportamiento esfuerzo-deformación no lineal representativo de las rocas a través de la aplicación del criterio de rotura generalizado de HOEK y BROWN correspondiente a su versión más reciente del año 2002.

Existe otro objetivo inherente al propio problema, consiste en la búsqueda de una nueva definición de factor de seguridad válida para la aplicación de esta metodología; en esta tesis se utiliza como alternativa el factor de seguridad

F.S._{GSI} definido por PUELL (2003), el cual se define mediante la siguiente formulación:

$$F.S._{GSI} = \frac{GSI}{GSI_o}$$

Donde GSI es el índice GSI real estimado para el macizo rocoso y GSI_o es el índice GSI que lleva al macizo rocoso al estado de equilibrio límite.

La técnica de cálculo de este factor de seguridad consiste en realizar el modelamiento numérico del talud con los parámetros reales que intervienen en el criterio de rotura de HOEK y BROWN (Hoek et al, 2002) y reducir progresivamente el índice GSI, hasta producir la inestabilidad del talud en estudio.

Se han analizado varios taludes hipotéticos con geometría (altura e inclinación) y litología distintos buscando el momento en que se encuentran en equilibrio límite.

Para validar esta metodología se ha comparado el nuevo factor de seguridad (F.S._{GSI}) en varios taludes con distintas alturas e inclinaciones en distintos tipos de terreno, con el factor de seguridad que resulta de linealizar el criterio de HOEK y BROWN y convertirlo en un criterio MOHR-COULOMB.

Los datos obtenidos han permitido realizar una propuesta de valores exigibles al factor de seguridad F.S._{GSI} en función de la calidad del macizo rocoso.

Finalmente, a modo de ejemplo, se ha realizado el cálculo del factor de seguridad del talud del Tajo Jongos, bajo distintas hipótesis, las cuales han servido como análisis paramétrico ante efectos externos que afectan a la estabilidad como el agua o la relación entre el esfuerzo horizontal y vertical inicial en el plano de análisis, y otros internos como el factor de alteración D adoptado en la versión más reciente del criterio de HOEK y BROWN (Hoek et al, 2002).

Para alcanzar los objetivos planteados en esta tesis se han realizado las siguientes actividades:

- Revisión bibliográfica y documental del estado del conocimiento actual; en el Capítulo I se revisan los tipos de rotura que se producen en los taludes de macizos rocosos.
También se hace una revisión a los métodos de cálculo que se emplean y se indican las tendencias actuales y futuras para los métodos esfuerzo-deformación. En el Capítulo II se revisa el conocimiento sobre la resistencia y deformabilidad de los macizos rocosos, así como las ecuaciones constitutivas que rigen el comportamiento de los mismos. Una vez elegido el modelo constitutivo que se va a aplicar, se analiza la versión más reciente del criterio de rotura de HOEK y BROWN y las teorías de la linealización del criterio.
- En el Capítulo III se han realizado numerosas simulaciones aplicando el método de elementos finitos en taludes hipotéticos con distintas geometrías y tipos de terreno. Para ello se ha elaborado el modelo teórico elegido, elastoplástico con criterio de rotura de HOEK y BROWN (Hoek et al, 2002) y dilatación nula, implementándolo en el programa de cálculo de elementos finitos Phase 2 v 6.0. Con estas simulaciones se obtendrá una serie de casos distintos en los que el talud tiene un factor de seguridad $F.S._{GSI} = 1.00$, o sea se encuentra en equilibrio límite.
- Posteriormente, se realizó numerosas comparaciones numéricas entre el valor obtenido del factor de seguridad $F.S._{GSI}$ de aplicación junto con el criterio de HOEK y BROWN (Hoek et al, 2002) y el tradicional que se emplea con el criterio de MOHR-COULOMB.
- En el Capítulo IV se aplicó la metodología desarrollada a un caso concreto existente en el que se analizan como afectan algunas variaciones en las hipótesis de partida.
- Finalmente, se presentan las principales conclusiones y recomendaciones de esta tesis.

CAPÍTULO I

FUNDAMENTOS DEL ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES ALTOS EN MINERÍA A CIELO ABIERTO

1.1. LOS TALUDES ALTOS EN MINERÍA A CIELO ABIERTO

Muchas minas a cielo abierto alcanzan alturas de excavación superiores a 200 m, justificadas por la necesidad de obtener el mayor beneficio económico posible a través de la extracción del mineral, lo que hace que los taludes finales sean más elevados y escarpados. En la mina de Chuquicamata en Chile, con una profundidad de 645 m, y un ángulo final del talud igual a 37° , se calcula que la disminución de 1° representa la pérdida, en términos de explotación, de 100 millones de toneladas de material rocoso (RAPIMAN, 1993).

De acuerdo a la literatura técnica, muchas minas fueron proyectadas para que en el futuro los taludes globales alcancen alturas superiores a 1100 m (CALL, 2000).

Según PUELL (2003) se puede considerar como taludes altos a aquellos en que su altura es mayor a 50m.

La geometría del talud final en las minas no es gobernada únicamente por las características económicas y de producción, sino también por la estabilidad del macizo rocoso; la configuración geométrica de la excavación va a depender básicamente de la distribución del mineral, en conjunto con las características geomecánicas del macizo rocoso. Como ejemplo, se muestra en la Figura 1.1 la configuración de los taludes de una mina a cielo abierto en la cual se observa el talud de banco, el talud inter-rampa y el talud global, los cuales obedecen a aspectos geométricos.

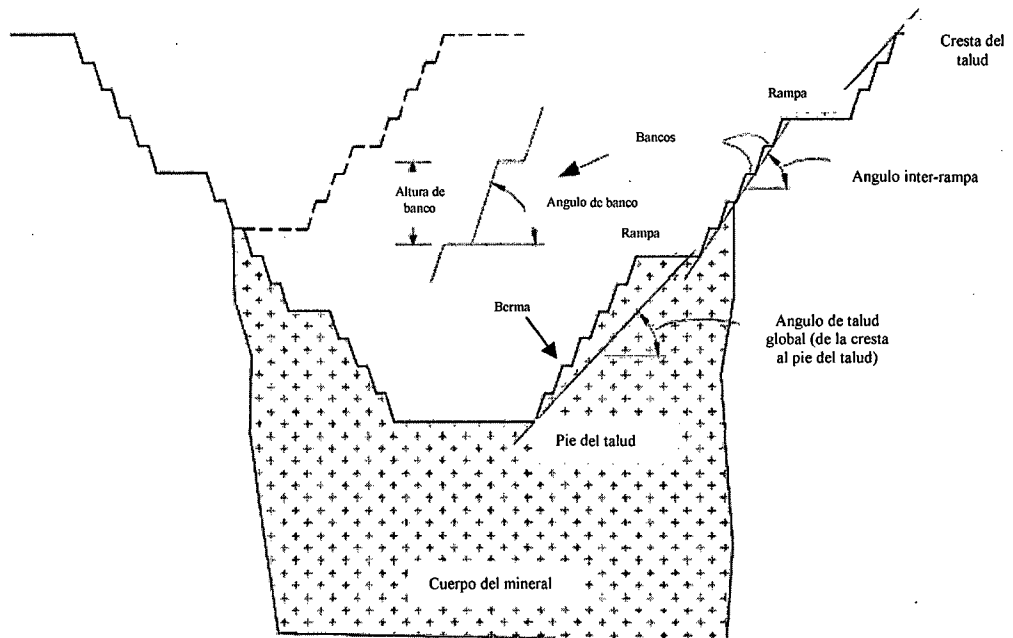


Figura 1.1.- Configuración de los taludes en una mina a cielo abierto (Zea, 2004)

Las posibles roturas esperadas en los taludes altos estarían controladas por las discontinuidades individuales, estas pueden afectar la estabilidad a nivel de banco, siendo controladas por la estructura del macizo rocoso en su conjunto, pudiendo afectar también al talud global, resultando de esta manera una rotura sin control estructural.

Sin embargo, existe la posibilidad de que existan roturas de gran escala que sean controladas por las discontinuidades persistentes que afecten una parte significativa del talud global. Por esto no solo las estructuras mayores pueden controlar completamente la estabilidad, sino que también se pueden presentar situaciones muy complejas en los macizos donde varios factores condicionarían la estabilidad del talud (CALL, 2000). Algunos de estos factores o aspectos estructurales son representados en la Figura 1.2.

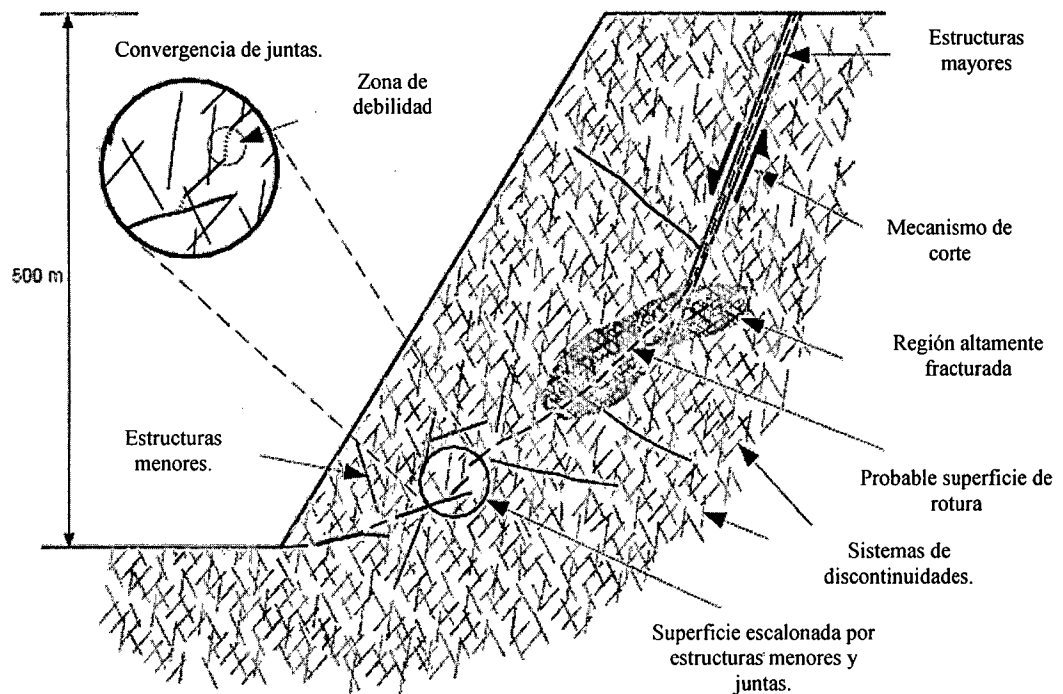


Figura 1.2.- Probable superficie de rotura en taludes altos, incluyendo varios factores estructurales (Zea, 2004)

De acuerdo a lo mostrado en la Figura 1.2, la probable superficie de rotura podría involucrar no solo mecanismos de corte a lo largo de un plano pre-existente, sino también puede estar compuesta de varias discontinuidades formándose la superficie de rotura por la propagación de estas juntas y produciendo la falla.

Otros factores también pueden influir en la estabilidad de taludes altos, disminuyendo principalmente la resistencia del macizo rocoso, tales como el agua subterránea, fuerzas de origen sísmico, concentración de esfuerzos inducidos debido a la modificación de la geometría de la excavación, etc.

Según SJÖBERG (1999), "lamentablemente, los mecanismos de ruptura en taludes altos, especialmente en rocas duras y en rocas fracturadas, son generalmente poco entendidos o conocidos. Pocos taludes de minería a cielo abierto entre 300 m y 500 m de altura han fallado". Según este autor, los aspectos más importantes a ser resueltos son (a) conocer las condiciones para la ocurrencia de las diferentes roturas, (b) conocer las condiciones para la propagación de la rotura y (c) conocer la forma y localización de la superficie de rotura.

1.2. INVESTIGACIONES IN SITU

Las investigaciones in situ para taludes tienen como objetivo reconocer geológica y geotécnicamente el terreno afectado por la excavación, con la finalidad de obtener los parámetros necesarios para analizar su estabilidad, diseñar los taludes, excavar los materiales, calcular las medidas de estabilización y proyectar obras de drenaje, entre otros.

Cada proyecto de excavación debe ser analizado teniendo en cuenta:

- Las dimensiones previstas (profundidad y longitud de los taludes).
- La posición del nivel freático y condiciones hidrogeológicas.
- La litología y estructura geológica.
- Los requisitos del proyecto (taludes a largo o corto plazo, condiciones geométricas, etc.).

Las investigaciones in situ deberán ajustarse a las anteriores condiciones, y realizarse además teniendo en cuenta los presupuestos y plazos disponibles para las mismas. A continuación se enumeran las principales investigaciones in situ:

- Como punto de partida para planificar las investigaciones in situ se efectuará un reconocimiento geológico previo. Se realizará una cartografía geológico-geotécnica a una escala que puede variar entre 1/2000 y 1/500, según el tipo de proyecto y su alcance, y la toma de datos estructurales mediante estaciones geomecánicas en afloramientos, si se trata de macizos rocosos.
- Calicatas en suelos o rocas muy meteorizadas con el fin de observar los materiales y tomar muestras inalteradas.
- Refracción sísmica a lo largo del perfil del talud. Al ser esta una técnica que proporciona datos necesarios para estimar el espesor de materiales alterados, etc., debe realizarse en toda la longitud del talud, o al menos en tramos representativos.
- Sondeos a lo largo del talud, de forma que se investigue tanto en la zona de coronación como la parte inferior del talud. El número dependerá de la complejidad geológica y de la longitud del talud. En los sondeos se tomarán muestras para realizar los ensayos de laboratorio y se instalará la tubería piezométrica para medida de los niveles de agua.

- En excavaciones donde se precisen bombeos o drenajes, se realizarán ensayos de permeabilidad.

Las propiedades de resistencia de los materiales, suelos o macizos rocosos, se obtienen mediante los ensayos in situ, ensayos de laboratorios adecuados y la aplicación de criterios y correlaciones empíricas. Los ensayos de laboratorio característicos para el diseño o estudio de los taludes son los de identificación, clasificación, corte directo, caracterización de las discontinuidades, compresión simple, compresión triaxial, entre otros.

1.3. FACTORES INFLUYENTES EN LA ESTABILIDAD DE TALUDES ALTOS

El comportamiento mecánico de un talud alto puede ser influenciado por diferentes factores, los cuales se presentan en la Figura 1.3.

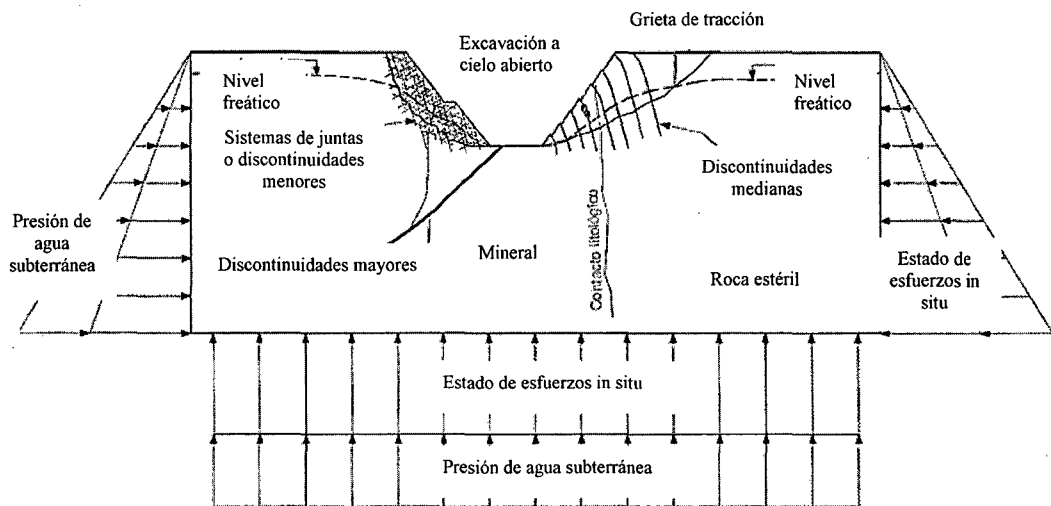


Figura 1.3.- Factores que influyen en el comportamiento del macizo rocoso (Zea, 2004)

La estabilidad de un talud alto está determinada por factores geométricos (altura e inclinación), factores geológicos (condicionado por la presencia de planos de discontinuidades, zonas de debilidad y anisotropía en el talud), factores hidrogeológicos (presencia de agua) y factores geotécnicos o relacionados con el

comportamiento mecánico del terreno (resistencia y deformabilidad del macizo rocoso).

La combinación de los factores citados puede determinar la condición de rotura a lo largo de una o varias superficies, y que sea cinemáticamente posible el movimiento de un cierto volumen de masa de suelo o roca. La posibilidad de rotura y los mecanismos de inestabilidad están controlados por factores geológicos y geomecánicos.

Los factores geológicos, hidrogeológicos y geotécnicos se consideran factores condicionantes, y son intrínsecos a los materiales naturales. En el caso de macizos rocosos competentes el principal factor condicionante es la estructura geológica, la disposición y frecuencia de las superficies de discontinuidad y el grado de fracturamiento.

Junto a estos factores condicionantes de la estabilidad de los taludes, también denominados “pasivos”, los factores desencadenantes o “activos” provocan la rotura una vez que se cumplen una serie de condiciones.

Estos últimos son factores externos que actúan sobre los suelos o macizos rocosos, modificando sus características, propiedades y las condiciones de equilibrio del talud. El conocimiento de todos ellos permitirá un correcto análisis del talud, la evaluación de la estabilidad del mismo y, si es necesario, el diseño de las medidas que deberán ser adoptadas para evitar o estabilizar los movimientos.

1.3.1. Estratigrafía y litología

Aspectos como la alternancia de materiales de diferentes litologías, competencia y grado de alteración, presencia de capas de material blando o de estratos duros, controlan los tipos y la disposición de las superficies de rotura. En los suelos, que generalmente se pueden considerar homogéneos en comparación con los materiales rocosos, las diferencias en el grado de compactación, cementación o granulometría predisponen zonas de debilidad y de circulación de agua, que puede generar inestabilidad. En los macizos rocosos, la existencia de capas o estratos de diferente competencia implica también un diferente grado de fracturamiento en los materiales, lo que complica la caracterización y el análisis del comportamiento del talud.

1.3.2. Estructura geológica y discontinuidades

La estructura del macizo rocoso queda definida por la distribución espacial de los sistemas de discontinuidades, que individualizan bloques más o menos competentes de matriz rocosa que se mantienen unidos entre sí por las características y propiedades resistentes de las discontinuidades. La presencia de estos planos de discontinuidades (superficies de estratificación, diaclasas, fallas, etc.) buzando hacia el frente del talud supone la existencia de planos de rotura y deslizamientos potenciales, su orientación y disposición condiciona los tipos, modelos y mecanismos de inestabilidad.

En la Figura 1.4 se presenta una sección típica de un macizo rocoso que es atravesado por diferentes discontinuidades, tales como fallas y sistemas de discontinuidades. Además de eso, pueden presentarse varios tipos de litologías con diferente grado de fracturamiento.

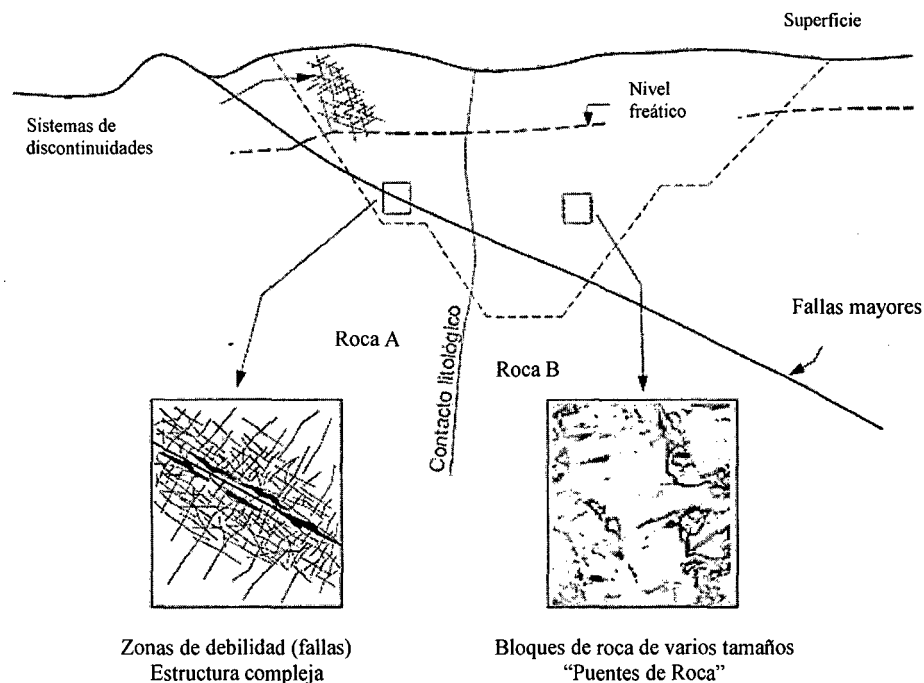


Figura 1.4.- Ejemplo de estructura del macizo rocoso (Zea, 2004)

Según SJÖBERG (1999), en taludes altos, las discontinuidades de mayor interés son:

- Discontinuidades aproximadamente de la misma dimensión de los taludes, como fallas y zonas de corte.

- Discontinuidades pequeñas, que son parte de la fábrica del macizo rocoso. ZEA (2004) divide las discontinuidades de acuerdo a su continuidad y su influencia en la estabilidad de los taludes altos en: (1) discontinuidades mayores, que comprenden las fallas regionales mayores que 1 kilómetro; (2) discontinuidades medianas, con persistencia de 20 hasta 1000 m, que pueden comprometer la estabilidad de varios bancos, o incluso el talud global de acuerdo a su disposición geométrica en relación al talud, y (3) discontinuidades menores, con persistencia menor que 20 m; en este grupo estarían tanto las fallas menores de 20 m como los sistemas de discontinuidades. Estos tipos de discontinuidades gobiernan la estabilidad a nivel de banco y también forman parte de la estructura del macizo rocoso.

1.3.3. Condiciones hidrogeológicas

La presencia de agua en el talud reduce su estabilidad al disminuir la resistencia del terreno y aumentar las fuerzas tendentes a la inestabilidad. Sus efectos son:

- Reducción de la resistencia al corte de los planos de rotura al disminuir el esfuerzo normal efectivo.
- La presión ejercida sobre grietas de tracción aumenta las fuerzas que tienden al deslizamiento.
- Aumento del peso del material por saturación.
- Erosión interna por flujo sub-superficial o subterráneo.
- Meteorización y cambios de la composición mineralógica de los materiales.
- Apertura de discontinuidades por agua congelada.

La forma de la superficie freática en un talud depende de diferentes factores, entre los que se encuentran la permeabilidad de los materiales, la geometría o forma del talud y las condiciones de contorno. En macizos rocosos, la estructura geológica tiene gran influencia en la disposición del nivel freático y, por lo tanto, en la distribución de las presiones intersticiales sobre cualquier superficie potencial de deslizamiento en un talud, así como la alternancia de materiales permeables e impermeables.

1.3.4. Propiedades geomecánicas de los macizos rocosos

En los macizos rocosos, son las propiedades resistentes de las discontinuidades y de la matriz rocosa las que controlan el comportamiento mecánico. En función de las características y estructura del macizo, de su red de fracturamiento, de la naturaleza de los materiales y de las discontinuidades, la resistencia será controlada por las propiedades de las discontinuidades, por las propiedades de la matriz rocosa o por ambas.

El comportamiento de un macizo rocoso competente depende de las características de las discontinuidades, de su litología y de su historia geológica evolutiva. La resistencia al corte de estos planos de debilidad depende de su naturaleza, origen, continuidad, espaciado, rugosidad, tipo y espesor de relleno, presencia de agua, etc., y es el aspecto más importante para determinar la estabilidad del macizo rocoso.

1.3.5. Esfuerzos in situ

En excavaciones profundas, los esfuerzos elevados que se generan en zonas singulares como el pie del talud puede dar lugar a condiciones de desequilibrio, llegando incluso a producirse deformaciones plásticas. También en la cabecera del talud se generan estados de esfuerzos anisótropos con componentes traccionales que provocan la apertura de grietas verticales.

El estado de esfuerzos y deformaciones de un macizo rocoso debe ser considerado en los análisis de estabilidad si puede afectar a su comportamiento y propiedades resistentes, sobre todo en excavaciones profundas (a partir de 50m). Un aspecto importante es la selección del coeficiente de relación entre el esfuerzo vertical y el horizontal K_0 .

Según estudios de HOEK y BROWN (1980), el valor del coeficiente K_0 disminuye con la profundidad y los esfuerzos horizontales son notablemente mayores que los verticales para profundidades menores que 1000 m.

La gran mayoría de minas a cielo abierto que fueron revisadas por estos autores se encuentran ubicadas en regiones orogénicas, tales como los Andes de América del Sur, lo que permite asumir un valor de K_0 mayor que uno.

Según SJÖBERG (1999) la redistribución de esfuerzos debido a la remoción de material resulta en una pérdida de confinamiento del macizo rocoso, en esta

región el esfuerzo vertical disminuye provocando la apertura de grietas pre-existentes. Esto ocurre debido al decrecimiento del esfuerzo normal (disminución de la resistencia al corte), caracterizando una región con muchos problemas de deslizamiento.

En excavaciones a cielo abierto, el estado de esfuerzos iniciales es alterado cuando se realiza la excavación. El vacío creado por la modificación de la geometría hace que los esfuerzos se redistribuyan tal como se muestra en la Figura 1.5.

En la región del pie del talud existe concentración de esfuerzos que pueden generar inestabilidad por esfuerzos inducidos.

SJÖBERG (1999) afirma que con el aumento de la altura de los taludes, los esfuerzos también se incrementan habiendo un mayor riesgo de ocurrencia de la rotura.

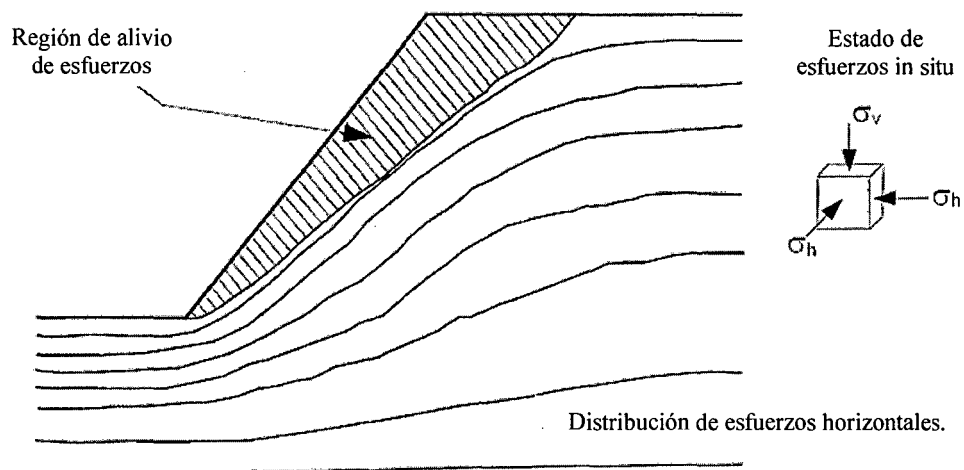


Figura 1.5.- Redistribución de esfuerzos debido a la excavación del talud (Zea, 2004)

1.3.6. Otros factores

Las sobrecargas estáticas y las cargas dinámicas que se ejercen sobre los taludes modifican la distribución de esfuerzos y pueden generar condiciones de inestabilidad. Entre las primeras están el peso de estructuras o edificios, u otro tipo de cargas como rellenos, paso de vehículos pesados, etc. que, cuando se

ejercen sobre la cabecera de los taludes aportan una carga adicional que puede contribuir al aumento de las fuerzas desestabilizadoras.

Las cargas dinámicas se deben, principalmente, a los movimientos sísmicos, naturales o inducidos, y a las vibraciones producidas por voladuras cercanas al talud. El principal efecto en los macizos rocosos fracturados es la apertura de las discontinuidades pre-existentes, con la consiguiente reducción de su resistencia al corte, la individualización y posterior caída de bloques rocosos. En casos de fuertes movimientos sísmicos, las fuerzas aplicadas de forma instantánea pueden producir la rotura general del talud si existen condiciones previas favorables a la inestabilidad. En los análisis de estabilidad de taludes en zonas sísmicas o sometidas a otro tipo de fuerzas dinámicas deben incluirse estas fuerzas. De una manera aproximada, en los cálculos se puede considerar la acción dinámica como una fuerza pseudoestática, dada la función de la aceleración máxima horizontal debida al sismo.

En determinados tipos de suelos o macizo rocosos, los procesos de meteorización juegan un papel importante en la reducción de sus propiedades resistentes, dando lugar a una alteración y degradación intensas al ser expuestos los materiales a las condiciones ambientales como consecuencia de una excavación. Esta pérdida de resistencia puede dar lugar a la caída de material superficial, y si afecta a zonas críticas del talud, como su pie, puede generar roturas generales, sobre todo en presencia de agua.

1.4. TIPOS DE ROTURA EN MACIZOS ROCOSOS ALTOS

Según PATTON y DEERE (1971), de acuerdo a la geometría de la falla, la altura de los taludes en minas a cielo abierto, y adicionalmente incluyendo el grado de fracturamiento del macizo rocoso, las roturas pueden clasificarse en tres tipos, las cuales se presentan en la Figura 1.6.

- Roturas locales (Tipo I), son aquellas roturas que ocurren a nivel de banco, controladas por discontinuidades y fallas de esa misma magnitud.
- Roturas de mayor escala (Tipo II), son aquellas controladas por discontinuidades persistentes, tales como sistemas de discontinuidades combinadas con fallas. Este tipo de rotura involucra un gran volumen de masa rocosa. Estas pueden ocurrir de acuerdo a la configuración geométrica

de las discontinuidades pre-existentes en relación a los taludes, generando de esta forma roturas de tipo planar o cuña.

- Roturas en rocas fracturadas (Tipo III), son aquellas asociadas al alto grado de fracturamiento, típico de rocas blandas y alteradas que influyen en la estabilidad debido a su baja resistencia. Este tipo de rotura puede involucrar varios bancos e incluso el talud global.

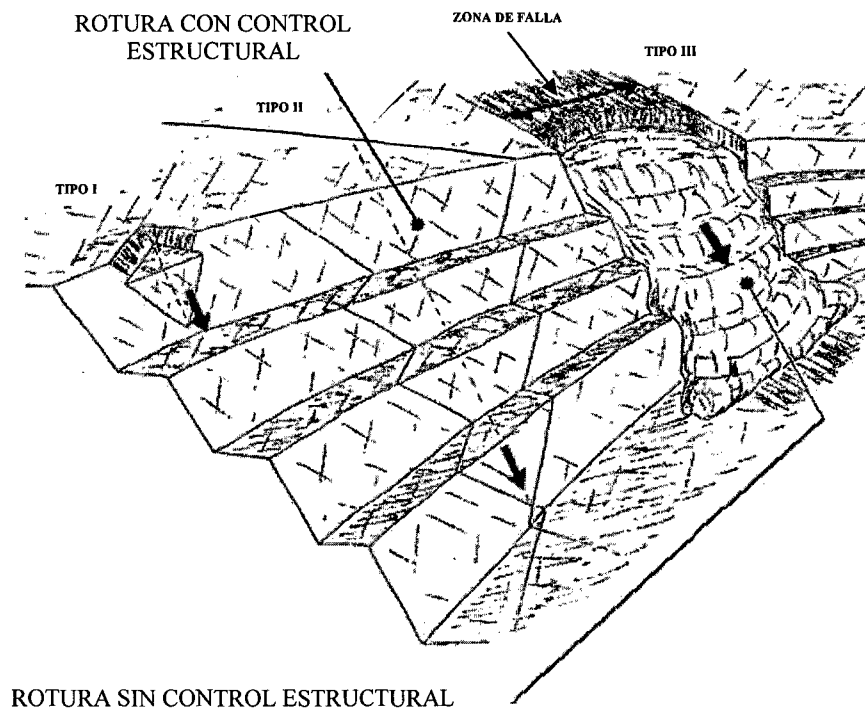


Figura 1.6.- Tipos de roturas en taludes de minería a cielo abierto (Patton y Deere, 1971)

SJÖBERG (1999), a partir de una compilación de varios trabajos referentes a roturas en taludes altos (300 m a 500 m) en minas a cielo abierto, mostró que los modos de rotura más frecuentes son las roturas circulares (sin control estructural) y las roturas por vuelco de estratos de grandes dimensiones, como se muestra en la Figura 1.7. Muchas de las roturas registradas por este autor tuvieron un desarrollo lento y progresivo.

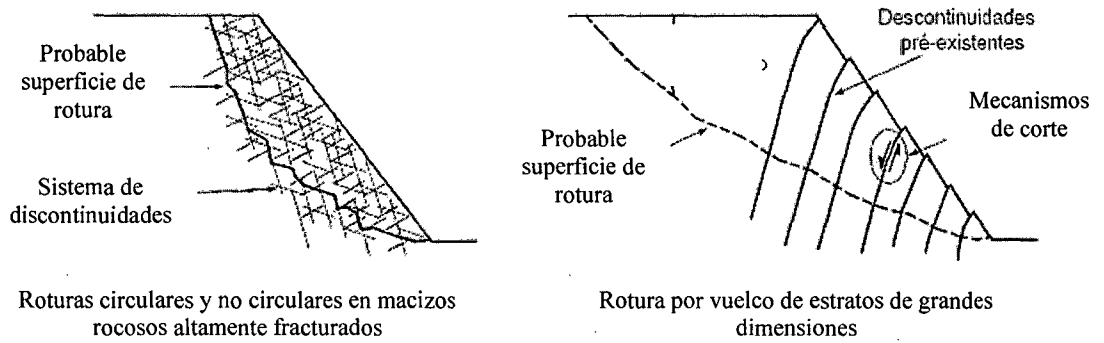


Figura 1.7.- Modos de rotura más frecuentes en taludes altos de minería (Sjöberg, 1999)

1.4.1. Roturas sin control estructural

Tienen lugar a lo largo de una superficie de deslizamiento aproximadamente circular o cóncava, como se representa simplificada en la Figura 1.8, (IGME, 1985), se trata de la clásica rotura por corte, como las que se desarrollan típicamente en los suelos. Las superficies de rotura pueden desarrollarse parcialmente a lo largo de las discontinuidades, pero normalmente las cruzan. Esta forma de rotura solo puede ocurrir en macizos rocosos muy diaclasados, con un tamaño característico de bloque pequeño respecto al talud, o en rocas muy blandas o muy meteorizadas (ROMANA, 1997).



Figura 1.8. – Rotura global (IGME, 1985)

Solo algunos tipos de macizos rocosos son lo suficientemente débiles como para desarrollar un deslizamiento de este tipo, a menos que estén sometidos a grandes esfuerzos in situ. Los tipos de roca que generan este tipo de rotura son ricos en arcilla, ablandados por relajamiento y por la acción del agua.

Estas roturas globales también pueden ocurrir en rocas altamente fracturadas, que contienen tantas discontinuidades que su comportamiento puede considerarse homogéneo, como las que se encuentran en zonas adyacentes a fallas tectónicas, y también en terrenos blandos como los del Terciario (SJÖBERG, 1999).

En la mayoría de las rocas, las fracturas se originan por tracción, más que por cortante, favorecida por los efectos de decompresión, de manera que es raro encontrar la clásica superficie de rotura circular en los taludes de dimensiones normales.

Un caso distinto es el caso de grandes taludes en macizos rocosos, por ejemplo los taludes de minas a cielo abierto, donde los estados de esfuerzos que se desarrollan pueden ser capaces de romper la matriz rocosa por esfuerzos cortantes, y donde las familias de discontinuidades llegan a crear un cuerpo isótropo de partículas.

Como ejemplo de una rotura de grandes dimensiones en minería a cielo abierto, se presenta en la Figura 1.9 una rotura con aproximadamente 350 m de altura en un talud global de aproximadamente 600 m. El macizo rocoso en el cual se presentó esta rotura está alterado y fracturado. Esta rotura ocurrió sin control estructural, siendo de tipo circular.

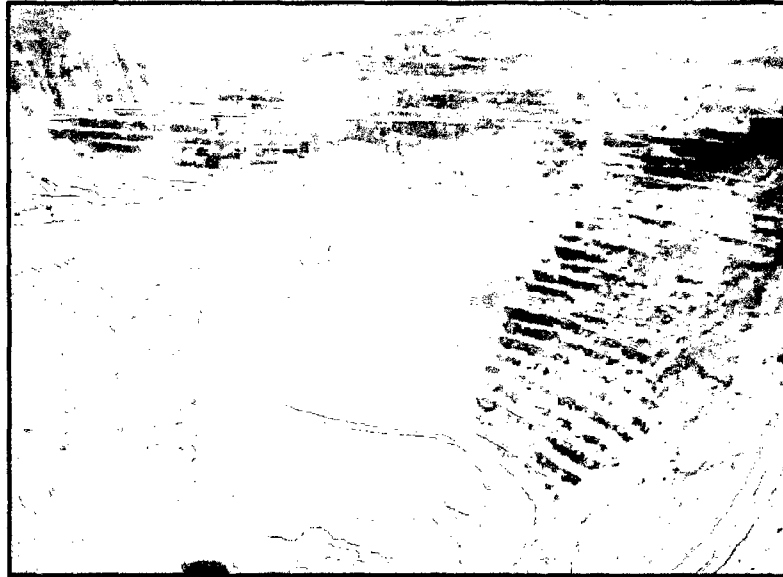


Figura 1.9.- Ejemplo de rotura en taludes altos de minería a cielo abierto (Call, 2000)

1.4.2. Roturas con control estructural

Estas roturas pueden ser estudiadas a través de un análisis de proyección estereográfica (condiciones cinemáticas), definida por la orientación de las discontinuidades en relación a la geometría del talud. Las roturas planas, roturas en cuña y vuelco de estratos se encuentran en este grupo.

- **Rotura plana**

Se produce a favor de una superficie pre-existente, que puede ser una estratificación, una junta tectónica, una falla, etc. La condición básica es la presencia de discontinuidades buzando a favor del talud, con la misma dirección que el talud y un buzamiento mayor que el ángulo de fricción interno de las discontinuidades. En taludes excavados paralelos a la estratificación, pueden tener lugar roturas planas por deslizamiento de los estratos.

Un ejemplo de este tipo de rotura y su correspondiente análisis por proyección estereográfica se presenta en la Figura 1.10.

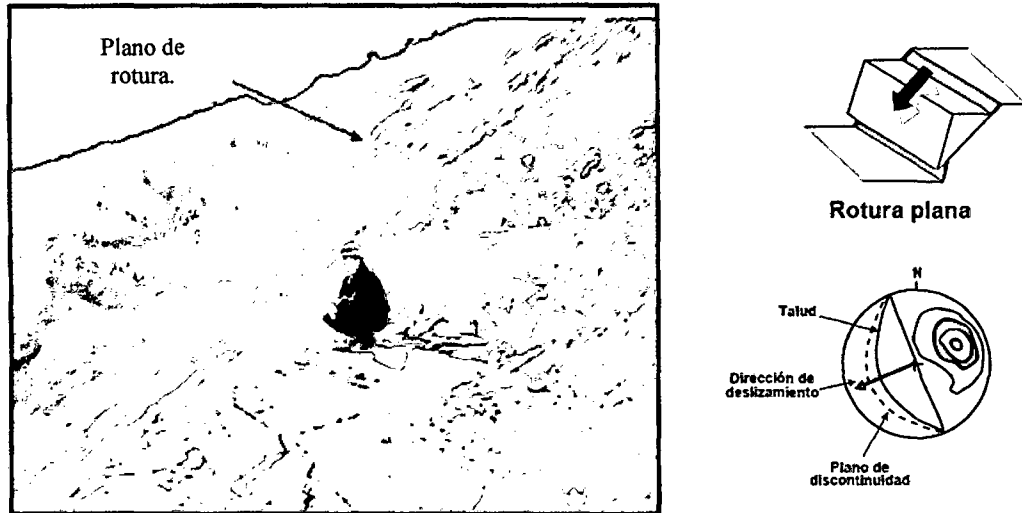


Figura 1.10. - Rotura plana en talud minero (Zea, 2004).

- **Rotura en cuña**

Corresponde al deslizamiento de un bloque en forma de cuña, formado por dos planos de discontinuidad, a favor de la línea de su intersección. Para que se produzca este tipo de rotura, los dos planos deben aflorar en la superficie del talud, y se deben cumplir iguales condiciones que para la rotura plana. Un ejemplo de este tipo de rotura y su correspondiente análisis por proyección estereográfica se presenta en la Figura 1.11.

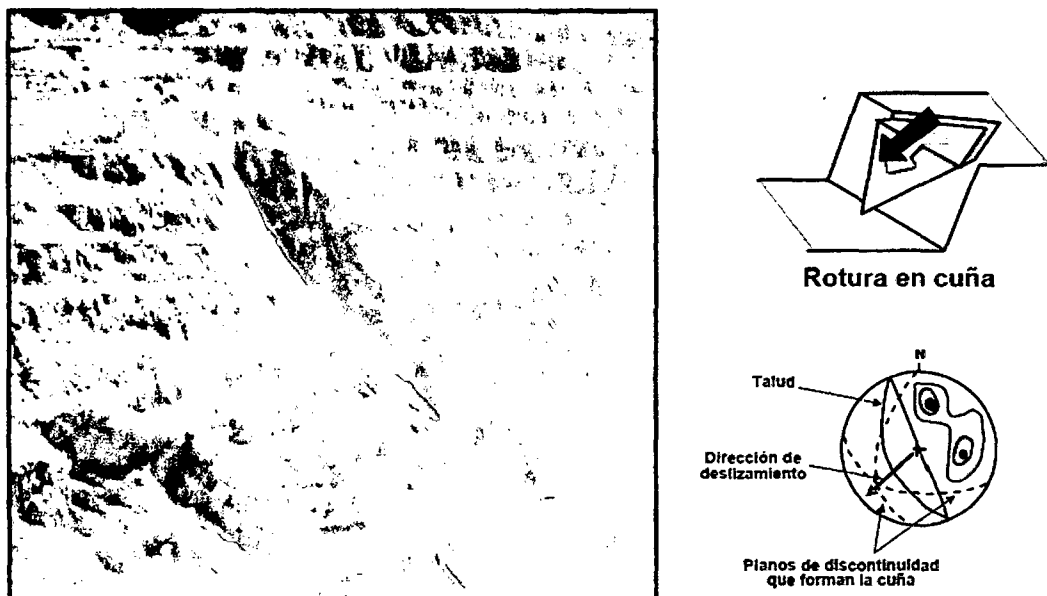


Figura 1.11. - Rotura en cuña en talud minero (Zea, 2004).

La rotura plana o en cuña en taludes altos que involucran grandes volúmenes de macizo rocoso, solo puede ocurrir con la presencia de discontinuidades persistentes, tales como las fallas medianas y mayores, además de obedecer las condiciones cinemáticas. En las Figuras 1.10 y 1.11 se representan dos ejemplos de roturas gobernadas por estas discontinuidades persistentes, donde la rotura incluye varios bancos. Por otro lado, esto no es una condición, pues hay casos donde la superficie de rotura plana o en cuña es formada por la unión de varias discontinuidades menores. De acuerdo a la literatura, las roturas planas y en cuña son más comunes a nivel de bancos, donde están gobernadas por discontinuidades menores, sean fallas o sistemas de discontinuidades.

- **Vuelco de estratos (toppling)**

Se produce en taludes de macizos rocosos donde los estratos presentan buzamiento contrario a la inclinación del talud y dirección paralela o sub-paralela al mismo. En general los estratos aparecen fracturados en bloques a favor de sistemas de discontinuidades ortogonales entre sí. Este tipo de rotura implica un movimiento de rotación de los bloques, y la estabilidad de los mismos no está únicamente condicionada por su resistencia al corte.

Un ejemplo de este tipo de rotura y su correspondiente análisis por proyección estereográfica se presenta en la Figura 1.12.



Figura 1.12. - Rotura por vuelco de estratos (Sagaceta, 2006)

1.5. MÉTODOS DE ANÁLISIS DE ESTABILIDAD

Los análisis de estabilidad se realizan para valorar la seguridad y funcionabilidad del diseño de un talud excavado, por ejemplo en una carretera o una explotación minera a cielo abierto, o para analizar las condiciones de equilibrio natural en laderas. Las técnicas de análisis dependen en cada caso del tipo de terreno y del tipo de rotura prevista.

Los métodos de análisis de estabilidad de taludes de macizos rocosos se pueden separar en función del tipo de rotura; cuando la rotura que se produce es a favor de una o varias familias de discontinuidades (rotura en cuña, rotura plana, etc.) y cuando se producen a través del macizo rocoso (deslizamientos circulares o de forma compleja). Hay un tercer tipo de roturas que se suelen estudiar que son las causadas por desprendimiento de rocas.

Por tanto, lo primero que se aborda al evaluar la estabilidad en un macizo rocoso es valorar si la orientación de las discontinuidades puede llevarnos a una inestabilidad de bloques de roca. Esto se suele analizar por medio de proyecciones estereográficas valorando la formación de cuñas, planos desfavorables y valorándose también la posibilidad de vuelco. Para ello se suelen emplear programas de cómputo, los cuáles son una herramienta muy útil para realizar la interpretación de los datos, por ejemplo en la Figura 1.13 se presenta una salida gráfica del programa Dips v 5.1 (ROCSCIENCE) en la que se presenta el ploteo y el diagrama de concentración de polos mediante la proyección estereográfica.

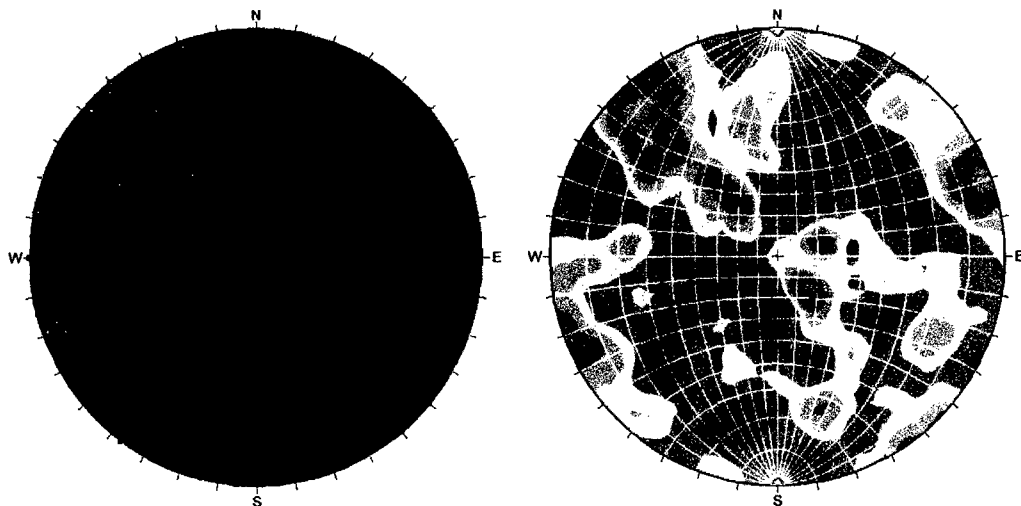


Figura 1.13.- Representación de polos utilizando la proyección estereográfica

En los taludes con peligro de desprendimiento de rocas se pueden emplear simuladores de caída de bloques de roca por el talud o ladera, analizándose las posibles trayectorias de un supuesto bloque que cae desde la parte superior, modificando su velocidad de rotación, el rebote, etc. Estos programas analizan estadísticamente el riesgo de llegada de bloques a una zona repitiendo un número determinado de simulaciones, por ejemplo en la Figura 1.14 se presenta una salida grafica del programa RocFall v 4.0 (ROCSCIENCE).

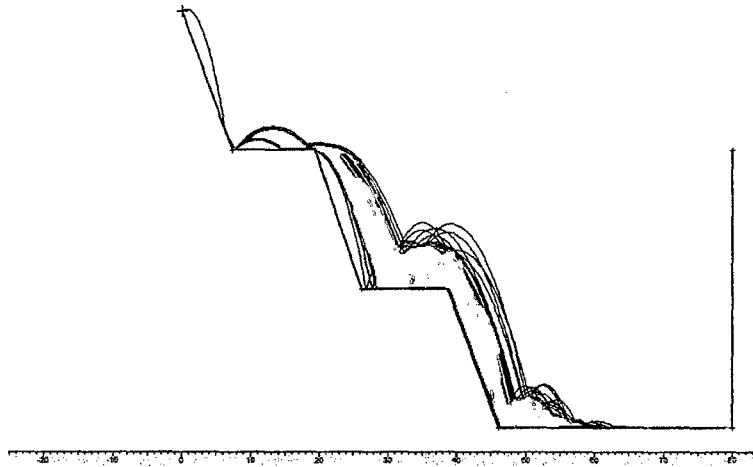


Figura 1.14.- Simulación de caída de rocas mediante el programa RocFall (Rocscience)

Para el caso de grandes taludes en macizos rocosos donde se quiere diseñar el talud estable frente a roturas globales de tipo circular, básicamente son dos los métodos de análisis: los cálculos de equilibrio límite que son los más utilizados, y los métodos esfuerzo-deformación, a los que corresponderían por ejemplo el método de los elementos finitos que se ha empleado en esta tesis.

A continuación se hace una revisión del estado actual de los métodos en el cálculo de la estabilidad global de macizos rocosos.

1.5.1. Métodos de equilibrio límite

En estos métodos se parte de la hipótesis de que el bloque o la masa que se rompe cumple las condiciones de equilibrio, y se asume que el criterio de rotura de cumple en toda la superficie de deslizamiento. No se tiene en cuenta la distribución interna de los esfuerzos en el talud ni la compatibilidad de movimientos.

Todas las técnicas de equilibrio límite tienen en común la forma de fundamentar el cálculo, comparando fuerzas y momentos resistentes con fuerzas y momentos desestabilizadores. La diferencia entre los distintos métodos se encuentra en las hipótesis de partida al realizar esta comparación.

Casi la totalidad de los métodos utilizados habitualmente se basan en el denominado "método de las dovelas", que consiste en dividir el macizo potencialmente deslizante en rebanadas verticales, calcular el equilibrio de cada una de ellas, y finalmente analizar el equilibrio global, obteniendo un factor de seguridad.

Una vez calculado el factor de seguridad para una determinada curva de rotura potencial, se repite el proceso para otra distinta y así sucesivamente hasta obtener un mínimo para los factores de seguridad, suponiéndose entonces que esta será la curva crítica.

En la Figura 1.15 se presenta una salida gráfica del programas Slide v5.0 (ROSCIENCE) el cual permite calcular el factor de seguridad de un talud por métodos de equilibrio límite.

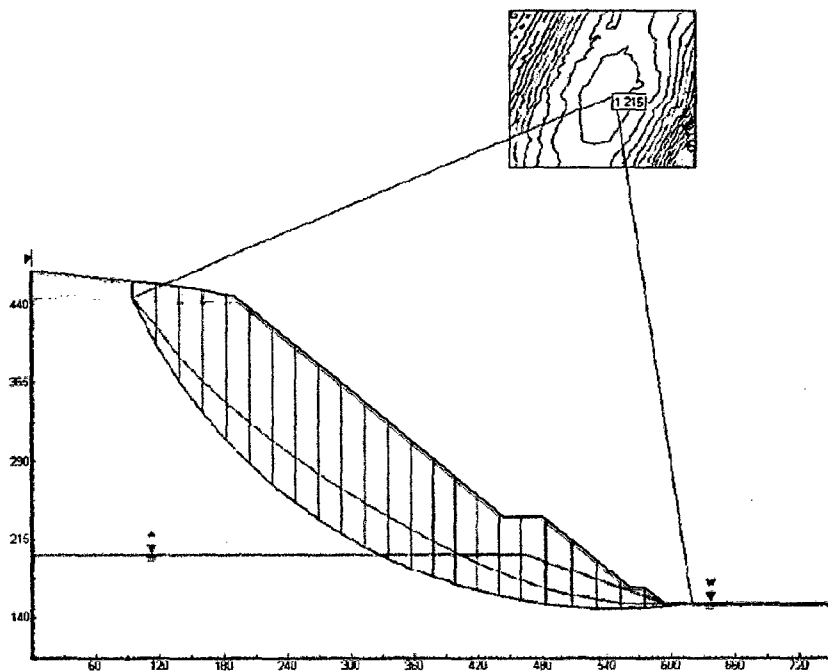


Figura 1.15. - Análisis de estabilidad de taludes por equilibrio límite

1.5.2. Métodos esfuerzo-deformación

Estos métodos constituyen una alternativa a los métodos de equilibrio límite, su principal ventaja es que consideran las relaciones esfuerzo-deformación que sufre el material durante el proceso de deformación y rotura, siendo estas relaciones las que dan pauta de su comportamiento y las que controlan su resistencia.

Ante unas determinadas cargas, el terreno se deforma en función de sus propiedades resistentes y deformacionales, siguiendo su ley de comportamiento hasta alcanzar, en su caso, la rotura, a la vez que se van generando diferentes estados de esfuerzos en las distintas zonas del talud. Los métodos esfuerzo-deformación permiten modelar esta evolución a partir del modelo geométrico representativo de la estructura, estratigrafía e hidrogeología del talud (debiéndose aplicar unas determinadas condiciones de contorno al modelo), de la aplicación de la ley de comportamiento adecuada del material y de las propiedades resistentes y deformacionales de las diferentes litologías involucradas en el modelo. La resolución de las ecuaciones de la elasticidad, plasticidad, u otro modelo de comportamiento mediante el método de los elementos finitos, u otro método matemático aporta los valores de los desplazamientos, deformaciones y esfuerzos que se van generando en todo el modelo analizado, proporcionando la naturaleza y magnitud de los desplazamientos del material compatibles con el estado de equilibrio del talud.

A diferencia de los métodos de equilibrio límite, que consideran únicamente las fuerzas que actúan sobre uno o varios puntos de la superficie de rotura, y que suponen que la rotura se produce de forma instantánea y que la resistencia se moviliza al mismo tiempo a lo largo de toda la superficie, los métodos esfuerzo-deformación analizan el proceso de deformación en cada uno de los puntos seleccionados del modelo; estos métodos también permiten evaluar la influencia de los diferentes parámetros en el estado de estabilidad del talud, así como los esfuerzos naturales del terreno, fuerzas dinámicas, presiones de agua, etc.

Los diferentes programas de cómputo disponibles proporcionan salidas gráficas con los desplazamientos, esfuerzos, deformaciones, etc., del talud, que permiten deducir las zonas con riesgo de inestabilidad, los mecanismos y modelos de rotura, pudiendo también proporcionar el valor del factor de seguridad (que no es

exactamente igual que en los métodos de equilibrio límite, al no definirse concretamente una superficie de rotura).

Su aplicación está más extendida para el análisis de taludes en suelos y macizos rocosos intensamente fracturados, blandos o poco competentes (que pueden considerarse medios continuos donde las roturas y deformaciones no están controladas por planos pre-existentes de discontinuidades) o en macizos rocosos masivos. Se aplican también al análisis de taludes rocosos de profundidad importante (taludes mineros), donde pueden producirse esfuerzos elevados, plastificaciones y deformaciones importantes.

En la Figura 1.16 se presenta una salida gráfica del programas Phase2 v6.0 (ROCSCIENCE) el cual permite realizar análisis esfuerzo-deformación de taludes.

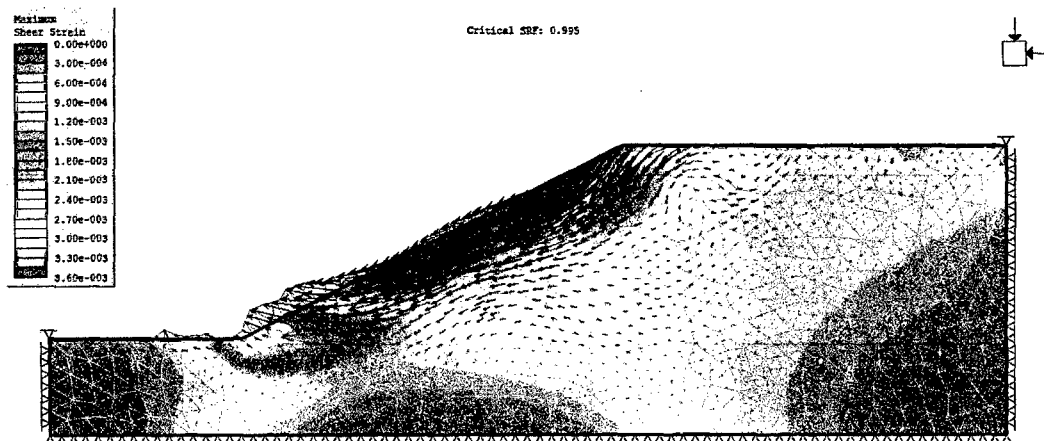


Figura 1.16. - Análisis de estabilidad de taludes por métodos numéricos

1.6. CLASIFICACIONES GEOMECÁNICAS DE TALUDES

Las clasificaciones geomecánicas constituyen un procedimiento de caracterización de los macizos rocosos a partir de datos de afloramientos y sondeos, y se aplican principalmente a los túneles, dada la dificultad del estudio de los macizos rocosos en profundidad.

Estas clasificaciones permiten estimar el comportamiento geomecánico de los macizos rocosos y por lo tanto, el tipo de sostenimiento necesario en un túnel.

Su uso se ha extendido a otras aplicaciones además de las obras subterráneas, entre ellas destacan las aplicaciones a taludes y cimentaciones, aunque las condiciones de confinamiento no seas las mismas que en los túneles.

A continuación se describen algunos de los índices más habituales.

1.6.1. Índice RQD

El índice RQD ("Rock Quality Designation") de DEERE et al. (1967), supuso una de las primeras aproximaciones al problema y hoy día forma parte de otras clasificaciones geomecánicas, se basa en el porcentaje de la recuperación del testigo de un sondeo.

Depende del número de fracturas y del grado de la alteración del macizo rocoso. El diámetro del testigo tiene que ser igual o superior a 54.7 mm y tiene que ser perforado con un doble tubo de extracción de testigo (recomendaciones de ISRM).

Se consideran solamente los fragmentos iguales o superiores a 10 cm de longitud en el testigo del sondeo y se aplica la siguiente fórmula para obtener el índice de calidad RQD:

$$RQD = \frac{\sum \text{long. de testigos} > 10 \text{ cm}}{\text{Longitud perforada}} \times 100 \quad (1.1)$$

Cuando no se cuenta con testigos de perforación es posible estimar el RQD en un afloramiento rocoso, haciendo uso de la siguiente relación propuesta por PALMSTROM en 1982.

$$RQD = 115 - 3.3 J_v \quad (1.2)$$

Donde J_v es el número de discontinuidades por metro cúbico de roca.

También se puede utilizar la relación propuesta por PRIEST y HUSTON (1976).

$$RQD = 100e^{-0.1\lambda(0.1\lambda+1)} \quad (1.3)$$

Donde λ es el número de discontinuidades por metro lineal de roca.

Para λ en el rango de 6 a 16 discontin./ml se considera la siguiente relación:

$$RQD = -368\lambda + 110.4 \quad (1.4)$$

La calidad de la roca se clasifica en función de los siguientes resultados:

Cuadro 1.1.- Clasificación según el índice RQD (Deere et al, 1967).

RQD (%)	Calidad de roca
<25	Muy mala
25-50	Mala
50-75	Regular
75-90	Buena
90-100	Excelente

1.6.2. Índice RMR

El índice RMR (Rock Mass Rating) desarrollado por BIENIAWSKI en 1973, con actualizaciones en 1976 y 1989, constituye un sistema de clasificación de macizos rocosos que permite a su vez relacionar índices de calidad con parámetros de diseño y sostenimiento. Esta clasificación tiene en cuenta los siguientes parámetros geomecánicos:

- Resistencia a la compresión simple de la matriz rocosa.
- Grado de fracturamiento en términos del RQD.
- Espaciamiento entre las discontinuidades.
- Condiciones hidrogeológicas.
- Orientaciones de las discontinuidades respecto a la excavación.

Una vez obtenidas las puntuaciones, resultado de calcular los cinco parámetros de clasificación, se efectúa la corrección por orientación de discontinuidades y se obtiene el valor numérico del índice RMR.

Este índice varía de 0 a 100, en el Cuadro 1.2 se presenta la tabla de puntuación de los parámetros que intervienen en el cálculo del índice RMR según la última versión de 1989.

Cuadro 1.2.- Clasificación geomecánica RMR (Bieniawski, 1989).

A. PARÁMETROS DE CLASIFICACION Y SUS VALORACIONES.									
Parámetro			Rango de valores						
1	Resistencia de la roca intacta	Índice de carga puntual	> 10 Mpa	4 - 10 Mpa	2 - 4 MPa	1 - 2 MPa	Para este rango bajo, es preferible el ensayo de compresión uniaxial		
		Resistencia compresiva uniaxial	>250 Mpa	100 - 250 Mpa	50 - 100 Mpa	25 - 50 Mpa	5-25 MPa	1-5 MPa	< 1 MPa
Valoración			15	12	7	4	2	1	0
2	RQD		90% - 100%	75% - 90%	50% - 75%	25% - 50%	<25%		
	Valoración		20	17	13	8	3		
3	Espaciamiento entre discontinuidades		> 2 m	0.6 - 2 m	0.2 - 0.6 m	60 - 200 mm	< 60 mm		
	Valoración		20	15	10	8	5		
4	Condición de las discontinuidades		Superficies muy rugosas No continuas Cerradas- sin apertura Paredes rocosas sanas	Superficies ligeramente rugosas Apertura < 1mm Paredes ligeramente intemperizadas	Superficies ligeramente rugosas Apertura < 1mm Paredes altamente intemperizadas	Espejo de falla o Panizo <5 mm de espesor o Apertura de 1-5mm Juntas continuas	Panizo suave > 5mm de espesor o Apertura > 5mm Juntas continuas		
	Valoración		30	25	20	10	0		
5	Agua subterránea	Flujo por 10 m de longitud de túnel (l/m)	Ninguno	< 10	10 - 25	25 - 125	> 125		
		Presión de agua / esfuerzo principal mayor	0	< 0.1	0.1 - 0.2	0.2 - 0.5	> 0.5		
	Condición general		Completamente seco	Húmedo	Mojado	Goteo	Flujo		
	Valoración		15	10	7	4	0		
B. AJUSTE DE LA VALORACIÓN POR ORIENTACIÓN DE LAS DISCONTINUIDADES (Ver F).									
Orientaciones rumbo y buzamiento			Muy favorable	Favorable	Regular	Desfavorable	Muy desfavorable		
Valoraciones	Túneles & minas		0	-2	-5	-10	-12		
	Cimentaciones		0	-2	-7	-15	-25		
	Taludes		0	-5	-25	-50			
C. CLASES DE MACIZOS ROCOSOS DETERMINADOS POR LAS VALORACIONES TOTALES.									
Valoración			100 - 81	80 - 61	60 - 41	40 - 21	<21		
Número de clase			I	II	III	IV	V		
Descripción			Roca muy buena	Roca buena	Roca Regular	Roca mala	Roca muy mala		
D. CLASIFICACION DEL MACIZO ROCOSO SEGÚN EL INDICE RMR.									
Clase			I	II	III	IV	V		
Tiempo de auto sostenimiento			10 años span 15m	6 meses span 10m	1 semana span 5m	10 hrs span 2.5m	30 minutos span 1m		
Cohesión del macizo rocoso KPa			> 400	300 - 400	200 - 300	100 - 200	< 100		
Angulo de fricción del macizo rocoso			> 45°	35° - 45°	25° - 35°	15° - 25°	< 15°		
E. PAUTAS PARA LA CLASIFICACION DE LAS CONDICIONES DE LAS DISCONTINUIDADES									
Persistencia			< 1m	1 - 3 m	3 - 10 m	10 - 20 m	> 20 m		
Valoración			6	4	2	1	0		
Separación (apertura)			Cerrada	< 0.1 mm	0.1- 1 mm	1 - 5mm	> 5mm		
Valoración			6	5	4	1	0		
Rugosidad			Muy rugosa	Rugosa	Lig.rugosa	Lisa	Espejo de falla		
Valoración			6	5	3	1	0		
Relleno (panizo)			Ninguno	Relleno duro<5mm	Relleno duro>5mm	Relleno suave<5mm	Relleno suave > 5mm		
Valoración			6	4	2	1	0		
Intemperismo			Sana	Ligera	Moderada	Muy intemperizada	Descompuesta		
Valoración			6	5	3	1	0		
F. EFECTO DE LA ORIENTACION RUMBO Y BUZAMIENTO DE LAS DISCONTINUIDADES EN TUNELERIA									
Rumbo perpendicular al eje del túnel					Rumbo paralelo al eje del túnel				
Avance con el buzam. Buzam. 45-90°			Avance con el buzam. Buzam. 20-45°		Buzamiento 45-90°		Buzamiento 20-45°		
Muy favorable			Favorable		Muy favorable		Moderado		
Avance contra el buzam. Buzam. 45-90°			Avance contra el buzam. Buzam. 20-45°		Buzamiento 0 - 20°, Independiente del rumbo				
Moderado			Desfavorable		Moderado				

1.6.3. Índice GSI

En macizos rocosos de mala calidad, es difícil obtener con precisión el valor del índice RMR. Con la intención de obtener un índice basado en observaciones geológicas, y que además cubriese el rango de las rocas de mala calidad, surge el índice GSI, "Geological Strength Index" (HOEK, KAISER, y BAWDEN, 1995). Este índice evalúa la calidad del macizo rocoso en función del grado de fracturamiento y las características de las discontinuidades. También tiene en cuenta la estructura geológica, el tamaño de los bloques y la alteración de las discontinuidades.

Las relaciones entre el índice GSI y el índice RMR, dependiendo de la versión del índice RMR utilizado (1976 o 1989), se detallan a continuación:

Para el caso del RMR_{76}

- Cuando $RMR_{76} > 18$, $GSI = RMR_{76}$
- Cuando $RMR_{76} < 18$, no se puede utilizar el RMR_{76} para la obtención del GSI

Para el caso del RMR_{89}

- Cuando $RMR_{89} > 23$, $GSI = RMR_{89} - 5$
- Cuando $RMR_{89} < 23$, no se puede utilizar el RMR_{89} para la obtención del GSI

En ambos casos se deben considerar condiciones de macizo rocoso seco, lo que supone una puntuación de 10 en el RMR_{76} y una puntuación de 15 en el RMR_{89} , para el concepto de agua en el terreno de cada sistema de clasificación. Además no se deben realizar ajustes por la orientación de las juntas.

En la Figura 1.17 se presenta la estimación del índice GSI, a partir de observaciones geológicas.


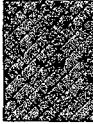


ÍNDICE DE RESISTENCIA GEOLÓGICA GSI (Geological Strength Index)		CONDICIÓN DEL FRENTE				
ESTRUCTURA		MUY BUENA (MB) Superficies muy rugosas sin alterar	BUENA (B) Superficies rugosas ligeramente alteradas, con páinas de oxidación	MEDIA (M) Superficies suaves moderadamente alteradas	POBRE (P) Superficies de cizalla muy alteradas con rellenos compactos conteniendo fragmentos rocosos	MUY POBRE (MP) Superficies de cizalla muy alteradas con rellenos arcillosos
	BLOQUES REGULARES (BR) Macizo rocoso sin alterar. Bloques en contacto de forma cúbica formados por tres familias de discontinuidades ortogonales, sin relleno.	80	70			
	BLOQUES IREGULARES (BI) Macizo rocoso parcialmente alterado. Bloques en contacto de forma angular formados por cuatro o más familias de discontinuidades con rellenos con baja proporción de finos		60	50		
	BLOQUES Y CAPAS (BC) Macizo alterado, plegado y fracturado con múltiples discontinuidades que forman bloques angulosos y con baja proporción de finos			40	30	
	FRACTURAMIENTO INTENSO (FI) Macizo rocoso muy fracturado formado por bloques angulosos y redondeados, con alto contenido de finos.				20	10

Figura 1.17.- Estimación del índice GSI en base a descripciones geológicas
(Hoek y Brown, 1997).

1.6.4. Índice SMR

El índice SMR ("Slope Mass Rating") se obtiene del índice RMR básico sumando un "factor de ajuste", que es función de la orientación de las discontinuidades y un "factor de excavación" que depende del método utilizado (ROMANA, 1985).

El factor de ajuste de las discontinuidades es producto de tres subfactores:

- F1 depende del paralelismo entre el rumbo de las discontinuidades y de la cara del talud.
- F2 depende del buzamiento de la discontinuidad en la rotura plana. En cierto sentido es una medida de la probabilidad de la resistencia al corte de las discontinuidades.

- F3 refleja la relación entre los buzamientos de la discontinuidad y el talud, para roturas planas F3 expresa la probabilidad de que las discontinuidades afloren en el talud.

Cuadro 1.3.- Factor de ajuste para las discontinuidades (Romana, 1985).

Caso		Muy favorable	Favorable	Normal	Desfavorable	Muy desfavorable
P	$ \alpha_j - \alpha_s $	$>30^\circ$	$30^\circ-20^\circ$	$20^\circ-10^\circ$	$10^\circ-5^\circ$	$<5^\circ$
T	$ \alpha_j - \alpha_s - 180^\circ $					
P/T	F1	0.15	0.4	0.7	0.85	1
P	$ \beta_j $	$<20^\circ$	$20^\circ-30^\circ$	$30^\circ-35^\circ$	$35^\circ-45^\circ$	$>45^\circ$
	F2	0.15	0.4	0.7	0.85	1
T	F2	1	1	1	1	1
P	$\beta_j - \beta_s$	$>10^\circ$	$10^\circ-0^\circ$	0°	$0^\circ-(-10^\circ)$	$<-10^\circ$
T	$\beta_j + \beta_s$	$<110^\circ$	$110^\circ-120^\circ$	$>120^\circ$		-
P/T	F3	0	-6	-25	-50	-60

- P: Rotura Plana
- T: Rotura por vuelco (toppling)
- α_s : Dirección de buzamiento del talud
- β_s : Buzamiento del talud
- α_j : Dirección de buzamiento de las discontinuidades
- β_j : Buzamiento de las discontinuidades

F4 es el factor de ajuste según el método de excavación, el cual se presenta en el Cuadro 1.4.

Cuadro 1.4.- Factor de ajuste según el método de excavación (Romana, 1985)

Metodo	Talud natural	Precorte	Voladura controlada	Voladura regular	Voladura deficiente
F4	+15	+10	+8	0	-8

El valor final del índice SMR es:

$$SMR = RMR + (F1 * F2 * F3) + F4 \quad (1.5)$$

Según el valor del índice SMR se obtienen cinco clases de estabilidad, definidas simplificadaamente en el Cuadro 1.5.

Cuadro 1.5.- Clases de estabilidad según el SMR (Romana, 1985).

Clase Nº	V	IV	III	II	I
SMR	0-20	21-40	41-60	61-80	81-100
Descripción	Muy mala	Mala	Regular	Buena	Muy Buena
Estabilidad	Totalmente inestable	Inestable	Parcialmente estable	Estable	Totalmente estable
Rotura	Grandes roturas por planos continuos o por la masa	Juntas o grandes cuñas	Algunas juntas o muchas cuñas	Algunos bloques	Ninguna
Tratamiento	Reexcavación	Corrección	Sistemático	Ocasional	Ninguno

El procedimiento a seguir consiste en obtener el índice SMR para cada una de las familias de discontinuidades y adoptar el menor valor de los obtenidos. La clasificación no considera las roturas en cuña.

CAPÍTULO II

MODELOS CONSTITUTIVOS Y CRITERIOS DE ROTURA PARA EL ANÁLISIS DE MACIZOS ROCOSOS

2.1. RELACIONES ESFUERZO-DEFORMACIÓN EN LAS ROCAS

El comportamiento esfuerzo-deformación de un material viene definido por la relación entre los esfuerzos aplicados y las deformaciones producidas, y hace referencia a como se va deformando y como va variando el comportamiento del material rocoso a lo largo de la aplicación de la carga, o dicho de otro modo, como varía la resistencia del material para determinados niveles de deformación.

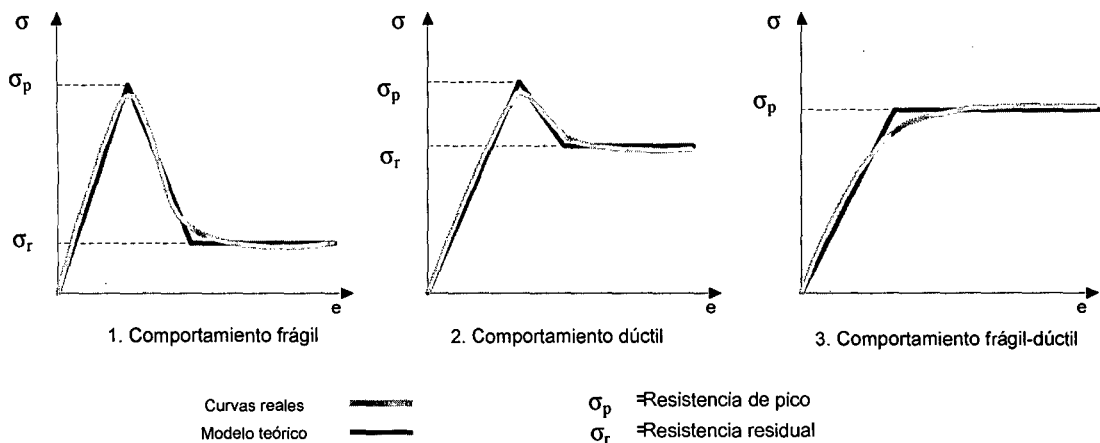
El estudio de las relaciones esfuerzo-deformación se lleva a cabo a partir de ensayos de aplicación de fuerzas compresivas, en donde se registran curvas de esfuerzo-deformación a lo largo de las diferentes etapas del proceso. Las rocas presentan relaciones no lineales entre las fuerzas aplicadas y las deformaciones producidas a partir de un determinado nivel de esfuerzos, obteniéndose diferentes modelos de curvas esfuerzo-deformación para los distintos tipos de rocas.

Si debido a la aplicación de una carga sobre un cuerpo rocoso se supera su resistencia pico (es decir, si la deformación aumenta más allá de una deformación límite) puede ocurrir que:

- La resistencia de la roca disminuye drásticamente incluso hasta alcanzar un valor próximo a cero. Es el caso de un comportamiento frágil, el cual se representa en la curva 1 de la Figura 2.1, este comportamiento es típico de rocas duras con alta resistencia. La rotura frágil implica una pérdida casi instantánea de la resistencia de la roca a través de un plano con poca o nula deformación plástica.
- La resistencia de la roca disminuye hasta un cierto valor después de haberse alcanzado deformaciones importantes. Es el caso de un comportamiento frágil-dúctil o parcialmente frágil, el cual se representa en la curva 2 de la Figura 2.1.

- La deformación sigue aumentando sin que se pierda la resistencia (la resistencia se mantiene constante después de grandes deformaciones). Es el caso de un comportamiento dúctil, el cual se representa en la curva 3 de la Figura 2.1, este comportamiento es presentado por determinados tipos de materiales blandos como las sales.

En el comportamiento dúctil la resistencia pico y la residual son iguales. La deformación que se produce sin pérdida de la resistencia se llama deformación dúctil. El comportamiento frágil se caracteriza por presentar diferencias importantes entre la resistencia pico y la residual; al ser la caída de resistencia brusca, apenas existe diferencia entre la deformación pico y la deformación correspondiente a la resistencia residual.



**Figura 2.1.- Modelos de comportamiento esfuerzo-deformación
 (Gonzales de Vallejo et al, 2002)**

Si se ensaya en el laboratorio una probeta de roca sin confinar mediante la aplicación gradual de una fuerza axial, se va produciendo una deformación axial que puede ser medida. El registro de los esfuerzos y deformaciones correspondientes permite dibujar la curva esfuerzo-deformación del ensayo, un ejemplo de esta curva se presenta en la Figura 2.2; la rama ascendente de la curva, antes de alcanzar la resistencia pico, presenta un comportamiento lineal o elástico para la mayor parte de las rocas.

En el campo elástico, la deformación es proporcional al esfuerzo y se cumple la relación:

$$E = \sigma_{ax} / \varepsilon_{ax} \quad (2.1)$$

Donde E es la constante de proporcionalidad conocida como Módulo de Young o Módulo de elasticidad, σ_{ax} es el esfuerzo axial y ε_{ax} es la deformación axial (en la misma dirección que la fuerza aplicada).

Existe otra constante que define, junto con el valor de E, el comportamiento elástico del material rocoso, llamada coeficiente de Poisson:

$$\nu = \varepsilon_t / \varepsilon_{ax} \quad (2.2)$$

Donde ε_t es la deformación transversal de la probeta de roca ensayada.

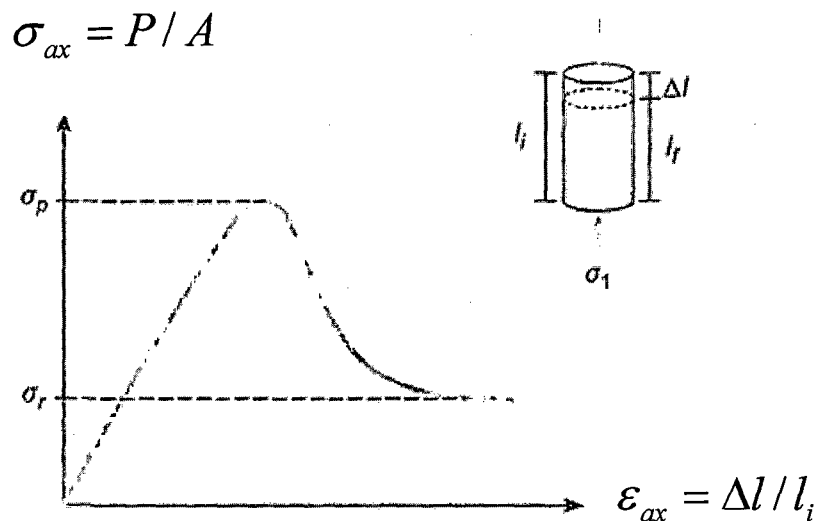


Figura 2.2.- Curva esfuerzo-deformación obtenida del ensayo de compresión uniaxial (Gonzales de Vallejo et al, 2002)

En el campo de deformaciones elásticas, si se retira la fuerza aplicada se recuperan las deformaciones volviendo la probeta a su configuración inicial como se muestra en la Figura 2.3. A partir de un determinado nivel de deformaciones, la roca no puede mantener el comportamiento elástico, llegándose a un punto en el que comienzan a producirse deformaciones plásticas, donde se abandona la relación lineal entre el esfuerzo y la deformación. Este punto recibe el nombre de límite de elasticidad, y la resistencia correspondiente se denota como σ_y . A partir

de este punto, la roca puede todavía mantener deformaciones importantes antes de llegar al límite de su resistencia. En rocas frágiles, los valores de σ_y y σ_p están muy próximos o coinciden, lo que no ocurre en el caso de rocas con comportamiento dúctil. La diferencia entre ambos valores es muy importante en el estudio del comportamiento de algunos tipos de rocas, ya que indica la capacidad de la roca para seguir soportando cargas una vez superado su límite elástico y antes de alcanzar deformaciones inadmisibles.

Una vez superado el límite de elasticidad, las deformaciones de la roca no se recuperan aunque se retire totalmente la carga aplicada.

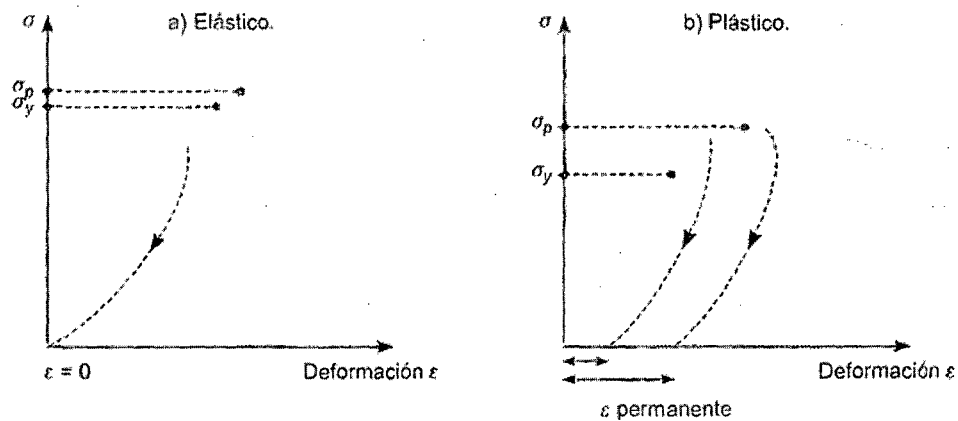


Figura 2.3.- a) Modelo de comportamiento elástico, con deformaciones recuperables una vez retirada la carga; y b) plástico, con deformaciones permanentes al superarse el límite de elasticidad (Gonzales de Vallejo et al, 2002)

La aplicación de un esfuerzo desviador en una roca produce una disminución de volumen y un cambio permanente en la estructura de la roca, ya que inicialmente los poros son aplastados. La curva de variación volumétrica es generalmente cóncava ascendente como la mostrada en la Figura 2.4.

En la primera zona, correspondiente al tramo de cierre de fisuras, las grietas pre-existentes están cerradas y los minerales son comprimidos ligeramente. Cuando la carga es quitada, la mayor parte de las grietas permanecen cerradas y se produce una deformación neta.

Después de que la mayor parte de las grietas se han cerrado, la compresión de la roca produce la deformación de los poros y la compresión de las partículas de minerales de la roca en una relación aproximadamente lineal. En rocas porosas como la arenisca y la caliza clástica, los poros comienzan a cerrarse debido a

concentraciones de esfuerzos alrededor de ellos, en rocas bien cementadas, esto no puede ocurrir hasta alcanzar esfuerzos del orden de 1 Kbar (100 Mpa o 14500 psi).

Finalmente, cuando todos los poros han sido cerrados, los únicos elementos comprimibles son los granos de minerales de la roca.

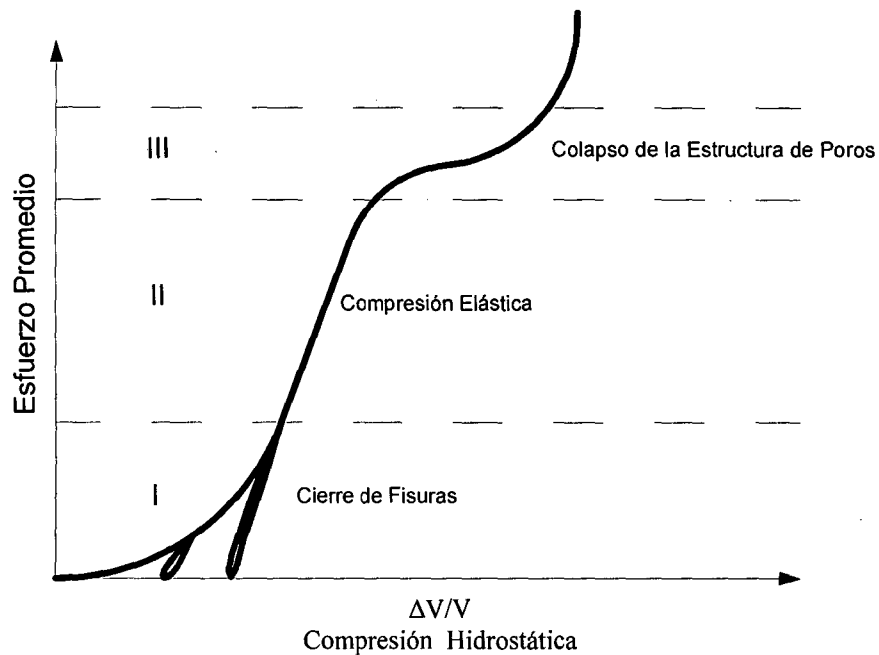


Figura 2.4.- Compresión volumétrica producida por un incremento constante del esfuerzo desviador (Goodman, 1989)

2.2. INFLUENCIA DE LAS DISCONTINUIDADES

Las discontinuidades imprimen un carácter discontinuo y anisótropo a los macizos rocosos, haciéndolos más deformables y débiles, lo que supone una gran dificultad para evaluar el comportamiento mecánico de los mismos frente a las obras de ingeniería. Las discontinuidades representan planos preferentes de alteración, meteorización y fractura, además permiten el flujo de agua. Su reconocimiento, descripción y caracterización es fundamental para el estudio del comportamiento mecánico e hidrogeológico del macizo rocoso. La estabilidad de las excavaciones y de las cimentaciones en roca depende de la orientación y de la resistencia de las discontinuidades. La orientación relativa de las discontinuidades con respecto a una instalación u obra de ingeniería

(excavación, cimentación, etc.) puede suponer que el terreno sea o no estable, como se muestra en la Figura 2.5.

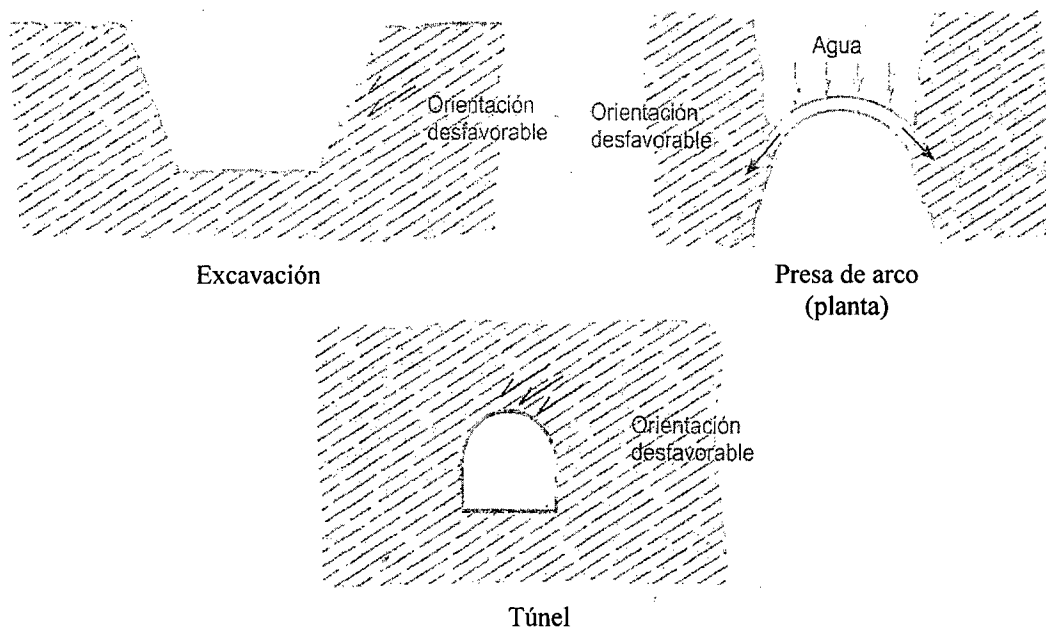


Figura 2.5.- Influencia de la orientación de las discontinuidades con respecto a las obras de ingeniería. (Gonzales de Vallejo et al, 2002)

La resistencia al corte de las discontinuidades es el aspecto más importante en la determinación de la resistencia de los macizos rocosos duros y fracturados, y para su estimación es necesario describir las características físicas y geométricas de los planos, ya que no siempre es posible determinarlas adecuadamente en ensayos de laboratorio o de campo.

Las discontinuidades se presentan agrupadas en familias que se caracterizan por sus valores medios representativos de orientación y características físicas y resistentes. Las discontinuidades de una misma familia son paralelas o subparalelas entre sí.

En ocasiones, aparecen macrodiscontinuidades o discontinuidades singulares que atraviesan todo el macizo, por encima de las diferentes familias, cuyo estudio debe ser abordado de forma individual.

La resistencia de los planos de discontinuidad viene dada por el criterio de rotura de MOHR-COULOMB, y se determinan en el ensayo de resistencia al corte en

laboratorio a través de las discontinuidades. Los ensayos triaxiales también proporcionan los valores de la resistencia al corte si estos se realizan en probetas talladas de tal forma que la rotura se produzca a favor del plano de la discontinuidad, esto es, con ángulos de 25° a 40° entre el plano y la dirección del esfuerzo compresivo vertical. La resistencia puede también estimarse con el ensayo de corte directo in situ (GONZALES DE VALLEJO et al, 2002).

Para evaluar la resistencia de una discontinuidad hay que conocer las características relativas a su continuidad, rugosidad, espesor, naturaleza del relleno y el efecto del agua en las propiedades del relleno.

A menudo para estimar la resistencia al corte de las discontinuidades rugosas se emplea el criterio empírico de Barton (BARTON, 1976). Se expresa de la siguiente forma:

$$\tau = \sigma_n \operatorname{tg} \left[JRC \log_{10} \left(\frac{JCS}{\sigma_n} \right) + \phi_r \right] \quad (2.3)$$

Donde:

- τ y σ_n son los esfuerzos tangencial y normal respectivamente, sobre el plano de la discontinuidad.
- ϕ_r es el ángulo de fricción residual.
- JRC es el coeficiente de rugosidad de la discontinuidad, que varía de 1 a 20, valorándose según los perfiles estándar de BARTON y CHOUBEY (1977), los cuales se presentan en la Figura 2.6.
- JCS es la resistencia a la compresión de las paredes de la discontinuidad. Si está sana, se toma el valor de la resistencia a la compresión simple de la roca. Si las paredes están alteradas se puede tomar el valor obtenido a partir del resultado del esclerómetro aplicándolo directamente sobre la superficie.

La expresión anterior, refleja que la resistencia al corte de la discontinuidad depende de la fricción, de la geometría y de la aspereza.

Con la relación de BARTON (1976) se obtienen valores muy altos del ángulo de fricción cuando los esfuerzos normales son bajos, $JCS/\sigma_n > 50$. En estos casos se podría tomar el ángulo de fricción constante independiente de la carga.

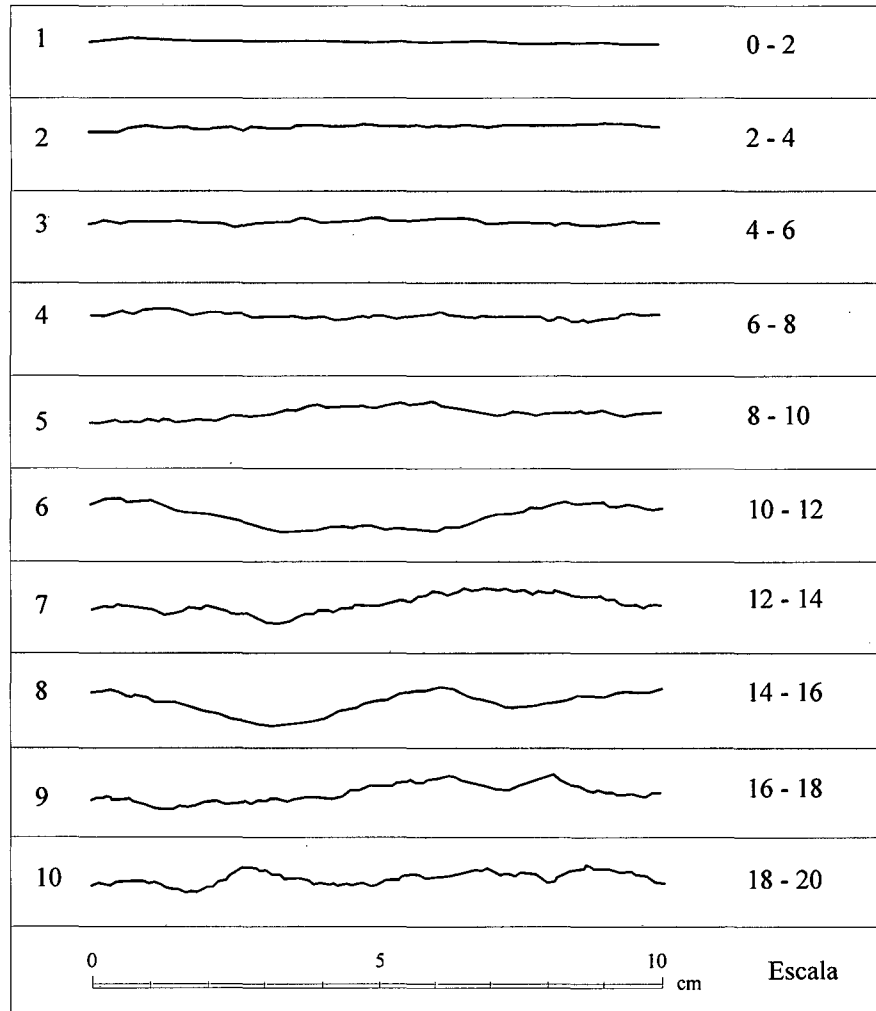


Figura 2.6.- Perfiles para estimar el coeficiente de rugosidad JRC (Barton y Choubey, 1977)

2.3. RESISTENCIA DEL MACIZO ROCOSO

La resistencia de los macizos rocosos es función de la resistencia de la matriz rocosa y de las discontinuidades, siendo ambas extremadamente variables, y de las condiciones geoambientales a las que se encuentra sometido el macizo, como los esfuerzos in-situ y las condiciones hidrogeológicas. La presencia de

zonas tectonizadas, alteradas o de diferente composición litológica, implica zonas de debilidad y anisotropía con diferentes comportamientos y características resistentes. Estas circunstancias determinan una gran complejidad en la evaluación de la resistencia de los macizos rocosos.

Según el grado de fracturamiento del macizo, su comportamiento y propiedades resistentes quedarán definidas por:

- La resistencia de la matriz rocosa.
- La resistencia al corte de una familia de discontinuidades.
- La resistencia al corte de 2 o 3 familias de discontinuidades (siempre que sean representativas del macizo rocoso).
- La resistencia global de un sistema de bloques rocosos con comportamiento isótropo.

La Figura 2.7 representa la transición entre las diferentes situaciones descritas. En excavaciones superficiales y subterráneas, tanto los trabajos de excavación del macizo como los problemas de estabilidad y comportamiento mecánico están directamente relacionados con la resistencia del material y con la presencia de discontinuidades. La determinación de la resistencia de la matriz rocosa o de una discontinuidad puede realizarse con ensayos de laboratorio o in situ.

Las dimensiones y condiciones naturales del macizo rocoso no se pueden reproducir en laboratorios, y su resistencia debe estimarse por métodos indirectos.

Una vez establecidos los elementos que controlan la resistencia del macizo (una familia o más de discontinuidades, la matriz rocosa, una zona singular de debilidad, etc.) su evaluación puede efectuarse mediante los siguientes procedimientos:

- Métodos empíricos basados en experiencias y ensayos de laboratorio.
- Métodos indirectos basados en índices de calidad (clasificaciones geomecánicas)
- Modelamiento matemático y análisis a posteriori.

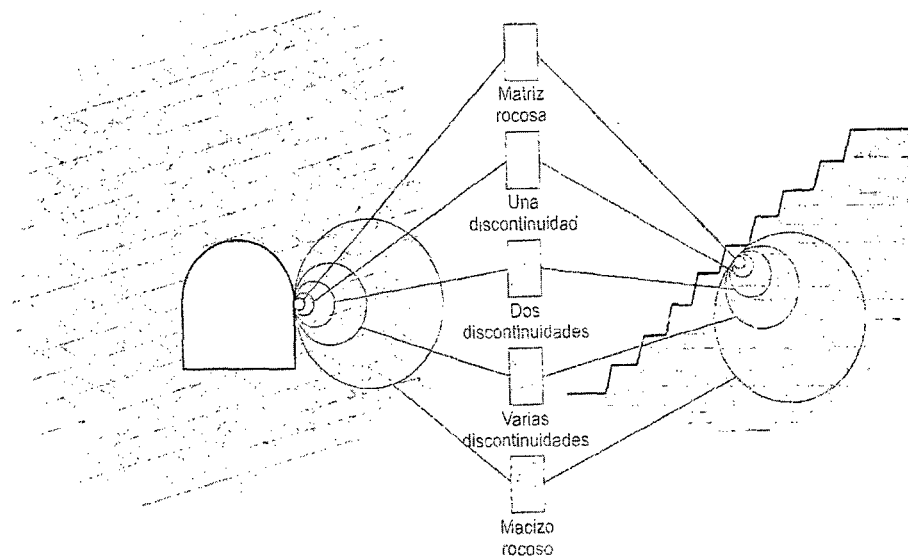


Figura 2.7.- Transición entre la matriz rocosa y el macizo rocoso intensamente fracturado (Hoek y Brown, 1980)

Los criterios de rotura o de resistencia constituyen la base de los métodos empíricos, y permiten evaluar la resistencia de los macizos rocosos a partir de los esfuerzos actuantes y de las propiedades del material rocoso, proporcionando:

- La respuesta de la roca intacta ante diversas condiciones de esfuerzos.
- La predicción de la influencia de las discontinuidades en el comportamiento del macizo rocoso.
- La predicción del comportamiento global en un macizo rocoso.

Los métodos citados permiten obtener, de manera aproximada, la resistencia de los macizos rocosos, dependiendo de la información y los datos disponibles. Los criterios empíricos y los modelamientos matemáticos basados en los análisis a posteriori son los que proporcionan valores más representativos, la determinación de los parámetros resistentes característicos de los macizos rocosos (c' y ϕ') es el punto más conflictivo. De los procedimientos citados, únicamente los modelos matemáticos y físicos consideran el comportamiento deformacional de los macizos rocosos.

2.4. DEFORMABILIDAD DEL MACIZO ROCOSO

Las propiedades deformacionales de un macizo rocoso, al igual que las resistentes, no pueden ser medidas directamente en laboratorio al estar influenciadas por el efecto escala. Los dos parámetros que controlan la deformación elástica del macizo son el módulo de deformación y el coeficiente de Poisson, que en elasticidad lineal se suponen constantes.

Actualmente se admite la hipótesis simplista de que el coeficiente de Poisson del macizo rocoso es equivalente al de la matriz rocosa, y por tanto se puede obtener mediante ensayos de resistencia a compresión simple midiendo la deformación horizontal mediante bandas extensométricas.

Sin embargo, el cálculo del módulo de deformación es un problema importante y sin resolver en la mecánica de rocas. Aun así, existen diversas maneras de estimar el módulo de deformación de un macizo rocoso, como pueden ser los métodos de medición in situ, las aproximaciones a través de las medidas geofísicas y las correlaciones con las clasificaciones geomecánicas.

A continuación se presentan algunas ideas generales sobre estos métodos.

2.4.1. Métodos de medición in situ

Como consecuencia del carácter discontinuo y heterogéneo del macizo rocoso, sus propiedades, resistencia, deformabilidad, etc, son variables por el efecto escala. Los datos obtenidos en los ensayos serán más representativos cuanto mayor sea el volumen ensayado. No obstante, a partir de un determinado tamaño o volumen de muestra, los resultados no dependen prácticamente del tamaño. A este volumen se le llama volumen elemental representativo, y generalmente es mayor que el volumen de roca que se suele ensayar.

Por esto, los ensayos in situ suelen ser más representativos que los ensayos de laboratorio ya que involucran un volumen considerablemente mayor de material.

Entre los ensayos para medir la deformación y la resistencia en el campo se encuentran los ensayos dilatométricos, las placas de carga y los ensayos de gato plano que a continuación se describen.

- **Ensayo dilatométrico**

Por medio de una célula dilatométrica que se deforma con el terreno, se aplican distintas presiones radiales en el interior de un sondeo, midiendo las deformaciones obtenidas y la presión máxima admisible del terreno.

Como resultado del ensayo se obtienen las curvas de presión - desplazamiento, a partir de las cuales se obtiene el módulo de deformación dilatométrico del terreno. Generalmente, la célula dilatométrica, mide el avance de la deformación en seis direcciones a lo largo de tres diámetros, con lo que se podrían estimar anisotropías en la deformación una vez orientada la célula.

Este ensayo es útil en macizos rocosos muy fracturados o rocas blandas, donde no se espera mucha resistencia, de tal manera que la presión de la célula de carga sea suficiente para deformar el terreno bastante más allá de una pequeña deformación inicial.

- **Ensayo de placas de carga**

Suele realizarse en galerías excavadas en el interior del macizo rocoso.

Se emplean placas apoyadas contra paredes opuestas de la excavación para obtener la reacción, midiéndose los desplazamientos que se generan al terreno al mismo tiempo que se aplican las cargas por medio de una bomba y un gato hidráulico. Estos ensayos no son muy habituales excepto en grandes obras como algunas presas en las que la deformación de la cimentación pueda comprometer a la estructura.

- **Ensayo de gato plano**

Se fijan a la pared unos clavos de referencia y se mide su separación.

Posteriormente, se efectúa una ranura en la roca entre los puntos de referencia, lo que provoca un acercamiento entre los puntos al tender a cerrarse la ranura. Este acercamiento se mide varias veces a lo largo del tiempo. Se introduce después un gato plano en la ranura y se aplica una presión hasta llevar la distancia entre los puntos de referencia a su posición original. Durante el ensayo se miden las presiones aplicadas y las deformaciones producidas, para obtener el módulo de deformación del macizo rocoso.

Este ensayo se realiza en la superficie de la excavación, ya sea subterránea o superficial, y, además de medir el módulo de deformación del macizo rocoso, permite medir el estado de esfuerzos en la dirección perpendicular al gato.

Sus resultados son representativos de una banda superficial del macizo rocoso, perdiendo representatividad hacia el interior del mismo.

2.4.2. Métodos geofísicos

Los métodos geofísicos estiman el denominado módulo de deformación dinámico del macizo rocoso E_d , a través de los valores de las velocidades de las ondas elásticas longitudinales V_p , y transversales V_s , medidas en el terreno. Los módulos de deformación dinámicos y el coeficiente de Poisson, se obtienen con la medición de dichas velocidades. Las expresiones que relacionan estos parámetros son:

$$E_d = V_p^2 \rho \left[(1 + V_d)(1 - 2V_d) / (1 - V_d) \right] \quad (2.4)$$

Donde:

$$V_d = 1/2 \left[(V_p / V_s)^2 - 2 \right] / \left[(V_p / V_s)^2 - 1 \right] \quad (2.5)$$

ρ es la densidad del material.

La velocidad de las ondas longitudinales depende de la calidad del macizo rocoso, es decir, del tipo de roca, de su grado de alteración, fracturamiento y de las condiciones hidrogeológicas. Hay por tanto, una cierta relación entre la velocidad de las ondas en el terreno y la calidad geotécnica del mismo, y por lo tanto con su deformabilidad.

Mediante correlaciones basadas en la experiencia, se puede estimar la deformabilidad estática a partir de estas velocidades. Por ejemplo CUELLAR (1995) recomienda la fórmula de GRUJIC (1974), aplicable a macizos rocosos sedimentarios con índice geomecánico RMR superior a 50 y por encima del nivel freático.

$$E = 15.3 + 6.59(V_p - 3600)/1000(GPa) \quad (2.6)$$

Algunos autores sugieren correlaciones para determinar el módulo de deformación estático del macizo rocoso a partir de la velocidad de las ondas en probetas de laboratorio. Para ello emplean el índice de velocidad relativa ($V_{p \text{ in situ}} / V_{p \text{ en laboratorio}}$)². Este índice se podría correlacionar a su vez con el RQD, según la siguiente tabla (DEERE et al, 1967).

Cuadro 2.1.- Relación del RQD con el índice de velocidad relativa

RQD	($V_p \text{ in situ} / V_p \text{ en laboratorio}$) ²
0-25	0.0-0.2
25-50	0.2-0.4
50-75	0.4-0.6
75-90	0.6-0.8
90-100	0.8-1.0

Posteriormente, a partir del RQD, se puede obtener que la reducción que hay que aplicar al Módulo de Deformación Dinámico (E_d), para obtener el Módulo Estático de Campo (E) con la siguiente correlación (DEERE et al, 1967).

Cuadro 2.2.- Relación del RQD con (E / E_d)

RQD	E/E _d
<0.6	0.15
0.60-0.75	0.15-0.40
0.75-0.90	0.40-0.80
0.90-1.00	0.80-1.00

2.4.3. Correlaciones con clasificaciones geomecánicas

Otra forma de estimar el módulo de elasticidad de un macizo rocoso es a partir de las clasificaciones geomecánicas. Se puede emplear la correlación sugerida por BIENIAWSKI (1979) para macizos rocosos de índices RMR superiores a 50:

$$E = 2RMR - 100(GPa) \quad (2.7)$$

Siendo E el Módulo de Elasticidad del macizo rocoso.

O también la relación sugerida posteriormente por SERAFIM y PEREIRA (1983) para valores del índice RMR menores de 50:

$$E = 10^{(RMR-10)/40} (GPa) \quad (2.8)$$

Actualmente se suele emplear la relación entre el Módulo de Elasticidad y el índice GSI, modificada por HOEK Y BROWN (1997) a partir de la relación de SERAFIM y PEREIRA (1983), en la que se reduce el Módulo de Elasticidad con la resistencia a la compresión simple para valores menores de 100 MPa.

$$E = \sqrt{\frac{RCS}{100}} \cdot 10^{\left(\frac{GSI-10}{40}\right)} (GPa) \quad (2.9)$$

En la modificación más reciente del criterio de rotura de HOEK y BROWN, los autores HOEK, CARRANZA -TORRES y CORKUM (2002), proponen incluir el efecto que producen las voladuras y la decompresión en la anterior expresión. Esta modificación se hace a través del factor de alteración D, que varía entre 0, para macizos rocosos no afectados por las voladuras y la decompresión, y 1 para macizos rocosos dañados o afectados por estos conceptos. Con esta modificación el Módulo de Elasticidad se obtiene con la siguiente expresión:

$$E = \left(1 - \frac{D}{2}\right) \sqrt{\frac{RCS}{100}} \cdot 10^{\left(\frac{GSI-10}{40}\right)} (GPa) \quad (2.10)$$

2.5. MODELOS CONSTITUTIVOS PARA EL ANÁLISIS DE MACIZOS ROCOSOS

Para resolver el problema esfuerzo-deformación es necesario considerar ecuaciones que representen el tipo de material y su comportamiento ante las cargas aplicadas. Estas ecuaciones se conocen como ecuaciones constitutivas.

En los siguientes apartados se describe la base teórica de la plasticidad perfecta, pues es el apoyo para el modelo constitutivo que se emplea en los cálculos de los taludes a lo largo de esta tesis. Para ello se describen las características básicas de la elasticidad y la plasticidad, hasta llegar a la ecuación general para un material elastoplástico.

2.5.1. Aspectos básicos de la elasticidad

Un material se denomina idealmente elástico cuando recupera su forma original una vez descargado, y cuando existe una relación biunívoca entre los estados de esfuerzo y deformación. La característica principal de la elasticidad es que coincide la dirección de los incrementos de esfuerzos principales con la de las deformaciones. En un proceso elástico de deformación bajo cargas, las deformaciones elásticas se pueden recuperar simplemente al descargar.

Si el material es isótropo, esto es que su comportamiento es igual en todas direcciones, dicho comportamiento queda caracterizado por dos parámetros, el Módulo de Elasticidad y el coeficiente de Poisson. Si además el material es lineal, estos parámetros son constantes. Si el comportamiento del material es no lineal, los anteriores parámetros dependerán del nivel de esfuerzos o deformaciones.

En elasticidad perfecta no hay dilatación y tampoco hay rotura, pudiendo los esfuerzos aumentar de manera indefinida sin que cambien las propiedades del material.

En los materiales reales, las características mencionadas de la elasticidad no se cumplen, excepto en algunos casos con cargas pequeñas; las deformaciones son, al menos en parte, permanentes, existe dilatación, y además los esfuerzos no pueden aumentar de manera indefinida sin que se produzca la fatiga del material, la rotura u otro cambio de comportamiento.

Por todo esto se plantea la necesidad de obtener unas ecuaciones constitutivas, como las de la plasticidad, donde una vez alcanzado un determinado estado de esfuerzos, las deformaciones ya no son recuperables.

2.5.2. Aspectos básicos de la plasticidad

La teoría de la plasticidad requiere conocer la combinación de esfuerzos que lleva a un comportamiento plástico, conocido como criterio de fluencia (si se produce un debilitamiento previo a la rotura) o criterio de rotura (si no se produce un debilitamiento previo a la rotura), y como se comporta una vez alcanzado este, de manera que se pueda conocer cómo están relacionadas las deformaciones con las componentes del esfuerzo, modelando así las deformaciones no recuperables, y cómo evoluciona dicha condición de fluencia con las deformaciones plásticas acumuladas para así modelar los materiales frágiles, o los que se ablandan o endurecen.

Una vez alcanzada la condición de plastificación, se produce un cambio de comportamiento del material pasando de elástico a plástico, donde las deformaciones crecen más rápido y no son recuperables, mientras que los esfuerzos se mantienen sensiblemente constantes. Se considera que el comportamiento elástico previo a la plastificación es lineal, aunque esto no es esencial y se podrían hacer hipótesis de elasticidad no lineal.

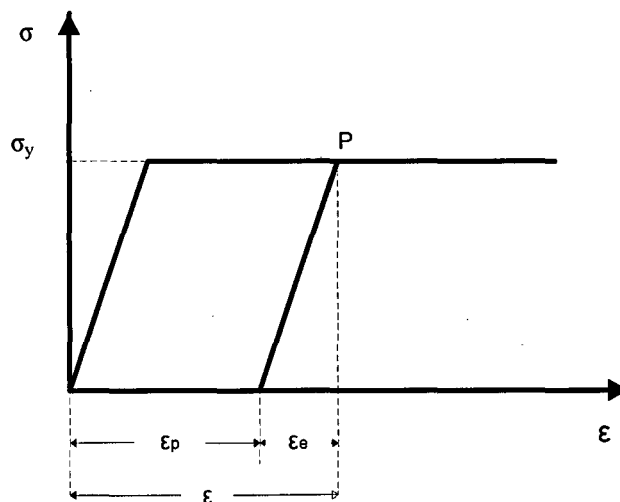


Figura 2.8.- Idealización del comportamiento elasto-plástico perfecto

En la Figura 2.8 se puede observar que para un punto P cualquiera la deformación tiene dos componentes, una elástica ϵ_e y una plástica no

recuperable ϵ_p . Esta figura representa un comportamiento elastoplástico perfecto, correspondiente a un material dúctil. En el caso de que la deformación elástica fuese cero se tendría un comportamiento rígido - plástico perfecto. Y si una vez alcanzada la fluencia o rotura con un determinado esfuerzo, éste no se mantiene constante, sino que aumenta o disminuye con la deformación alcanzada en la etapa anterior, se habla de endurecimiento ("strain hardening") o reblandecimiento ("strain softening") respectivamente. Si se produce una disminución brusca de la resistencia se habla de material frágil.

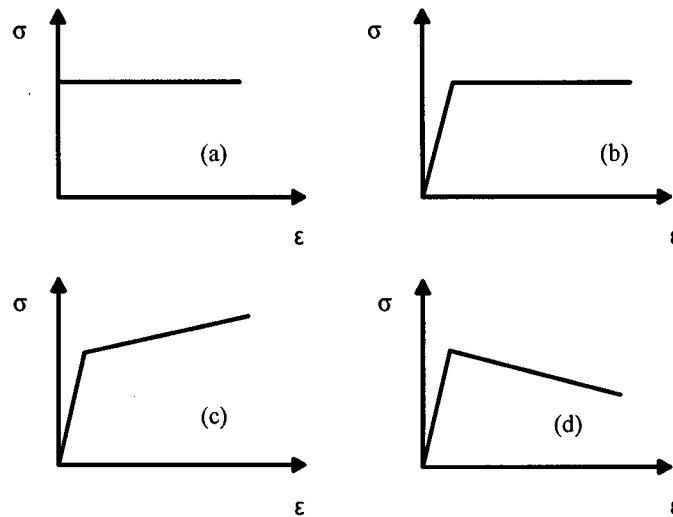


Figura 2.9. Curvas de esfuerzo - deformación idealizadas en plasticidad.
a) Rígidoplástico perfecto, b) Elastoplástico perfecto, c) Elastoplástico endurecible
y d) Elastoplástico reblandecible

Se define el criterio de fluencia o rotura como una función escalar de esfuerzos:

$$F(\sigma) = 0 \quad (2.11)$$

Donde:

F representa una función escalar de esfuerzos

σ es el vector de esfuerzos

Si el material es isótropo, la plastificación del material no dependerá de la elección de los ejes de referencia. Esto solo es posible si F es función de los invariantes de esfuerzos y no de las componentes de esfuerzos.

Los esfuerzos principales son los esfuerzos invariantes del tensor de esfuerzos. Por lo tanto, para un material isótropo la anterior ecuación es:

$$F(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3) = 0 \quad (2.12)$$

Siendo σ_1 , σ_2 y σ_3 los esfuerzos principales

La representación del criterio de fluencia o rotura en el espacio tridimensional de esfuerzos genera una superficie conocida como superficie o envolvente de fluencia o rotura, llamada también envolvente de Mohr. Dentro de dicha superficie el material tendrá un comportamiento elástico, mientras que las situaciones de esfuerzos que están en dicha superficie tienen un comportamiento plástico. Los estados de esfuerzos que quedan fuera de dicha superficie no son admisibles teóricamente.

La ley de fluencia determina la dirección de los incrementos de las deformaciones plásticas para cada estado de esfuerzos, viene dada por la siguiente expresión:

$$d\varepsilon^p = d\lambda \frac{\partial Q(\sigma)}{\partial \sigma} \quad (2.13)$$

Donde:

$$d\varepsilon^p = \{d\varepsilon_x^p, d\varepsilon_y^p, d\varepsilon_z^p, d\varepsilon_{xy}^p, d\varepsilon_{yz}^p, d\varepsilon_{zx}^p\} \quad (2.14)$$

Es el vector de los incrementos de deformaciones plásticas

$d\lambda$ es un escalar que proporciona la magnitud de la deformación plástica

Q es la función de potencial plástico

La función de potencial plástico es una función escalar de esfuerzos. La ecuación 2.14 implica que el vector de incrementos de deformaciones plásticas es normal a la superficie de potencial plástico en el espacio de esfuerzos, al ser paralela a la dirección del gradiente del potencial plástico. Por lo tanto la dirección de los incrementos de deformación plástica está relacionada con la función de potencial plástico. Se podría asumir que la función de potencial plástico es la misma que la función de fluencia o rotura, $Q=F$, y por lo tanto el vector de los incrementos de deformaciones plásticas estaría asociado con la

superficie de plastificación o envolvente de rotura. Una ley de fluencia de este tipo de llama ley de fluencia asociada, y se habla de plasticidad asociada de ϵ^p queda determinada por:

$$d\epsilon^p = d\lambda \frac{\partial F(\sigma)}{\partial \sigma} \quad (2.15)$$

Si $Q \neq F$ entonces tenemos una ley de fluencia no asociada, y se habla entonces de plasticidad no asociada.

La ley de fluencia tiene implicaciones importantes en el comportamiento geotécnico de las rocas, ya que gobierna los efectos de la dilatancia. La plastificación de estos materiales está en función de los esfuerzos principales, y esta plastificación conlleva una dilatancia, que es la deformación volumétrica de un material durante la rotura. Si la ley de fluencia es asociada, la dilatancia coincide con el ángulo de rozamiento instantáneo, definido este último por SERRANO y OLALLA (1998) como la inclinación de la tangente a la envolvente de Mohr en el punto de tangencia con el círculo de Mohr correspondiente. Generalmente, la deformación teórica con plasticidad asociada es mucho mayor que la que se ha podido medir en experimentos, por tanto, la plasticidad asociada no representaría la realidad. Adoptando una adecuada función de potencial plástico es posible reducir la dilatancia y obtener resultados más cercanos a los observados experimentalmente. Sin embargo, esto es complicado debido a la escasez de datos experimentales. En la práctica la dilatancia se suele hacer variar entre cero y el valor del ángulo de rozamiento instantáneo.

Otro de los conceptos importantes en la teoría de la plasticidad es el de la ley de endurecimiento, que determina como cambia la función de fluencia con la acumulación de deformaciones plásticas. Si no cambia, tendríamos un material elastoplástico perfecto. Sin embargo, si la función cambia, este cambio sería función de los esfuerzos y deformaciones plásticas.

$$F(\sigma, \epsilon^p) = 0 \quad (2.16)$$

Si el material es isótropo la función de fluencia debería ser una función de los invariantes del tensor de deformaciones y no de sus componentes individuales.

Si se define el parámetro "k", como una función escalar de las deformaciones plásticas principales.

$$k = k(\varepsilon_1^p, \varepsilon_2^p, \varepsilon_3^p) \quad (2.17)$$

La ecuación 2.12 podemos escribirla incorporando una ley de endurecimiento

$$F = F(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3, k) = 0 \quad (2.18)$$

2.5.3. Ecuación general para un material elastoplástico

Los conceptos anteriores se conjugan en la teoría de la plasticidad para relacionar los esfuerzos y deformaciones, con la siguiente expresión:

$$d\sigma = D_{ep} d\varepsilon \quad (2.19)$$

Siendo:

D_{ep} : Una matriz de 6 x 6 donde los coeficientes dependen de los esfuerzos (o deformaciones).

$d\sigma$ y $d\varepsilon$ son los incrementos de los esfuerzos y deformaciones respectivamente.

La hipótesis de aditividad dice que la deformación total es suma de las deformaciones elásticas y de las plásticas. Escrito en incrementos de deformaciones:

$$d\varepsilon = d\varepsilon^e + d\varepsilon^p \quad (2.20)$$

Los incrementos de esfuerzos se relacionan con los incrementos de deformación elástica a través de la matriz de elasticidad D_e , que contiene términos que dependen del Módulo de Elasticidad y del coeficiente de Poisson.

$$d\sigma = D_e d\varepsilon^e \quad (2.21)$$

Sustituyendo la ecuación 2.20 en la ecuación 2.21:

$$d\sigma = D_e \{d\varepsilon - d\varepsilon^p\} \quad (2.22)$$

La ley de fluencia (Q), que determina la dirección de los incrementos de las deformaciones plásticas para cada estado de esfuerzos, expresada en la ecuación 2.13 es:

$$d\varepsilon^p = d\lambda \frac{\partial Q}{\partial \sigma} \quad (2.23)$$

Y la función de plastificación expresada en la ecuación 2.18 es:

$$F = F(\sigma, k) = 0 \quad (2.24)$$

Una vez que el material ha llegado a la plastificación, el punto que define el estado de esfuerzos en el espacio está en la superficie de plastificación. Si ahora se da una variación infinitesimal de esfuerzos $d\sigma$, la superficie de plastificación se mueve un poco y debe cumplir que dicho estado de esfuerzos esté sobre la superficie de plastificación:

$$F = F(\sigma + d\sigma, k + dk) = 0 \quad (2.25)$$

Esto es conocido como condición de consistencia, la evolución de la superficie de plastificación debe ser consistente con los incrementos de esfuerzos, y por tanto cuando se producen deformaciones plásticas, los estados de esfuerzos estarán en la actual superficie de plastificación.

Por otra parte, se define una función de endurecimiento H , como:

$$H = \frac{\partial F}{\partial k} \left(\frac{\partial k}{\partial \varepsilon^p} \right)^T \frac{\partial Q}{\partial \sigma} \quad (2.26)$$

Fijadas las anteriores condiciones, la buscada relación entre $d\sigma$ y $d\varepsilon$:

$$d\sigma = D_{ep} d\varepsilon \quad (2.27)$$

Queda fijada con la expresión de la matriz D_{ep} , cuya deducción se puede consultar en libros de plasticidad general y aplicada por ejemplo en PANDE et al. (1999), de la manera siguiente:

$$D_{ep} = D_e - \frac{1}{\beta} \cdot D_e \frac{\partial Q}{\partial \sigma} \cdot \left(\frac{\partial F}{\partial \sigma} \right)^T D_e^T \quad (2.28)$$

Siendo:

$$\beta = H + \left(\frac{\partial F}{\partial \sigma} \right)^T D_e \frac{\partial Q}{\partial \sigma} \quad (2.29)$$

En el caso elastoplástico perfecto no existe endurecimiento, y por tanto la función de fluencia no depende del endurecimiento:

$$\frac{\partial F}{\partial k} = 0 \quad (2.30)$$

Por lo tanto:

$$\beta = \left(\frac{\partial F}{\partial \sigma} \right)^T D_e \frac{\partial Q}{\partial \sigma} \quad (2.31)$$

Para tener una descripción completa del comportamiento de una roca con la teoría de la plasticidad necesitamos determinar, como se ha visto anteriormente, la relación esfuerzo-deformación previa a la rotura y la ley de fluencia. Si además se modelarán comportamientos de endurecimiento o de reblandecimiento, que no es el caso, se necesitaría conocer también la ley de endurecimiento.

2.6. CRITERIO DE ROTURA DE HOEK Y BROWN

El criterio de rotura de HOEK y BROWN es un criterio empírico adecuado para macizos rocosos. Aunque originalmente se desarrolló para el diseño de excavaciones subterráneas, su empleo se ha extendido a otras aplicaciones, siempre referido a macizos rocosos.

Con posterioridad a la presentación del criterio original de HOEK y BROWN (1980) hasta la última modificación de HOEK, CARRANZA-TORRES y CORKUM (2002) se han producido ciertas transformaciones en el mismo para adecuarlo a distintas situaciones.

En el presente apartado se analiza el origen y justificación del criterio en su versión de 1980 y se describe versión más reciente del año 2002.

2.6.1. Criterio original de HOEK y BROWN

La primera versión de este criterio, propuesto por HOEK y BROWN (1980), establece la siguiente relación entre los esfuerzos principales del macizo rocoso:

$$\frac{\sigma_1'}{\sigma_c} = \frac{\sigma_3'}{\sigma_c} + \sqrt{m \frac{\sigma_3'}{\sigma_c} + s} \quad (2.32)$$

Siendo:

σ_1' y σ_3' : esfuerzos principales mayor y menor en el momento de la rotura.

σ_c : resistencia a compresión simple de la roca matriz.

m y s: constantes que dependen de las propiedades del macizo rocoso.

La resistencia a compresión simple del macizo rocoso, σ_{cm} , en la dirección de σ_1 , se obtiene directamente sustituyendo $\sigma_3 = 0$ en la ecuación 2.32.

$$\sigma_{cm} = \sigma_c \sqrt{s} \quad (2.33)$$

La resistencia a la tracción, σ_{tm} , se obtiene directamente sustituyendo $\sigma_1 = 0$ en la ecuación 2.32 resultando:

$$\sigma_{tm} = \frac{\sigma_c}{2} \left(m - \sqrt{m^2 + 4s} \right) \quad (2.34)$$

Dado que el criterio fue originalmente desarrollado para excavaciones subterráneas los autores expresaron el criterio de rotura en esfuerzos principales.

Sin embargo, los mismos autores incluyeron la formulación del criterio en términos de esfuerzo normal y tangencial, útil en las aplicaciones en las que se investiga la falla por cortante.

La formulación del criterio de rotura de HOEK y BROWN en términos de esfuerzo normal y tangencial es la siguiente (BALMER, 1952):

$$\sigma = \sigma_3' + \frac{\tau_m^2}{\tau_m + \frac{m \cdot \sigma_c}{8}} \quad (2.35)$$

$$\tau = (\sigma_1' - \sigma_3') \sqrt{1 + \frac{m \cdot \sigma_c}{4 \cdot \tau_m}} \quad (2.36)$$

Donde:

$$\tau_m = \frac{1}{2} \cdot (\sigma_1' - \sigma_2') \quad (2.37)$$

El criterio asume, a pesar de que no es del todo cierto, que el esfuerzo principal intermedio no tiene influencia en las condiciones de rotura.

La mayoría de las rocas cambian su comportamiento de frágil a dúctil a elevadas presiones de confinamiento. La curva esfuerzo-deformación cambia y también el mecanismo de deformación. Por tanto el criterio desarrollado para la zona de comportamiento frágil no valdría para la zona de comportamiento dúctil. MOGI (1966) estableció que, para la mayoría de las rocas, la transición de frágil a dúctil se encuentra en la intersección de la envolvente de esfuerzos principales en la rotura, con la línea:

$$\sigma_1' = \alpha \sigma_3' \quad (2.38)$$

Siendo $\alpha = 3.4$

En la primera versión del criterio, HOEK y BROWN (1980), se condiciona la aplicación al comportamiento frágil de la roca. Los mismos autores recomendaban tomar $\alpha=2$ como límite de aplicación de la ecuación. Sin embargo, posteriormente esta limitación a rocas duras y con comportamiento frágil ha sido eliminada, y la aplicación del criterio de rotura se ha extendido a todo tipo de macizos rocosos, incluso de muy mala calidad, los cuales se clasifican habitualmente como suelos (HOEK y BROWN, 1997).

Para el caso de macizos rocosos intactos, sanos y sin fracturas, los valores de las constantes m y s de la ecuación 2.32 son $s=1$ y $m=m_i$.

Para macizos rocosos fracturados $s<1$ y $m<m_i$. Los valores de m_i pueden calcularse mediante ensayos triaxiales a diferentes presiones de confinamiento en roca intacta.

En el análisis llevado a cabo por los autores del criterio de rotura, se tomaron datos de ensayos triaxiales cuya presión de confinamiento fuera menor que $\sigma_1/3.4$. HOEK y BROWN (1980) recopilaron estos datos y los agruparon según el tipo de roca, realizando una regresión lineal para los datos de cada uno de estos grupos, buscaron el valor de m que resolvía la ecuación 2.30 con mayor coeficiente de correlación.

A pesar de la dispersión de los datos obtenidos, se observó que el rango de variación de los valores m en rocas de un mismo tipo no era muy grande. Esto se explica a través de investigaciones que indican que el inicio de la propagación de la fractura en la rotura depende de factores como la composición mineral, el tamaño del grano, la cementación, etc.

Esto permitiría, con cierto grado de aproximación, establecer un valor de m_i para un tipo particular de roca y sugerir un incremento en el valor de m_i en función del tipo de roca. En la publicación de 1980, las rocas se agruparon en cinco clases, y se les adjudicó un valor de m_i :

- $m_i = 7$, rocas carbonatadas (dolomías, calizas).
- $m_i = 10$, rocas arcillosas (lutitas, limolitas, argilitas).
- $m_i = 15$, areniscas, cuarcitas.
- $m_i = 17$, rocas ígneas de grano fino (andesita, diabasa).
- $m_i = 25$, rocas ígneas y metamórficas de grano grueso (gneiss, granito, anfíbolita)

Para el caso de macizos rocosos fracturados, $s<1$ y $m<m_i$, estos valores son difíciles de valorar porque requieren ensayos triaxiales a gran escala.

Dado que hacer este tipo de ensayos no es posible en la práctica para la gran mayoría de los proyectos, HOEK y BROWN propusieron el empleo de las clasificaciones geomecánicas de las rocas para valorar m y s en macizos rocosos fracturados.

Las relaciones para valorar m y s se basaron en escasos datos, lo que es apuntado por HOEK y BROWN y, a pesar de ello, extrapolaron sus hallazgos y dieron relaciones aproximadas entre los valores de m , s y las clasificaciones geomecánicas.

2.6.2. Modificación más reciente del criterio de HOEK y BROWN

Finalmente, se ha publicado una nueva versión del criterio de HOEK y BROWN-2002 en la que se introduce un factor de alteración o de daños en el macizo rocoso, para valorar la reducción de resistencia por efecto de las voladuras o por la relajación de esfuerzos al realizar la excavación (HOEK et al., 2002).

En estos documentos se añade un mayor desarrollo a la caracterización geológica a través del índice GSI (Geological Strength Index), el cual se extiende a rocas heterogéneas y débiles.

De acuerdo con la modificación más reciente del año 2002, la formulación del criterio es:

$$\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_c \left(m_b \frac{\sigma_3'}{\sigma_c} + s \right)^a \quad (2.39)$$

Donde m_b es un valor reducido de la constante del material m_i , dado por:

$$m_b = m_i \cdot e^{\frac{GSI-100}{28-14D}} \quad (2.40)$$

a y s son constantes del macizo rocoso según las siguientes relaciones:

$$s = e^{\frac{GSI-100}{9-3D}} \quad (2.41)$$

$$a = 1/2 + 1/6(e^{-GSI/15} - e^{-20/3}) \quad (2.42)$$

El factor de alteración D , es un factor reductor de la resistencia que depende del grado de alteración que haya sufrido el macizo rocoso por efecto de voladuras o por decompresión. Varía entre $D=0$, para aquellos macizos no alterados por las

anteriores razones, hasta $D=1$ para los muy afectados. Los autores aportan un Cuadro (Cuadro 2.3) para su estimación siendo muy subjetiva su aplicación pues es necesario juzgar si las voladuras han sido cuidadosas o no.

En esta última actualización del criterio de HOEK y BROWN la elección de $GSI = 25$ para cambiar las expresiones de los coeficientes s y a , HOEK y BROWN (1997), ha sido eliminada y la transición se ha suavizado. Sin embargo, los valores numéricos de a y s son muy próximos a los que se obtenían con las ecuaciones previas.

La resistencia a compresión uniaxial se obtiene haciendo $\sigma_3=0$ en la ecuación 2.39, resultando:

$$\sigma_{cm} = \sigma_c \cdot s^a \quad (2.43)$$

La resistencia a tracción, obtenida con $\sigma'_1 = \sigma'_3 = \sigma_{tm}$ en la ecuación 2.39, resulta:

$$\sigma_{tm} = -\frac{s\sigma_c}{m_b} \quad (2.44)$$

2.6.3. Análisis del factor de alteración D

Según HOEK et al. (2002), el efecto de las voladuras así como el relajamiento del estado de esfuerzos debido a la decompresión por la excavación y remoción del terreno suprayacente, repercute en una menor resistencia del macizo rocoso.

Esto se refleja en la última versión del criterio con la aplicación de un factor de alteración D. Se recupera así la idea de la primera actualización del criterio original en la que se aportaban distintas formulaciones para los parámetros m y s , en función de que el macizo estuviese o no alterado, y que finalmente se había abandonado, dejando a criterio del ingeniero reflejar esta situación reduciendo en cada caso concreto el índice RMR.

El objetivo de este factor es crear un rango de valores muy amplio desde $D=0$ hasta $D=1$, en la que la variación de la resistencia es muy amplia, y sin el cuál el criterio en algunos casos era poco conservador. Para introducir el factor D se

basan en dos análisis retrospectivos de grandes taludes a cielo abierto en los que han concluido que las resistencias que predecía el criterio eran optimistas.

SJÖBERG (1999) ha realizado un análisis retrospectivo en algunos casos en que se cuenta con información tanto geológica como de la forma de rotura, y concluye que a pesar de que los datos no son muy numerosos, la resistencia obtenida con la categoría de "macizo rocoso inalterado" predice valores demasiado optimistas, de acuerdo con los resultados obtenidos en los análisis retrospectivos.






Pero también hay que tener en cuenta que las resistencias obtenidas con análisis retrospectivos son representativas de condiciones residuales post-pico y, por tanto, representarían el límite inferior de las resistencias, siendo muy conservadoras en los materiales más frágiles.

A pesar de los pocos análisis retrospectivos documentados, se podría concluir que en el caso de grandes taludes en macizos rocosos el criterio de HOEK Y BROWN es más adecuado cuando $D > 0$.

La energía que liberan las voladuras provocan la creación de nuevas fisuras, apertura de discontinuidades, y pérdida de resistencia, pudiéndose extender los daños. Generalmente es aceptado que el daño provocado por voladuras profundiza en el macizo desde 0.5 veces la altura del banco hasta dos veces, dependiendo del diseño de las voladuras y del tipo de roca.

En opinión de CHEN et al. (2001), la excavación de taludes provoca una redistribución de esfuerzos en el macizo rocoso, que en el caso de las excavaciones para la presa de las Tres Gargantas en China, afecta a una banda de entre 5 y 20 m, donde se relajan los esfuerzos y en la que se producen esfuerzos de tracción y de corte en las discontinuidades pre-existentes. Por otra parte, la afección por voladuras, puesta de manifiesto por las nuevas fisuras, se suele encontrar en una banda variable entre 0.5 m y 5 m. Es en esta banda donde se produce la principal disminución de resistencia, y no en la de relajación de esfuerzos.

Cuadro 2.3. Estimación del factor de alteración D

Apariencia del macizo rocoso	Descripción del macizo rocoso	Valor D sugerido
	<p>Excelente calidad de voladura controlada o excavación con tuneladora TBM, con resultados de alteración mínima del macizo rocoso confinado circundante al túnel</p>	<p>D=0</p>
	<p>Excavación mecánica o manual en macizos rocosos de mala calidad (sin voladuras) con una alteración mínima en el macizo rocoso circundante Cuando aparezcan problemas de deformación en el piso durante el avance, la alteración puede ser severa a menos que se coloque una contraboveda temporal, tal como se muestra en la fotografía</p>	<p>D=0 D=0.5 No Invert</p>
	<p>Voladura de muy mala calidad en un túnel en roca competente con daños locales severos, extendiéndose 2 o 3 m en el macizo rocoso circundante</p>	<p>D=0.8</p>
	<p>Pequeñas voladuras en taludes de ingeniería civil dan lugar a pequeños daños al macizo rocoso, particularmente si se usan voladuras de contorno como se muestra en el lado izquierdo de la fotografía. Sin embargo la liberación de esfuerzos resulta en alguna alteración</p>	<p>D=0.7 Good blasting D=0.5 Poor blasting</p>
	<p>Los taludes en las grandes minas a cielo abierto sufren alteraciones significativas debido a las grandes voladuras de producción y también debido a la relajación de esfuerzos al retirar el esteril de recubrimiento. En algunas rocas blandas la excavación puede llevarse a cabo mediante el ripado y empuje con tractores de orugas y el grado de afección a los taludes será menor.</p>	<p>D=1.0 Production blasting D=0.7 Mechanical excavation</p>

En general, es aceptado que el daño producido por las vibraciones de las voladuras puede causar la inestabilidad superficial en los bancos de excavación, sin embargo este efecto es menor sobre la estabilidad global de toda la excavación en cuanto a disminución de la resistencia del macizo. Más peligrosos son los sismos de cara a la estabilidad global, debido a su baja frecuencia de vibración comparada con las voladuras y también porque afecta a toda la masa, en particular en roca de mala calidad.

Una reducción de la resistencia producida al aplicar el factor D, es similar a la que produce una reducción de GSI, pues en la formulación de los parámetros m_b y s afecta directamente el término dependiente de GSI. Por tanto, obtenido el valor de m_b con $D=1$ se puede obtener el índice GSI que da el mismo valor de m_b , con $D=0$.

La relación para calcular el índice GSI equivalente considerando un factor de alteración D igual a cero a partir del índice GSI calculado considerando un factor de alteración D igual a 1 es la siguiente:

$$GSI_{(D=0)} = 2GSI_{(D=1)} - 100 \quad (2.45)$$

A partir de la relación mostrada anteriormente, el factor de alteración D se podría sustituir por una reducción directa del índice GSI, sin embargo esto solo sería posible cuando se parte de un valor alto del terreno antes de ser alterado porque no sería válida para valores bajos de GSI menores que 50. En terrenos regulares y malos, para conseguir el GSI equivalente a cuando se emplea $D=1$, llevaría a asignar valores negativos y esto no es real.

El procedimiento de juzgar la disminución del índice GSI, como ya se recomendó después de la versión del año 1988, es más sencilla. En la práctica, el efecto o disminución del índice GSI que provoca la técnica de excavación si es con voladuras se observa en superficie, y existen técnicas para conocer cuanto profundiza hacia el interior (LOPEZ JIMENO y GARCÍA BERMUDEZ, 2000). El otro efecto, el de la relajación o decompresión se puede valorar midiendo la velocidad sísmica y comparándola con la que tenía el terreno original, pero también mediante sondeos geotécnicos.

La técnica de aplicación del factor D propuesta en la última versión provoca incertidumbres en su valoración y aplicación por no ser suficientemente concreta, siendo necesario un juicio subjetivo sobre la afección que ha sufrido el macizo rocoso.

2.6.4. Aplicación y validez del criterio de HOEK y BROWN

El criterio de rotura de HOEK y BROWN es actualmente el criterio más empleado en el campo de la mecánica de rocas, especialmente para obras subterráneas, a pesar de la limitación de los datos experimentales que se emplearon para desarrollarlo. La buena acogida que ha encontrado este criterio dentro del

campo de la mecánica de rocas se ha debido a la inexistencia de alternativas mejores, a su formulación sencilla, y a que en su reciente historia se ha empleado con cierto éxito, especialmente en el campo de los túneles. También se está empleando en el campo de las grandes cimentaciones en roca y para el análisis de grandes taludes.

La alternativa de establecer un criterio de rotura a partir de los ensayos de resistencia de una roca en laboratorio no se considera válida ya que la resistencia es inversamente proporcional al tamaño de la muestra. Las muestras más grandes reducen su resistencia frente a las más pequeñas debido a la inclusión de más defectos como son las discontinuidades en la roca matriz. Por consiguiente, no se puede medir la resistencia de un macizo rocoso en laboratorio y hay que acudir a criterios empíricos como el de HOEK y BROWN, fundamentados en la teoría y en la práctica.

Se trata de un criterio que a lo largo de los próximos años podrá ir aumentando su validación para distintas aplicaciones con la publicación de casos reales de roturas en los que se pueda realizar un análisis retrospectivo.

Por otro lado, los parámetros del macizo rocoso que intervienen en el criterio, especialmente m_b , s y el ajuste del factor de alteración D se podrán ir ajustando para distintas geologías.

El criterio de HOEK y BROWN actualmente aporta un medio para valorar la resistencia de un macizo rocoso a gran escala con los siguientes condicionantes:

- Es un criterio en esfuerzos efectivos. Aunque inicialmente su expresión fue dada en esfuerzos totales, más tarde se cambió a esfuerzos efectivos. Su paso a esfuerzos totales se puede hacer aplicando la ley de Terzaghi, aunque ésta es más propia para suelos.
- El tamaño de los bloques de roca que subdividen las discontinuidades han de ser pequeños en relación con el tamaño del talud, esto restringe las condiciones de aplicabilidad a un comportamiento isótropo de la roca y del macizo rocoso, lo cual sería estrictamente de aplicación en el caso de macizos intactos o altamente fracturados. Habrá que juzgar en cada caso la posible anisotropía del macizo rocoso, el tamaño del bloque respecto al tamaño de la excavación y el modo posible de falla (controlada por las discontinuidades o por la rotura del macizo rocoso).

Para el caso de un talud de grandes dimensiones el macizo rocoso puede ser descrito como altamente fracturado debido a que el espaciamiento entre las discontinuidades es pequeño en relación a la altura total del talud.

- En la aplicación del criterio a grandes taludes, se tiende a disminuir la resistencia del macizo rocoso, explicándolo por el efecto de la decompresión del macizo rocoso y las voladuras (HOEK et al, 2002) o por medio de análisis retrospectivos de roturas en grandes taludes (SJÖBERG, 1999). A lo largo de los próximos años se podrá ir aumentando su validación con la publicación de casos reales de fallas en los que se pueda realizar un análisis retrospectivo con este criterio.
- Como se verá en el Capítulo III, con la aplicación directa del criterio de HOEK y BROWN en los métodos de cálculo de estabilidad de taludes, no se puede aplicar la definición clásica del factor de seguridad, debido principalmente a la no linealidad de la envolvente de rotura.

2.7. CRITERIO DE ROTURA DE MOHR-COULOMB

El criterio de rotura de MOHR-COULOMB, introducido por primera vez por COULOMB en el año 1773, inicialmente pensado para el estudio en suelos, es un criterio de rotura lineal.

Aunque el comportamiento de la roca en un ensayo triaxial no concuerda con un modelo lineal, el criterio MOHR-COULOMB se sigue utilizando mucho por su sencillez y comodidad.

Generalmente para el caso del criterio de MOHR-COULOMB, se define el criterio de rotura en función del esfuerzo tangencial y el esfuerzo normal a un plano. En este caso la superficie de fluencia es de la forma $\tau = f(\sigma)$. La expresión matemática de dicha ecuación es:

$$\tau = c' + \sigma' \operatorname{tg} \phi' \quad (2.46)$$

Donde:

c' es la cohesión considerando esfuerzos efectivos

ϕ' es el ángulo de fricción considerando esfuerzos efectivos

τ es el esfuerzo de corte que actúa en el plano de rotura

A continuación, en la Figura 2.10, se representa el criterio de rotura de MOHR-COULOMB en el campo de esfuerzos tangencial y normal. Se puede apreciar que la ecuación de la superficie de rotura es la ecuación de la recta tangente a todos los círculos de falla.

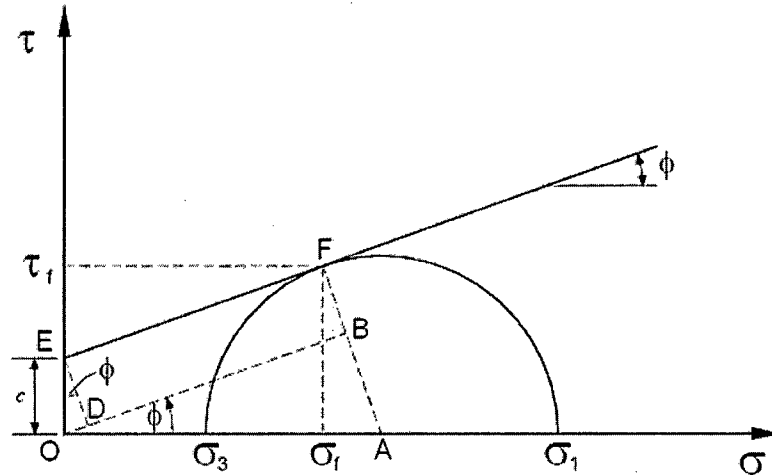


Figura 2.10.- Representación de la envolvente de rotura de Mohr-Coulomb en el campo de esfuerzos normal y tangencial

En este caso, el dominio elástico viene representado por la envolvente de Mohr. Por lo tanto, haciendo referencia a la que se ha dicho anteriormente, los puntos del macizo con estado de esfuerzos por debajo de dicha envolvente están en un estado elástico mientras que los que se sitúan encima se encuentran en rotura. La zona de estados de esfuerzos inaccesibles para este macizo es aquella que se encuentra por encima de la envolvente de Mohr.

2.8. LINEALIZACIÓN DEL CRITERIO DE ROTURA DE HOEK Y BROWN

Debido a que la mayoría de programas geotécnicos están aun codificados en términos del criterio de rotura de MOHR- COULOMB, es necesario determinar el ángulo de fricción y la cohesión para los macizos rocoso. Esto se hace ajustando una relación lineal media a la curva generada a partir de la ecuación 2.39 para un intervalo de esfuerzo principal menor definido por $\sigma_{im} < \sigma_3 < \sigma_{3max}$, tal como se ilustra en la Figura 2.11.

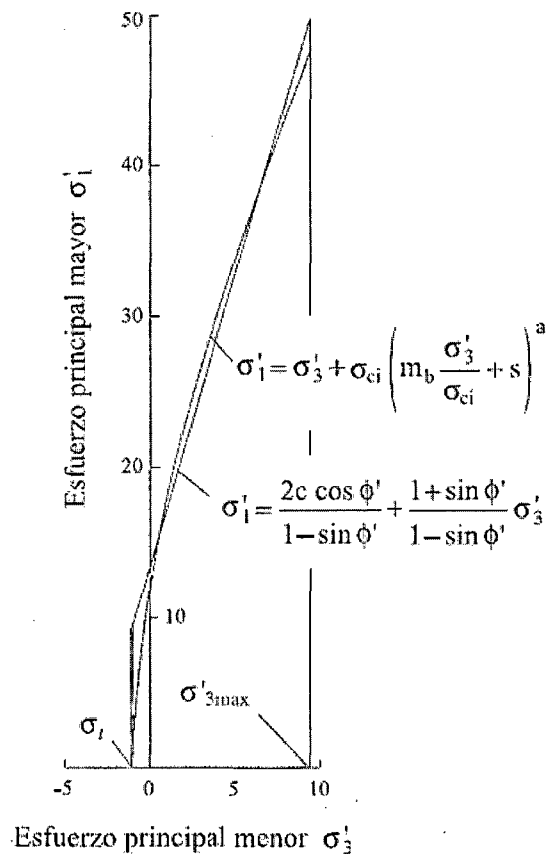


Figura 2.11.- Relación entre los esfuerzos principales mayor y menor para el criterio de HOEK y BROWN y el equivalente de MOHR-COULOMB (Hoek et al, 2002)

La gráfica equivalente, en términos de los esfuerzos principales menor y mayor, está definida por:

$$\sigma_1' = \frac{2c' \cos \phi'}{1 - \sin \phi'} + \frac{1 + \sin \phi'}{1 - \sin \phi'} \sigma_3' \quad (2.47)$$

2.8.1. Metodología de la linealización

Si se quieren emplear los parámetros de cálculo según un modelo MOHR - COULOMB, pero teniendo en cuenta el criterio de rotura de HOEK y BROWN, hay que hacer una simplificación que consiste en linealizar la envolvente curva de rotura de HOEK y BROWN.

La envolvente de rotura lineal de Mohr - Coulomb se caracteriza con la cohesión y el ángulo de rozamiento interno en el plano $\sigma - \tau$ mediante la expresión:

$$\tau = c' + \sigma' \operatorname{tg} \phi' \quad (2.48)$$

O bien por la resistencia a compresión simple del macizo rocoso σ_{cm} , y N_ϕ en el plano $\sigma_1 - \sigma_3$, mediante la expresión:

$$\sigma_1' = c_{cm}' + \sigma_3' N_\phi \quad (2.49)$$

Siendo:

$$N_\phi = (1 + \operatorname{sen} \phi') / (1 - \operatorname{sen} \phi') \quad (2.50)$$

Los valores de ϕ y c se pueden calcular a partir de las siguientes expresiones:

$$\operatorname{sen} \phi' = \frac{N_\phi - 1}{N_\phi + 1} \quad (2.51)$$

$$c' = \frac{\sigma_{cm}}{2\sqrt{N_\phi}} \quad (2.52)$$

La resistencia a la compresión simple y la resistencia a la tracción σ_{cm} y σ_{tm} , respectivamente, se pueden calcular de acuerdo con las siguientes expresiones:

$$\sigma_{cm} = \frac{2c' \cos \phi'}{1 - \operatorname{sen} \phi'} \quad (2.53)$$

$$\sigma_{tm} = \frac{2c' \cos \phi'}{1 + \operatorname{sen} \phi'} \quad (2.54)$$

El valor de la resistencia a tracción que se obtiene con la ecuación 2.54 es bastante alto, en especial para ángulos de fricción bajos. Además la ecuación 2.48 no tiene significado físico para cuando el esfuerzo normal es negativo. Por tanto, es práctica habitual considerar un valor de la resistencia a tracción menor,

denominada "tensión cut-off", que la que se obtiene con la ecuación 2.54. Por ejemplo, se podría utilizar según HOEK (1990) la resistencia a tracción del macizo rocoso obtenida con la ecuación 2.34.

Existen varios métodos para realizar la linealización de la envolvente de HOEK y BROWN y obtener un ángulo de fricción y cohesión equivalentes, a continuación se describen cada uno de estos métodos.

2.8.2. Método de la tangente

Este método, desarrollado por J.W. BRAY y descrito en HOEK y BROWN (1983), determina la resistencia al corte del macizo rocoso para un determinado estado de esfuerzos según la correspondiente envolvente de MOHR - COULOMB, tangente a la envolvente de HOEK y BROWN, como se muestra en la Figura 2.12.

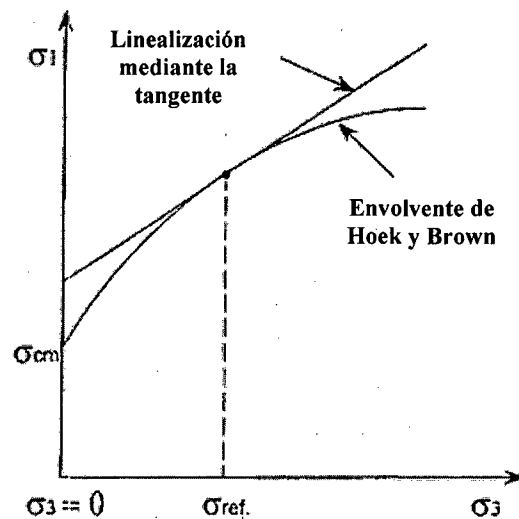


Figura 2.12.- Método de la tangente

En la práctica este método es más difícil de aplicar porque los programas de cálculo suelen caracterizar el terreno con valores de c' y ϕ' que se mantienen constantes para el mismo tipo de suelo o roca, en vez de hacerlos depender para cada momento del valor del esfuerzo normal en cada punto. En este sentido, los métodos que se describen a continuación enfocan la linealización como única dentro de un rango de esfuerzos.

2.8.3. Método de la secante

Este método descrito por GALERA (1996), consiste en linealizar la envolvente de HOEK y BROWN por medio de una secante que corta a la envolvente de HOEK y BROWN en $\sigma_3=0$ y en $\sigma_3=\sigma_{ref}$, siendo σ_{ref} la presión de confinamiento del macizo rocoso en cada caso de estudio.

En la Figura 2.13, se ilustra la linealización mediante secante en una envolvente de HOEK y BROWN genérica.

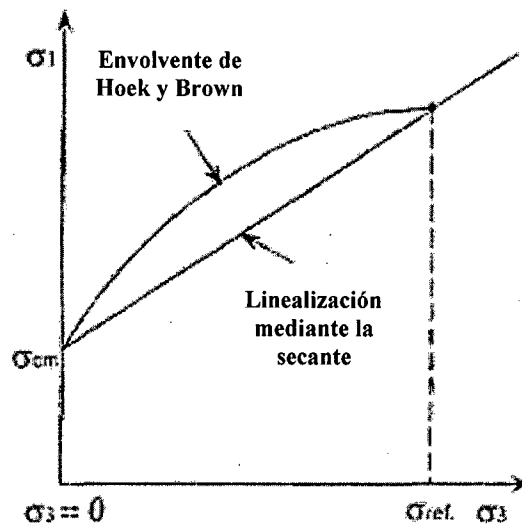


Figura 2.13.- Método de la secante

Este método respeta la resistencia a compresión simple del macizo rocoso, pero se trata de un criterio de linealización bastante conservador, pues la recta de rotura estimada queda por debajo de la envolvente de rotura de HOEK y BROWN.

2.8.4. Método de la regresión lineal

Este método, desarrollado por HOEK y BROWN (1997), consiste en utilizar la envolvente de HOEK y BROWN como generador de resultados de ensayos triaxiales a nivel de macizo rocoso, de manera que, para varios valores de σ_3 , se obtienen sus respectivos valores σ_1 y con estos pares de valores se realiza una regresión lineal. Este método es muy sensible a los valores de σ_1 con los que se generan los puntos para la posterior regresión lineal.

En el Figura 2.14 se ilustra la linealización mediante el método de la regresión lineal en una envolvente de HOEK y BROWN genérica.

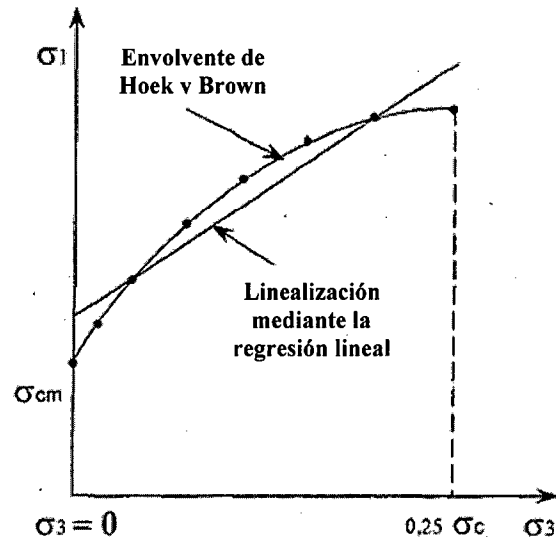


Figura 2.14.- Método de la regresión lineal

Este método sobrestima la resistencia del macizo rocoso para estados de esfuerzos con poco confinamiento, y que a priori podría traducirse en diseños poco conservadores, e igualmente sobrestima la resistencia para estados de esfuerzos altos.

2.8.5. Método de la bilinealización.

Este método, descrito por VARONA Y VELASCO (2000), consiste en sustituir la envolvente de rotura de HOEK y BROWN por una envolvente de rotura bilineal que se ajusta a la envolvente curva. Cada uno de los dos segmentos rectos corresponde a una envolvente de MOHR-COULOMB, con su propia cohesión y ángulo de fricción, como se muestra en la Figura 2.15. De esta manera se aprovecha la opción de ciertos programas de cálculo de emplear criterios de rotura bilineales.

En este método de la bilinealización también se plantea la necesidad de establecer un esfuerzo de referencia, $\sigma_3 = \sigma_{ref}$, el punto intermedio para la bilinealización se calcularía de manera que el área contenida entre la envolvente y los dos segmentos rectos de la bilinealización sea mínima.

Este método, como el de la secante, es también conservador, pues la nueva envolvente queda por debajo de la envolvente de HOEK y BROWN. No obstante,

esta bilinealización consigue una mejor aproximación que el método de la secante. El criterio para adoptar el esfuerzo de referencia habría que valorarlo en cada caso concreto.

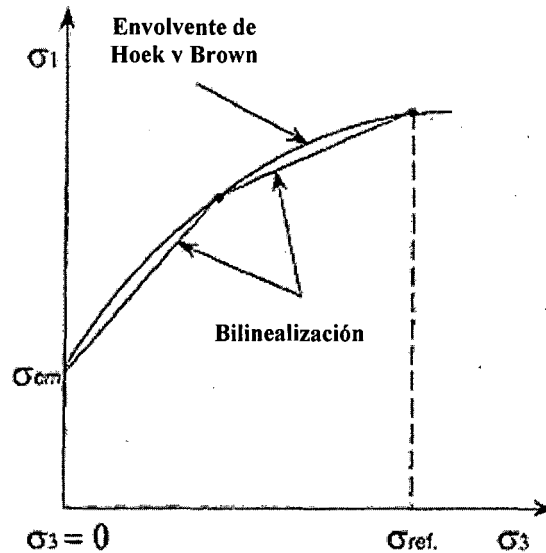


Figura 2.15.- Método de la bilinealización

2.8.6. Método de la equivalencia de áreas

Recientemente, los autores HOEK, CARRANZA-TORRES y CORKUM (2002) proponen una curva que equilibre las áreas que quedan entre la curva de HOEK y BROWN y la linealizada de MOHR- COULOMB, como en la bilinealización.

Esto lo resuelven para un rango de esfuerzos $\sigma_t < \sigma_3 < \sigma_{3max}$, siendo σ_{3max} la presión de confinamiento máxima que se espera, y que se tendrá que estimar en cada caso particular. Los resultados obtenidos para el ángulo de fricción ϕ' y la cohesión c' son:

$$\phi' = \text{sen}^{-1} \left[\frac{6am_b(s + m_b\sigma_{3n})^{a-1}}{2(1+a)(2+a) + 6am_b(s + m_b\sigma_{3n})^{a-1}} \right] \quad (2.55)$$

$$c' = \frac{\sigma_{ci} [(1+2a)s + (1-a)m_b\sigma_{3n}] (s + m_b\sigma_{3n})^{a-1}}{(1+a)(2+a) \sqrt{1 + (6am_b(s + m_b\sigma_{3n})^{a-1}) / ((1+a)(2+a))}} \quad (2.56)$$

Siendo:

$$\sigma_{3n} = \sigma_{3\max} / \sigma_{ci} \quad (2.57)$$

Según los autores de estas expresiones, el valor de $\sigma_{3\max}$ que lleva a tener el mismo factor de seguridad al hacer la linealización, y la misma forma y localización de la rotura se determina con la siguiente expresión:

$$\frac{\sigma_{3\max}}{\sigma_{cm}} = 0.72 \left(\frac{\sigma_{cm}}{\gamma H} \right)^{-0.91} \quad (2.58)$$

Donde:

γ es el peso específico del macizo rocoso y H es la altura del talud analizado.

$$\sigma_{cm} = \sigma_{ci} \frac{(m_b + 4s - a(m_b - 8s))(m_b / 4 + s)^{a-1}}{2(1+a)(2+a)} \quad (2.59)$$

El método de linealización utilizado en esta tesis es el de la equivalencia de aéreas, método que viene implementado en el programa RocData v 3.0 de Rocscience.

2.8.7. Ventajas e inconvenientes de la linealización

En cualquiera de los métodos para linealizar la envolvente de rotura no lineal, empleados para obtener una cohesión y ángulo de fricción equivalentes, hay que tomar un esfuerzo de referencia o un rango de esfuerzos. Una primera aproximación al estado de esfuerzos que tendrá la excavación del talud puede hacerse con un modelamiento numérico en régimen elástico. Adoptando el rango de esfuerzos resultantes y linealizando, se estará sobrevalorando ligeramente la cohesión e infravalorando el ángulo de fricción porque los esfuerzos reales del macizo rocoso son menores que los obtenidos con el cálculo puramente elástico al no producirse la plastificación.

En una excavación superficial el estado de esfuerzos varía con la profundidad del punto del macizo rocoso respecto a la superficie, y por tanto no sería correcto emplear un esfuerzo de referencia único. En este sentido, sería recomendable

discretizar por escalones de esfuerzos y realizar las linealizaciones para cada escalón o nivel de esfuerzos.

Cada uno de los métodos de linealización conlleva una serie de dificultades particulares. El método de la secante es demasiado conservador, pues la recta de rotura estimada está por debajo de la envolvente de rotura. Los resultados serían muy pesimistas, dando lugar a diseños excesivamente conservadores. Esto es extrapolable al método de la bilinealización aunque produce una mejor aproximación.

El método de la regresión lineal sobreestima la resistencia del macizo rocoso para estados de esfuerzos con poco confinamiento, que a priori podría traducirse en diseños poco conservadores, e igualmente sobreestima la resistencia para estados de esfuerzos altos. Esta última circunstancia se da con el análisis únicamente elástico. Con este análisis se obtiene una envolvente superior del estado de esfuerzos porque no plastifica, aunque está distribuido de manera diferente. Según se ha comentado habría una ligera subestimación del ángulo de fricción y una sobreestimación de la cohesión.

Por último, hay que comentar que los métodos de linealización que toman un esfuerzo de referencia basado en la resistencia a compresión simple σ_c , o del macizo rocoso σ_{cm} , presentarían cierta incoherencia cuando se trata de varios tipos de roca distintos porque se estarían tomando rangos de esfuerzos distintos para un único estado de esfuerzos existente en la realidad.

De todos los métodos de linealización, el empleo de la última versión presentada por HOEK et al (2002) es la más coherente, aunque mantiene los inconvenientes inherentes a la propia linealización, entre ellos, que unas veces sobrestiman y otras subestiman la resistencia del macizo rocoso de acuerdo con los resultados de los cálculos realizados en esta tesis y que se muestran en los siguientes capítulos. Con respecto al esfuerzo máximo de confinamiento σ_{3max} , si no se tiene otro dato, se puede utilizar la expresión dada por los mismos autores para taludes y laderas, aunque su justificación no haya sido detallada.

Esto se ha hecho así en la presente tesis para realizar los cálculos comparativos que definirán la nueva propuesta del factor de seguridad en función del índice GSI.

CAPÍTULO III

ANÁLISIS DE ESTABILIDAD POR ELEMENTOS FINITOS APLICANDO EL CRITERIO DE ROTURA DE HOEK Y BROWN

3.1. INTRODUCCIÓN

En el presente capítulo se desarrolla una metodología de análisis de estabilidad de macizos rocosos mediante el Método de Elementos Finitos (MEF), empleando un modelo constitutivo elastoplástico y el criterio de rotura no lineal de HOEK y BROWN (HOEK et al., 2002).

Las situaciones en las que se aplica esta metodología son los grandes deslizamientos globales, provocados por una rotura a través del macizo rocoso, el cual se considera isótropo, con un comportamiento elastoplástico perfecto.

El objetivo de este método de análisis es su aplicación a taludes cuyas dimensiones son lo suficientemente grandes como para suponer que el tamaño de los bloques en que se subdivide el macizo rocoso es comparativamente pequeño como para considerarlo en su conjunto isótropo. El comportamiento elastoplástico perfecto será más representativo cuanto más dúctil sea el macizo rocoso, o sea cuando el índice GSI es mas bajo.

Para aplicar el modelo con un criterio de rotura no lineal, entre todos los métodos de análisis de la estabilidad descritos en el Capítulo I, se ha optado por emplear un método esfuerzo-deformación por ser este tipo de método el que mejor se adapta a la simulación del problema, cumple las condiciones de equilibrio y compatibilidad y permite además reflejar las condiciones de contorno y los procesos de excavación.

El criterio de rotura no lineal empleado es el de HOEK y BROWN (HOEK et al., 2002), por ser el que mejor representa el comportamiento de las rocas. En el Capítulo II se ha visto la mejor aproximación al comportamiento resistente de un macizo rocoso mediante la aplicación de este criterio de rotura no lineal, frente a un criterio lineal clásico como el de MOHR - COULOMB.

A lo largo de este capítulo se describe el programa geotécnico de elementos finitos elegido para realizar los cálculos, se detalla el modelo empleado y se hace el planteamiento del problema a estudiar. Finalmente, se describen los distintos casos de taludes estudiados en los que se ha buscado el equilibrio límite con condiciones geométricas y litologías diferentes.

3.2. PROGRAMA INFORMÁTICO DE CÁLCULO

El criterio de rotura no lineal elegido presenta una serie de dificultades inherentes al estado actual del software disponible, pues son pocos los programas de elementos finitos que lo incorporan.

Mientras que en los programas geotécnicos que utilizan métodos de equilibrio límite para calcular la estabilidad de taludes, como los métodos de Bishop, Spencer, etc., se suele emplear el criterio de falla de MOHR - COULOMB, en los programas de elementos finitos o diferencias finitas se incluyen, además del de MOHR - COULOMB, otros criterios de rotura para los modelos elastoplásticos, como el de VON MISES, DRUCKER - PRAGER, etc.

Se han analizado los criterios de rotura empleados en la mayoría de los programas comerciales que aplican métodos numéricos disponibles para realizar análisis geotécnicos como Flac, Plaxis, etc, concluyéndose que son pocos los programas que implementan el criterio de HOEK y BROWN. Entre éstos, se encontró el programa **Phase2 v 6.0** (Rocscience Inc.), el cuál fue utilizado para el desarrollo de esta tesis.

Otra opción para poder utilizar el criterio de HOEK y BROWN sería emplear la linealización de la envolvente de rotura no lineal, con la problemática que ello conlleva según lo visto en el Capítulo II, convirtiéndola en una envolvente de MOHR - COULOMB. Este procedimiento también se emplea en esta tesis, utilizando el programa **Slide v 5.0** previa linealización de la envolvente, para realizar la comparación entre el factor de seguridad utilizado en esta tesis, denominado $F.S._{GSI}$ (PUELL, 2003) y el habitual obtenido de análisis de equilibrio límite utilizando el criterio de MOHR – COULOMB denominado $F.S._{M.C.}$

3.3. MODELAMIENTO NUMÉRICO

En este apartado se describe el modelo de elementos finitos adoptado para el análisis paramétrico:

- **Software geotécnico utilizado:** Phase2 v 6.0 (Rocscience).
- **Geometría y condiciones de contorno:** Para la localización de los contornos del modelo se ha tomado como referencia las recomendaciones típicas para este tipo de problema según LORIG y VARONA (2001), las cuales se presentan en la Figura 3.1, aunque dependiendo de cada caso estudiado se han tomado algo más distanciados. En cuanto a las condiciones de contorno, se han restringido los movimientos de la frontera inferior del modelo, en las fronteras laterales se ha restringido los movimientos horizontales y en la superficie superior donde se realiza la excavación se ha permitido el libre movimiento. En la Figura 3.2 se presentan las condiciones de contorno consideradas en el análisis.

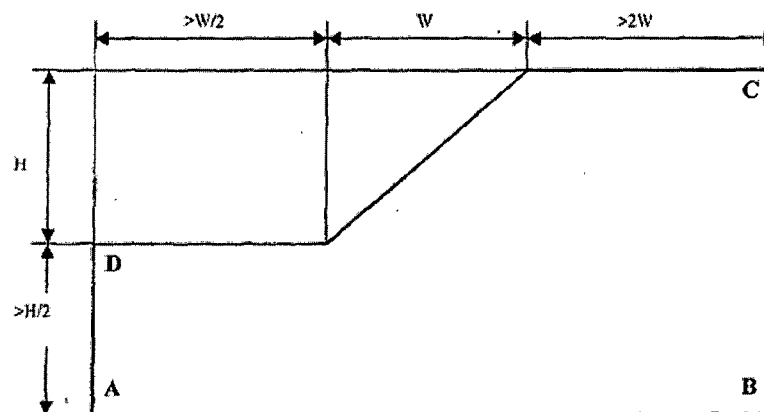


Figura 3.1.- Dimensiones mínimas de un modelo de talud
(Lorig y Varona, 2001)

- **Forma del elemento:** Se han tomado elementos triangulares de 6 nodos, como se observa en la Figura 3.2.
- **Tipo de análisis de esfuerzos:** Deformación plana.
- **Número de iteraciones:** 400
- **Tolerancia:** 0.002

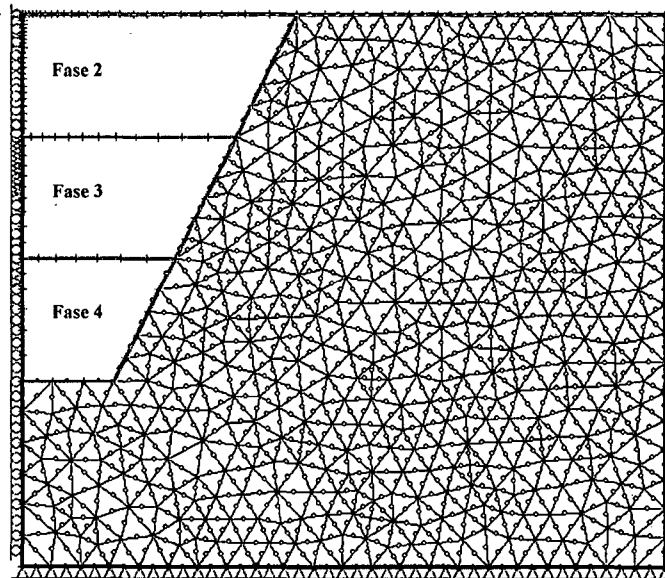


Figura 3.2.- Malla de elementos finitos, fases de excavación y condiciones de contorno

- **Relación entre esfuerzos:** Se ha considerado una relación inicial entre el esfuerzo horizontal y el vertical de $K_0=1$.
- **Fases de excavación:** Para realizar una mejor aproximación, en las simulaciones realizadas se ha considerado cuatro fases de excavación, correspondiendo la primera fase al macizo rocoso sin excavar, y la última a la excavación final del talud de acuerdo a lo mostrado en la Figura 3.2.
- **Modelo constitutivo:** El modelo constitutivo elegido es el elastoplástico, es decir, no se considera variación de la capacidad resistente después de la plastificación. Esto será más real cuanto menos frágil sea el material, o cuanto más dúctil. Por tanto, será más representativo cuanto más bajo sea el valor del índice GSI, pues el material será más dúctil.
- **Ley de fluencia:** Se ha optado por una ley de fluencia no asociada considerando la dilatancia nula, la razón es porque es difícil conocer la dilatancia en un macizo rocoso y, como señalan GRIFFITHS y LANE (1999), las diferencias son prácticamente nulas en el factor de seguridad.
- **Estado de esfuerzos iniciales:** Es necesario especificar el estado de esfuerzos previo por varias razones (DUNCAN, 1996). La primera es que la variación de los esfuerzos que se obtienen en cada etapa de cálculo se

añaden a los anteriores, por lo que para conocer este proceso es necesario conocer el estado inicial. La segunda, es que la rigidez del terreno dependerá de los estados iniciales de esfuerzos, y la tercera, es que las fuerzas que se aplican para simular excavaciones se calculan usando los esfuerzos anteriores en el borde de la excavación, por lo que de nuevo es necesario conocer los esfuerzos iniciales.

Existen varias maneras de obtener este estado de esfuerzos inicial; algunos autores parten de un talud libre de esfuerzos iniciales y van aumentando la fuerza de la gravedad progresivamente hasta la real (GRIFFITHS y LANE, 1999); otros parten de un terreno nivelado modelando la excavación por medio de la eliminación de capas del mallado en etapas (DUNCAN, 1996; LORIG y VARONA, 2001). Si el terreno no está nivelado inicialmente, las dificultades para estimar el estado inicial son mayores porque es difícil encontrar un estado de esfuerzos iniciales que satisfaga la condición de equilibrio (DUNCAN, 1996).

El procedimiento aquí empleado ha sido considerar una primera fase donde la superficie todavía no se ha excavado y es horizontal. Se le asigna una carga gravitatoria igual al peso específico del material.

- **Módulo de deformación y coeficiente de Poisson:** Se ha tomado para cada caso el módulo de deformación recomendado por HOEK et al (2002), según se describe en el Capítulo II, y un coeficiente de Poisson $\nu = 0.25$.
- **Equilibrio:** En los análisis realizados, para obtener el estado de equilibrio límite se ha ido reduciendo progresivamente el índice GSI, pasando de una situación estable a una situación inestable donde no se alcanza la convergencia del sistema.

3.4. PLANTEAMIENTO DEL ANÁLISIS

El problema de partida ha consistido en conocer en qué condiciones un talud está en equilibrio límite frente a una rotura global. Para ello, se han analizado distintos casos de taludes hipotéticos en macizos rocosos, con distintas geometrías y distintos tipos de rocas.

Con esto no se ha pretendido elaborar unos ábacos de estabilidad de taludes empleando el criterio de rotura de HOEK y BROWN, pues muchos son los factores que intervienen, no solo por el comportamiento de cada material, sino también por las fuerzas externas que lo condicionan. Algunos de estos aspectos son los siguientes:

- La ubicación del nivel freático.
- Las fuerzas adicionales durante los procesos de sismo pueden ser importantes de cara a la estabilidad general en determinadas regiones.
- El estado de esfuerzos inicial adoptado en la simulación corresponde a esfuerzos principales coincidentes con la horizontal y vertical con una relación $K_0=1.00$. Sin embargo esta relación puede variar en dirección y en cantidad, entre $K_0=0.33$ y $K_0=3.50$ para profundidades menores de 500 m (PUELL, 2003).
- Se ha considerado un material completamente dúctil que no tiene pérdida de resistencia después de la rotura, evitándose así fenómenos de rotura progresiva que se pueden dar en determinados macizos rocosos.
- El peso específico del macizo rocoso se ha tomado como 2.5 Ton/m^3 , siendo el rango de valores para las rocas muy variable.

Finalmente, hay que comentar que, debido a la escala geológica en este tipo de problemas con alturas generalmente mayores de 100 m en las excavaciones, no se puede considerar la homogeneidad de todo el macizo excavado en cuanto a unas únicas características resistentes, sino que intervendrán distintas unidades geológico-geotécnicas representativas de zonas concretas del terreno, y cada una con su resistencia de acuerdo con el criterio de rotura utilizado.

Por lo tanto, el análisis paramétrico realizado no ha pretendido confeccionar tablas de utilidad para la estimación de la estabilidad de excavaciones de una determinada altura en un determinado macizo rocoso, sino permitir el estudio de la metodología a emplear para el cálculo del factor de seguridad con el criterio de HOEK y BROWN, a través del análisis de casos concretos. Esto servirá para ir de lo general a lo particular, y en un caso real de estudio, debido a la importancia de estos taludes o laderas, el estudio se realizaría con las singularidades específicas del problema.

Geoméricamente se han estudiado taludes de distintas alturas y con distintas inclinaciones, se ha estudiado su comportamiento con distintos tipos de litología, cuya resistencia se ha definido según el criterio de rotura de HOEK y BROWN.

Siempre se ha considerado que el macizo rocoso es homogéneo y tiene un comportamiento isótropo.

3.5. FACTORES DE SEGURIDAD PARA MODELOS ELASTOPLÁSTICOS

Según la literatura técnica revisada, en los cálculos elastoplásticos hay actualmente dos técnicas para evaluar el factor de seguridad de un talud, la primera y más utilizada valora la relación entre las fuerzas resistentes y las fuerzas movilizadas sobre la superficie de deslizamiento, y en la segunda se mantiene fija la resistencia del terreno y se aumentan gradualmente las cargas gravitatorias hasta que se produce la rotura.

La primera técnica se utiliza en los métodos de equilibrio límite; en ellos, las fuerzas que inducen el deslizamiento tienen que equilibrarse con las fuerzas resistentes. Para evaluar la estabilidad frente al deslizamiento se define el factor de seguridad como aquel que reduce la resistencia cortante del terreno en una superficie de deslizamiento predeterminada, hasta un valor tal que el talud está en equilibrio límite.

El factor de seguridad obtenido por métodos de equilibrio límite y considerando el criterio de rotura de MOHR-COULOMB, para evitar confundirlo con el factor de seguridad utilizado en esta tesis, se le denomina $F.S._{M-C}$.

En este sentido, el factor de seguridad $F.S._{M-C}$ se determina en función de la resistencia al corte, porque es la cantidad que afecta a la estabilidad con mayor incertidumbre (LOWE, 1967).

$$F.S._{M-C} = \frac{\tau}{\tau_f} \quad (3.1)$$

Siendo:

τ = resistencia al corte del material a lo largo de la superficie de deslizamiento.

τ_f = resistencia al corte movilizada en la superficie de deslizamiento.

Se suele considerar suficiente de cara a la seguridad un factor de seguridad $F.S._{M-C}=1.3$, elevándose hasta $F.S._{M-C}=1.5$ en sitios de gran importancia o especialmente sensibles (HOEK y BRAY, 1981).

Según DUNCAN (1996), los criterios para obtener valores del factor de seguridad aceptables deberían establecerse teniendo en cuenta dos consideraciones importantes. Estas son:

- Grado de incertidumbre al evaluar las condiciones de la resistencia al corte en el análisis.
- Posibles consecuencias de la rotura.

Cuando las incertidumbres y las consecuencias de la rotura no son extraordinarias es aceptable usar factores de seguridad de $F.S._{M-C}=1.3$ e incluso menores en algunas circunstancias, como las excavaciones temporales.

Respecto a la superficie de rotura, en los métodos de equilibrio límite hay que considerar una única superficie de falla y asumir que la rotura se produce como un cuerpo rígido que se mueve conjuntamente. El factor de seguridad sería el mismo a lo largo de la superficie de deslizamiento. Esto no es necesariamente cierto para que se produzca el colapso, especialmente en los taludes rocosos de gran altura.

Suponiendo un criterio de rotura tipo MOHR - COULOMB, la resistencia al corte del material es:

$$\tau = c + \sigma_n \operatorname{tg} \phi \quad (3.2)$$

Donde:

τ = resistencia al corte

c = cohesión

σ_n = esfuerzo normal

ϕ = ángulo de fricción

La resistencia al corte para que se produzca deslizamiento es:

$$\tau_f = c_f + \sigma_n \operatorname{tg} \phi_f \quad (3.3)$$

Donde:

$$c_f = \frac{c}{F.S.M-C} \quad (3.4)$$

$$\phi_f = \operatorname{tg}^{-1} \left(\frac{\operatorname{tg} \phi}{F.S.M-C} \right) \quad (3.5)$$

Esta definición supone asumir que el factor reductor de los parámetros que intervienen en la resistencia al corte del terreno, cohesión y ángulo de fricción, sea el mismo para ambos cuando quizás no su influencia no es la misma en la estabilidad de un talud.

Por ejemplo, suponiendo que se le está exigiendo al talud un factor de seguridad $F.S.M-C = 1.30$; si suponemos que un terreno tiene una cohesión $c_1 = 0.1$ MPa, se le estaría exigiendo una cohesión de falla $c_{f1} = 0.077$ MPa, lo que supone 0.033 MPa de diferencia con lo existente, mientras que para un terreno con cohesión $c_2 = 0.01$ MPa, se le estaría exigiendo una cohesión de falla $c_{f2} = 0.0077$ MPa, lo que supone 0.0033 MPa, valor que puede ser prácticamente insensible para este tipo de problemas.

Una aceptación implícita en esta metodología de cálculo del factor de seguridad frente al deslizamiento es la de que el material tiene un comportamiento dúctil. Si el material tuviera un comportamiento frágil, la resistencia al corte disminuiría después de alcanzar la resistencia pico. Por tanto, si esto ocurre, como ésta no se alcanza al mismo tiempo a lo largo de toda la superficie de deslizamiento, se podría producir rotura progresiva y ser la resistencia al corte en algún punto de la superficie menor que la de pico. La única aproximación fiable en este caso sería emplear la resistencia residual en vez de la resistencia pico (DUNCAN, 1996).

La aplicación de esta técnica, de reducción progresiva de la resistencia al corte, en un programa de elementos finitos supone emplear un algoritmo para el cálculo del factor de seguridad.

El algoritmo de cálculo actúa iterativamente disminuyendo los parámetros de resistencia según aumenta el factor de seguridad, hasta llegar al estado en que el problema no tiene solución (no se consigue la convergencia tras un

determinado número de iteraciones). La fase anterior a la que se inestabiliza el cálculo corresponde al factor de seguridad existente.

En taludes, la técnica de reducción de la resistencia al corte, a través de reducir los parámetros c' y ϕ' , no es de aplicación directa para otros criterios de rotura que no sean el de MOHR - COULOMB, y por tanto tampoco para los criterios no lineales.

Como alternativa se podría emplear la técnica de aumentar la carga gravitatoria hasta que se desarrolla el mecanismo de rotura (SWAN et al., 1999).

$$F.S._g = \frac{g_{limite}}{g_{real}} \quad (3.6)$$

Donde:

$F.S._g$ = Factor de seguridad obtenido aumentando la gravedad

g_{limite} = Valor de la gravedad incrementada hasta la situación de equilibrio límite.

g_{real} = Valor de la gravedad real.

La primera aplicación de esta técnica está documentada por CHEN (1990) para el caso de suelos estrictamente cohesivos. En la práctica, el empleo de esta técnica se encuentra con la dificultad de que no está implementada en los programas comerciales y hay que realizarla por medio de la prueba y error, empleando para ello gran cantidad de tiempo. SWAN et al (1999) ha implementado el algoritmo para el análisis automático del estado límite empleando esta técnica en un modelo con criterio de rotura no lineal de DRUCKER - PRAGER. Sin embargo, no se tiene constancia al día de hoy de publicaciones que recojan experiencias o aplicaciones de esta técnica con el criterio de HOEK y BROWN.

Según PUELL (2003), esta técnica no tiene significado físico, pues actuar sobre la gravedad no resulta el objetivo final del factor de seguridad, sino que, como se indicó anteriormente, es asumir parcialmente la incertidumbre que se tiene respecto a la resistencia del macizo rocoso.

3.6. FACTOR DE SEGURIDAD PARA EL CRITERIO DE HOEK Y BROWN

El factor de seguridad trata de cubrir la incertidumbre respecto a la resistencia del macizo rocoso, cuando se aplica el criterio de rotura de HOEK y BROWN las incertidumbres provienen principalmente de la caracterización geológica en campo debido a que nuestras técnicas actuales para reconocer un macizo rocoso son poco precisas y algo subjetivas, en comparación con las técnicas de los ensayos de laboratorio.

En el estudio paramétrico realizado en la presente tesis se considera que la resistencia a la compresión simple (RCS) y el índice GSI son parámetros independientes, aunque existe cierta relación entre ambos si consideramos que el índice GSI se correlaciona con el índice RMR, y a su vez uno de los factores que intervienen en el cálculo del índice RMR es justamente la resistencia a la compresión simple de la roca intacta.

En la formulación del criterio de rotura generalizado de HOEK y BROWN para un macizo rocoso, si no se incluye por ahora el factor de alteración D, intervienen los parámetros m_b , s y a que se obtienen a través de la resistencia a compresión simple, del parámetro m_i y del índice de resistencia geológica GSI.

$$\tau = f(m_b, s, a) = g(RCS, m_i, GSI) \quad (3.7)$$

Cada uno de los datos anteriores tiene distintos grados de incertidumbre:

- La resistencia a compresión simple de la matriz rocosa: Este dato es fácil de determinar por medio de ensayos de compresión simple en laboratorio, sobre muestras tomadas de sondeos con recuperación de testigo, obteniéndose una distribución estadística para este valor a partir de la población obtenida del muestreo.

Esta distribución se agrupa en torno a un valor medio, con poca dispersión de los resultados si éstos se cuidan suficientemente incluso durante la elección de las muestras, y lo que se está agrupando es una única litología. Otros autores también mencionan que cuando aumenta el número de muestras de buena calidad disminuye esa posible variabilidad en los resultados (SERRANO y OLALLA, 1996).

- El parámetro m_i para roca intacta: Este parámetro se obtiene por medio de ensayos triaxiales en laboratorio. Aunque se trata de ensayos caros, en el caso de querer analizar una gran ladera o talud sería necesario y su coste dentro de un problema de esa envergadura quedaría minimizado. Incluso si no se realizan ensayos específicos se pueden tomar los valores recomendados por HOEK y BROWN (1997), aunque tienen menor precisión debido a que no son valores específicos para cada tipo de roca sino que son valores por grupos de roca.
- El índice de resistencia geológica GSI definido inicialmente por HOEK, KAISER y BAWDEN (1995): Este índice para caracterizar el macizo rocoso está basado en observaciones geológicas en campo, y por tanto tiene una componente subjetiva muy importante.

De los tres datos anteriores, es el último en el que recaen las mayores incertidumbres a la hora de estimar la resistencia de un macizo rocoso, pues de los otros dos parámetros se puede obtener su valor mediante ensayos de laboratorio con suficiente fiabilidad, incluso su distribución estadística.

La reducción de la resistencia del macizo rocoso cuando se emplea el criterio de HOEK y BROWN habría que hacerla afectando a los datos de entrada para la formación del criterio, RCS, m_i y GSI, o a los parámetros del criterio m_b , s y a , como se hacía con la cohesión y el ángulo de fricción en el caso del criterio de MOHR - COULOMB.

En la búsqueda de un método simplificado, PUELL (2003) ha definido un nuevo factor de seguridad para macizos rocosos partiendo de la idea básica de que las mayores incertidumbres provienen de la caracterización geomecánica, por tanto un factor de seguridad que es función del índice GSI, de aplicación con el criterio de HOEK y BROWN, se define como:

$$F.S._{GSI} = \frac{GSI}{GSI_o} \quad (3.8)$$

Siendo:

GSI : Índice GSI real estimado para el macizo rocoso

GSI_o: Índice GSI que lleva al macizo rocoso al estado de equilibrio límite

Según PUELL (2003) se podían haber adoptado otras opciones; por ejemplo definirlo a partir de la resistencia a la compresión simple, aunque la incertidumbre que soporta sea menor.

$$F.S._{RCS} = \frac{RCS}{RCS_o} \quad (3.9)$$

En la presente tesis se ha considerado oportuno considerar el factor de seguridad basado en la reducción del índice GSI, en el cual además de alguna manera, y relacionándolo con el índice RMR básico, interviene también la resistencia a la compresión simple.

El método para obtener este factor de seguridad consiste en reducir progresivamente el valor del índice GSI hasta inestabilizar el modelo; al reducir el índice GSI, se disminuyen los valores de los parámetros m_b , s y a , que intervienen en el criterio de rotura. Dado que dicho algoritmo no está implementado en ningún programa comercial, para la presente tesis el proceso se hizo manualmente aplicando la metodología presentada en el Anexo A.

A partir de esta definición del factor de seguridad empleando el criterio de HOEK y BROWN, se soluciona la problemática existente y que hasta ahora era necesaria: la linealización previa de la envolvente de rotura para obtener un criterio de MOHR - COULOMB equivalente.

3.7. CASOS ESTUDIADOS

Los tres parámetros básicos que intervienen en el criterio de rotura de HOEK y BROWN (HOEK et al., 2002) son el índice de resistencia geológica (GSI), la resistencia a compresión simple de la matriz rocosa (RCS ó σ_c), y el parámetro de la roca intacta (m_i).

Los distintos tipos de macizos rocosos se han obtenido modificando la calidad geomecánica del macizo rocoso a través del índice GSI, con tres tipos de resistencia a la compresión simple, RCS=5, 10 y 50 MPa, y dos valores representativos del parámetro m_i , $m_i=8$ y $m_i=22$.

Se ha considerado en el análisis los valores de resistencia a la compresión simple correspondientes a los límites de la clasificación de las rocas propuesto por ISRM (1981), los cuales se presentan en el Cuadro 3.1.

El valor de RCS igual a 5 MPa corresponde al límite de clasificación entre una roca muy blanda y blanda, la RCS igual a 10 MPa es un valor promedio de una roca blanda y el valor de RCS igual a 50 MPa corresponde al límite de clasificación de roca moderadamente dura a roca dura, todo esto de acuerdo a la clasificación ISRM del Cuadro 3.1.

Cuadro 3.1.- Clasificación de las rocas a partir de su resistencia a la compresión simple (ISRM, 1981)

Resistencia a la compresión simple (MPa)	Clasificación
0.25-1	Extremadamente blanda
1-5	Muy blanda
5-25	Blanda
25-50	Moderadamente dura
50-100	Dura
100-250	Muy dura
>250	Extremadamente dura

Los valores del parámetro m_i considerados en el análisis se tomaron como valores representativos de acuerdo a los mostrados en el Cuadro 3.2.

El valor de $m_i=8$ corresponde a una roca sedimentaria no clástica de textura fina y el valor de $m_i=22$ corresponde a una roca sedimentaria clástica de textura gruesa, por lo que básicamente la metodología presentada en esta tesis es de aplicación a taludes altos conformados por rocas sedimentarias de acuerdo a los valores del parámetro m_i considerados en el análisis.

Aunque muchos de los valores del parámetro m_i para los otros tipos de roca (ígneas y metamórficas) no presentan mucha dispersión respecto a los valores del parámetro m_i utilizados en el análisis, por lo que podría extenderse la metodología planteada a taludes altos conformados por otro tipo de rocas.

Cuadro 3.2.- Valor orientativo del parámetro m_i

Tipo de roca	Clase	Grupo	Textura				
			Gruesa	Media	Fina	Muy fina	
Sedimentaria	Clastica		Conglomerado (22)	Arenisca 19	Limolita 9	Argilita 4	
			Grauvaca (18)				
	No Clastica	Organica		Marga (7)			
				Carbon (8-21)			
		Carbonatada	Brecha (20)	Caliza esparitica (10)	Caliza micritica 8		
		Quimica		Yeso 16	Anhidrita 13		
Metamorfica	No foliada		Marmol 9	Coneanas (19)	Cuarzo 24		
	Ligeramente foliada		Migmatita (30)	Anfibolita 25-31	Milonita (6)		
	Foliada		Gneis 33	Esquisto 4-8	Filita (10)	Pizarra 9	
Igneas	Clara		Granito 33		Riolita (16)	Obsidiana (19)	
			Granodiorita (30)		Dacita (17)		
			Diorita (28)		Andesita 19		
	Oscura		Gabro 27	Dolerita (19)			
			Norita 22		Basalto (17)		
	Tipo piroclastico extrusivo		Aglomerado (20)	Brecha (18)	Toba (15)		

Nota: los valores entre paréntesis son orientativos.

Geoméricamente, se han estudiado taludes de 100 y 200 y uno de 300 m de altura, con dos inclinaciones del talud: 1H:1V y 1H:2V.

Cada una de las combinaciones anteriores de altura, inclinación, resistencia a la compresión simple y parámetro m_i , ha resultado ser un caso de estudio. Cada uno de estos casos se ha tenido que procesar en el programa de elementos finitos **Phase2 v6.0**, en los distintos modelos en los que se ha ido modificando la calidad del macizo rocoso a través del índice GSI hasta obtener la inestabilidad

del modelo, momento anterior al cual corresponde la situación de equilibrio límite. En el Anexo A, a manera de ejemplo, se han descrito los pasos de cálculo de uno de los casos, incluyéndose las salidas gráficas de los resultados.

Para cada uno de los modelos que se han analizado, se calcularon previamente los valores de los parámetros m_b y s , que intervienen en la formulación del criterio de rotura de HOEK y BROWN (HOEK et al, 2002), y el valor del módulo de deformación del macizo rocoso.

También se estudió algunos casos correspondientes a un macizo rocoso alterado por efecto de voladuras, que corresponde a un factor de alteración $D=1$, con una altura de 100 y 200 m, una resistencia a la compresión simple de 5 y 50 MPa, peso específico de 2.7 Ton/m^3 y dos inclinaciones de talud, 1H:1V y 1H:2V.

En el Anexo A, en los Cuadros A.1 y A.2, se muestran todos los modelos estudiados, registrados por su altura, inclinación de talud, resistencia a la compresión simple, parámetro m_i , índice GSI (el cuál se ha ido modificando para obtener el desequilibrio), parámetro m_b , parámetro s , condición de estabilidad y finalmente el módulo de deformación calculado. Por consiguiente, para cada una de las combinaciones anteriores, se conoce el índice GSI que hace inestable al talud, si esto ocurre.

3.8. RESULTADOS OBTENIDOS PARA $F.S._{GSI}=1.00$

De acuerdo a los resultados de el Cuadro A.1, y con las hipótesis de partida consideradas en cuanto a todos los factores que intervienen según se ha descrito en los apartados anteriores, el equilibrio para un factor de alteración de $D=0$ y $D=1$ estará al límite en las condiciones que se presentan en el Cuadro 3.3:

Cuadro 3.3.- Resultados obtenidos para $GSI_0=1.00$ ⁽¹⁾

H(m)	i	mi	RCS	D	GSIo
300	1H:2V	8	50	0	13
200	1H:2V	22	5	0	39
200	1H:2V	22	10	0	20
200	1H:2V	22	50	0	0
200	1H:2V	8	5	0	60
200	1H:2V	8	10	0	48
200	1H:2V	8	50	0	2
200	1H:1V	22	5	0	8
200	1H:1V	22	10	0	0
200	1H:1V	22	50	0	0
200	1H:1V	8	5	0	36
200	1H:1V	8	10	0	17
200	1H:1V	8	50	0	0
100	1H:1V	8	50	0	0
100	1H:1V	8	10	0	0
100	1H:1V	8	5	0	16
100	1H:1V	22	50	0	0
100	1H:1V	22	10	0	0
100	1H:1V	22	5	0	0
100	1H:2V	8	5	0	43
100	1H:2V	8	10	0	26
100	1H:2V	8	50	0	0
100	1H:2V	22	5	0	20
100	1H:2V	22	10	0	0
100	1H:2V	22	50	0	0
200	1H:2V	8	50	1	50
200	1H:2V	22	5	1	70
200	1H:1V	22	50	1	45
200	1H:1V	8	50	1	37
100	1H:1V	22	50	1	13

(1) Los valores $GSI < 5$ significaría que el talud es estable para cualquier valor del índice GSI.

3.9. DESARROLLO DE LA ROTURA

Al aplicar la metodología propuesta, una observación detallada de la progresión de las zonas de máximas deformaciones por esfuerzo cortante, permite comprobar que el inicio de la rotura se produce por el pie del talud, como se muestra en la Figura 3.3, a la vez que se producen plastificaciones por tracción por encima de la coronación del talud.

En el pie del talud la rotura progresa de abajo hacia arriba, transfiriéndose el exceso de esfuerzo de corte desde el pie a las zonas más próximas. De esta manera se produce una rotura que progresa hasta la zona superior del talud, enlazando con la zona rota por tracción en la corona, aunque el modelo no simula la formación de la discontinuidad o grieta de tracción.

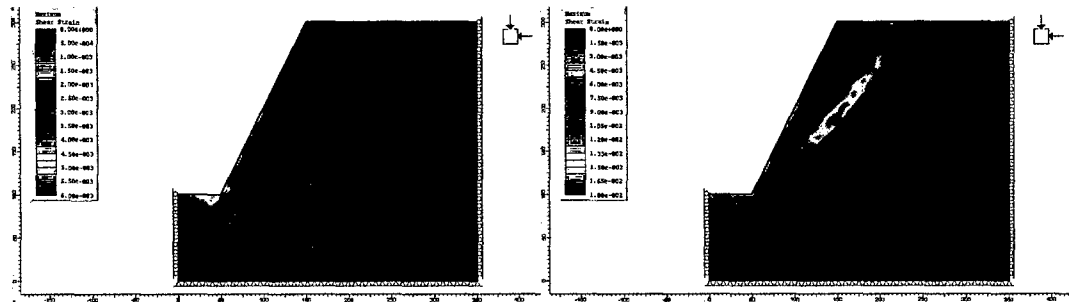


Figura 3.3.- Máxima deformación por esfuerzos de corte antes y después de inestabilizar el modelo

Los mayores movimientos horizontales se producen en el tercio inferior de la cara externa del talud. La localización de la superficie de rotura se puede estimar con la zona de máxima deformación por cortante, con la salida gráfica de la gradación de los desplazamientos o a través de la zona de los elementos plastificados. Todas ellas ofrecen superficies de rotura similares con formas curvas, pero ligeramente diferentes en cuanto a su localización.

3.10. COMPARACIÓN ENTRE FACTORES DE SEGURIDAD CALCULADOS

Para probar la validez y las particularidades de los tres factores de seguridad que se han descrito: reducir los parámetros del criterio de MOHR – COULOMB (F.S._{M-C}), aumentando el valor de la gravedad (F.S._g) y reduciendo el índice GSI (F.S._{GSI}), se ha realizado un cálculo comparativo entre los resultados obtenidos aplicando los distintos métodos.

Para ello se han tomado tres situaciones ficticias, se ha elegido un talud homogéneo de altura H=200 m y se han dado tres inclinaciones distintas: 1H: 2V, 2H: 3V y 1H: 1V. El valor de partida para la calidad del macizo rocoso adoptado es GSI=60, $m_i=9$ y RCS=50 MPa. Se ha realizado con el criterio de macizo rocoso alterado que coincide con un factor de alteración D=1 según HOEK, CARRANZA-TORRES, y CORKUM (2002).

- Para obtener el factor de seguridad con el criterio de disminuir el índice GSI (F.S._{GSI}), se ha partido de unos valores de $m_b=0.517$ y $s=0.0013$ correspondientes a GSI=60, $m_i=9$ y RCS=50 MPa.
- Para obtener el factor de seguridad en función de la disminución de los parámetros de resistencia al corte (F.S._{M-C}), se ha linealizado la envolvente de rotura, obteniéndose como parámetros de resistencia al corte $c' = 0.835$ MPa y $\phi' = 30.22^\circ$.
- Para obtener el factor de seguridad aumentando la gravedad (F.S._g) se ha considerado un peso específico para el macizo rocoso de 2.7 Ton/m³.

Se presenta en el Anexo A los detalles de los cálculos realizados a partir de los datos anteriores. En los Cuadros A.5, A.6, A.7 y A.8 del Anexo A, se incluyen las simulaciones analizadas para realizar la comparación de factores de seguridad.

Los resultados obtenidos después de realizar el proceso de cálculo se muestran en la Figura 3.4:

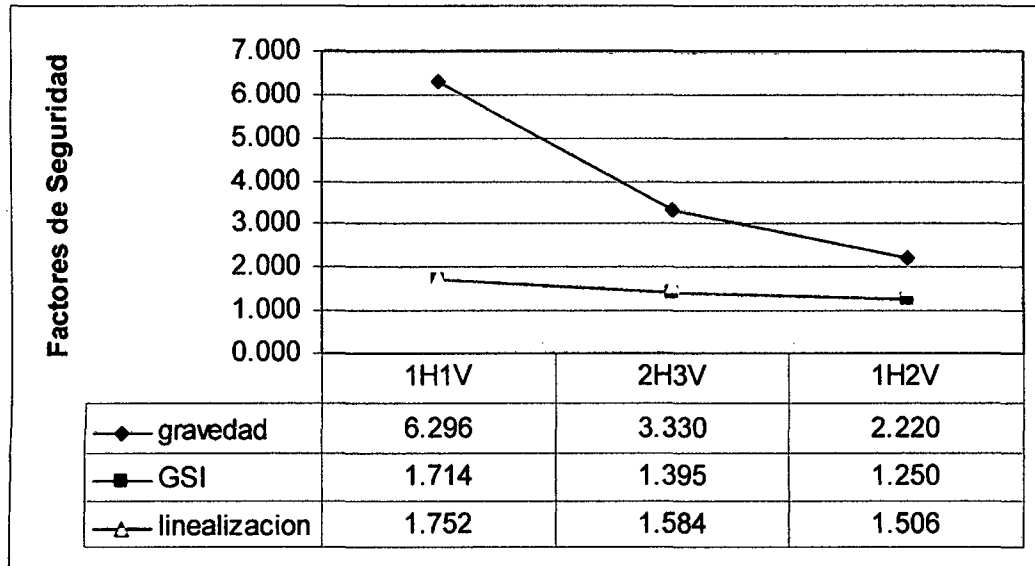


Figura 3.4.- Comparación entre los factores de seguridad calculados

De la Figura 3.4, se obtienen dos conclusiones:

- La cercanía de los factores de seguridad calculados reduciendo el índice GSI ($F.S._{GSI}$) y el obtenido de la linealización ($F.S._{M.C}$).
- La diferencia de proporciones para el factor de seguridad obtenido aumentando la gravedad ($F.S._g$) con respecto a los que disminuyen la resistencia del macizo rocoso.

Esto confirma que el factor de seguridad basado en la gravedad, además de carecer de sentido físico como se analizó anteriormente, ofrece valores poco comparables con los obtenidos con las técnicas habituales y carece de referencias de aplicación en la práctica. De aquí que se decida en esta tesis abandonar esta línea de investigación y centrarse en el factor de seguridad mediante la reducción de la resistencia por medio del índice GSI.

3.11. VALIDACIÓN DEL FACTOR DE SEGURIDAD $F.S._{GSI}$

Se ha aplicado el siguiente procedimiento:

- Se consideró varios casos en los que se estudió la estabilidad mediante elementos finitos con el criterio de rotura de HOEK y BROWN, los cuales se presentan en los Cuadros A.1 y A.2 (Anexo A), en los cuales se conocen los índices GSI que hacen que $F.S._{GSI} = 1.00$ por estar en equilibrio límite.

- Se realizó la linealización de cada uno de estos casos, según la propuesta de HOEK, CARRANZA-TORRES y CORKUM (2002), para obtener los valores de los parámetros de resistencia al corte c' y ϕ' de aplicación en el criterio de rotura de MOHR - COULOMB.
- Con estos valores se ha realizado el cálculo numérico de estabilidad del talud, comprobándose que la linealización no lleva a los mismos resultados.
- En algunos casos, para esos valores de c' y ϕ' , cuando se ejecutaba en el programa de elementos finitos, el talud estaba todavía lejos de la inestabilidad, mientras que en otros estaba claramente por debajo del equilibrio.
- Después, a partir de los resultados de los Cuadros 3.3 y 3.4 se tomó el valor del índice GSI con el que el talud tiene un $F.S._{GSI} = 1.00$ y $F.S._{GSI} = 1.30$ según la nueva definición, y se linealizó posteriormente. Con los valores obtenidos de c' y ϕ' se ha obtenido el factor de seguridad clásico ($F.S._{M-C}$), reduciendo estos parámetros. Como el programa tampoco lo realiza automáticamente hubo que hacerlo paso a paso.

El cálculo anterior sirve para conocer en un determinado macizo rocoso con $F.S._{GSI} = 1.00$ y $F.S._{GSI} = 1.30$, cual sería el $F.S._{M-C}$ tradicional equivalente, y comparar ambos valores. Esto ha permitido estimar cual sería la exigencia que hay que dar al $F.S._{GSI}$ para estar cerca del criterio habitual de considerar un $F.S._{M-C} = 1.30$, basándose en la linealización. Esta misma metodología se podría realizar si se considerase necesario con un factor de seguridad $F.S._{M-C} = 1.50$.

Los resultados obtenidos a partir de los cálculos anteriores se presentan en el Cuadro 3.4.

Cuadro 3.4.- Factores de seguridad obtenidos de la linealización (F.S._{M-C})

D	I	H(m)	RCS (MPa)	mi	GSlo	FS GSI=1.0			FS GSI=1.3				
						GSI(1.0)	C (MPa)	φ(°)	FS M-C	GSI(1.3)	C(MPa)	φ(°)	FS M-C
0	1H2V	300	50	8	13	13.0	0.529	22.94	0.851	16.9	0.623	24.62	0.966
0	1H2V	200	5	22	39	39.0	0.498	26.63	1.115	50.7	0.598	29.72	1.306
0	1H2V	200	10	22	20	20.0	0.440	26.31	1.035	26.0	0.510	28.02	1.158
0	1H2V	200	5	8	60	60.0	0.482	24.33	1.044	78.0	0.684	28.81	1.399
0	1H2V	200	10	8	48	48.0	0.529	26.06	1.150	62.4	0.688	29.87	1.431
0	1H1V	200	5	22	8	8.0	0.220	18.98	0.832	10.4	0.245	19.60	0.893
0	1H1V	200	5	8	36	36.0	0.316	18.64	0.965	46.8	0.385	21.13	1.152
0	1H1V	200	10	8	17	17.0	0.259	17.77	0.861	22.1	0.305	19.22	0.974
0	1H1V	100	5	8	16	16.0	0.125	17.48	0.833	20.8	0.147	18.86	0.947
0	1H2V	100	10	8	26	26.0	0.225	24.60	1.010	33.8	0.270	26.97	1.182
0	1H2V	100	5	8	43	43.0	0.242	24.74	1.054	55.9	0.304	28.15	1.319
0	1H2V	100	5	22	20	20.0	0.220	26.31	1.031	26.0	0.255	28.02	1.187
1	1H2V	200	50	8	50	50.0	0.565	23.88	1.093	65.0	0.990	31.94	1.747
1	1H2V	200	5	22	70	70.0	0.555	26.04	1.118	91.0	1.042	37.63	1.983
1	1H1V	200	50	22	45	45.0	0.474	21.28	1.023	58.5	0.766	28.44	1.556
1	1H1V	200	50	8	37	37.0	0.352	17.29	0.950	48.1	0.528	22.88	1.350
1	1H1V	100	50	22	13	13.0	0.105	13.43	0.641	16.9	0.139	16.07	0.815

En la Figura 3.5 se muestran los resultados para todos los casos estudiados (D=0 y D=1) y el factor de seguridad F.S._{M-C}, resultante al linealizar distintos casos con F.S._{GSI}=1.30.

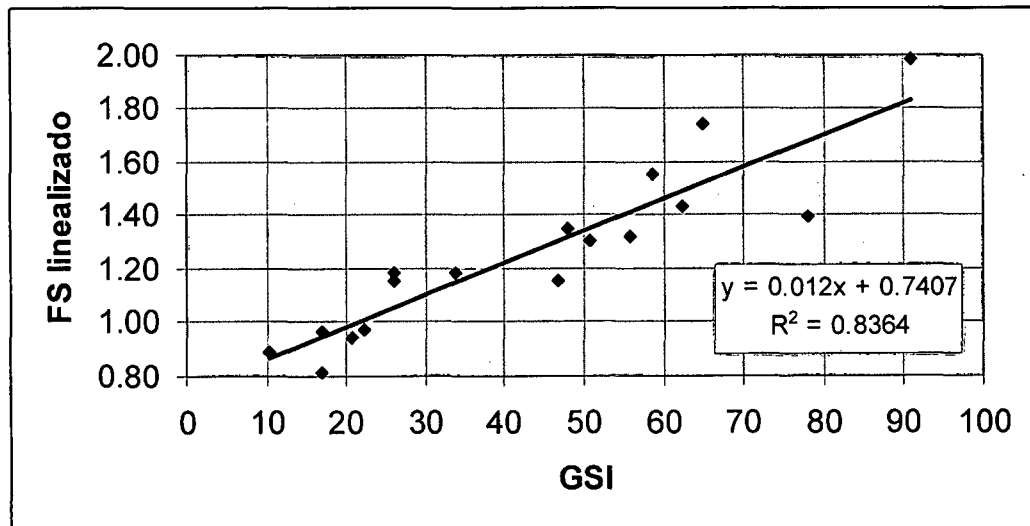


Figura 3.5.- F.S._{M-C} al linealizar el terreno con F.S._{GSI}=1.30 (Todos los casos)

3.12. PENALIZACIÓN DEL FACTOR DE SEGURIDAD $F.S._{GSI}$

A partir de la discusión anterior es necesario penalizar el factor de seguridad de PUELL (2003) con alguna referencia acostumbrada, aunque en su definición y origen sea distinto a los otros, para poderlo comparar con los resultados habituales de la práctica geotécnica.

Si se tomase un factor de seguridad $F.S._{GSI} = 1.30$, esto llevaría a que el margen de seguridad en términos de puntuación del índice GSI sería menor cuanto más pequeño fuera éste, como se muestra en el Cuadro 3.5.

Cuadro 3.5.- Penalización en el GSI para $F.S._{GSI}$

GSI	GSI para el cual $F.S._{GSI} = 1.30$	Diferencia
20	15.38	4.62
30	23.08	6.92
40	30.77	9.23
50	38.46	11.54
60	46.15	13.85
70	53.85	16.15
80	61.64	18.46
90	69.23	20.77
100	76.92	23.08

Una posible referencia sería exigir una diferencia de 10 puntos en el GSI, cantidad práctica que marca diferencias sensibles entre un tipo de macizo rocoso y otro, lo cual llevaría a coeficientes de seguridad distintos para cada clase de macizo, esto se presenta también en el Cuadro 3.6.

Cuadro 3.6.- Valor de $F.S._{GSI}$ con un margen de 10 puntos

GSI	GSI_o	$F.S._{GSI}$
20	10	2.00
30	20	1.50
40	30	1.33
50	40	1.25
60	50	1.20
70	60	1.17
80	70	1.14
90	80	1.13
100	90	1.11

Otra posible referencia sería forzar a que el factor de seguridad clásico, resultante al linealizar el criterio de HOEK y BROWN y realizar los cálculos con c' y ϕ' , se encuentre comprendido entre $F.S._{M-C}=1.25$ y $F.S._{M-C}=1.35$, pues son los valores que se sancionan en la práctica geotécnica. No obstante, de esta manera se estaría penalizando el factor de seguridad con respecto a otro modelo menos adecuado en macizos rocosos, y que además emplea un método de linealización que aún siendo el más adecuado, se vio en el Capítulo II, tiene varios inconvenientes.

Finalmente se ha optado por un método mixto que combina los resultados obtenidos con la linealización, con la exigencia práctica que cubra el posible error en la toma de datos para obtener el índice GSI.

De acuerdo con el anterior criterio, la línea de tendencia que se presenta en la Figura 3.5, indica que el factor de seguridad clásico con el criterio de MOHR - COULOMB, $F.S._{M-C}$, está entre los valores 1.25 y 1.35, para los casos en que siendo $F.S._{GSI} = 1.30$, el valor de GSI está en el rango de valores $GSI=42.4$ y $GSI=50.8$.

Sin embargo, para valores del índice GSI menores de 42.4, exigir un $F.S._{GSI} = 1.30$, llevaría a situaciones en que la linealización tendría un factor de seguridad $F.S._{M-C}$ menor a 1.25. Por otra parte, como se observa en el Cuadro 3.6, para valores del índice GSI menores de 42.4, con un $F.S._{GSI} = 1.30$, el valor de GSI que desestabiliza el problema tiene una diferencia menor de 10 puntos.

Luego, por las dos razones anteriores, es razonable aumentar la exigencia para macizos rocosos con índice GSI menor a 42.4, con el criterio de que la diferencia entre el GSI y el GSI_0 sea de 10 puntos.

Sin embargo, para valores mayores de 50.8, al exigir un $F.S._{GSI} = 1.30$, estaríamos obteniendo valores de seguridad al linealizar, $F.S._{M-C}$, mayores a 1.35, y la diferencia entre los GSI sería mayor de 10 puntos, como se presenta en el Cuadro 3.6. Por lo tanto, se ha elegido para este tramo, una propuesta que reduce esa diferencia entre los GSI, pero que no baja de $F.S._{GSI} = 1.15$ para los macizos rocosos de muy buena calidad.

Todo lo anterior se resume en el siguiente cuadro que muestra los valores que deben exigirse al factor de seguridad calculado como la razón entre el índice GSI del terreno y el índice GSI_0 que lleva al talud al equilibrio límite.

Cuadro 3.7.- Penalización de valores de aplicación al $F.S._{GSI}$

Calidad	Muy Malo	Malo		Regular		Bueno		Muy Bueno	
		30	40	50	60	70	80	90	100
GSI	20	30	40	50	60	70	80	90	100
$F.S._{GSI}$	2.00	1.50	1.35	1.30	1.25	1.20	1.15	1.15	1.15

Con la anterior propuesta, la incertidumbre en la valoración del índice GSI del macizo rocoso queda cubierta en todos los casos, frente a la situación de inestabilidad, por 10 a 13 puntos.

Si se desea analizar la estabilidad de taludes considerando una fuerza sísmica horizontal (condiciones pseudoestáticas), se considera análogamente a los cálculos utilizando los métodos de equilibrio límite que el $F.S._{GSI}$ no debe ser menor a 1.00.

En el Capítulo IV se analiza un talud real tanto para condiciones estáticas y pseudoestáticas y se calcula el $F.S._{GSI}$ para ambas condiciones.

CAPÍTULO IV

APLICACIÓN A UN CASO REAL

4.1. DESCRIPCIÓN GENERAL

Se ha elegido el Tajo Jongos, propiedad de la Compañía Minera San Simón S.A., como ejemplo de aplicación del cálculo del factor de seguridad $F.S.GSI$ frente a un deslizamiento circular.

El proyecto Jongos pondrá en operación una mina no metálica a tajo abierto para explotar calizas con alta y baja ley de óxido de calcio.

La explotación de este tajo tiene como objetivo la extracción de caliza para la fabricación de cal y cemento tipo I, para lo cual proyecta la instalación de una planta industrial para tales fines, que se ubicará muy cerca de la zona de interés.

Las calizas serán extraídas mediante una operación de explotación a tajo abierto.

4.1.1. Ubicación

El Tajo Jongos se ubica al este de la ciudad de Trujillo, a 270 km en la carretera Trujillo - Huamachuco y a 1 km del centro poblado Jongos; políticamente pertenece al distrito de Pampas, provincia de Pallasca y departamento de Ancash.

Geográficamente se localiza aproximadamente en las coordenadas UTM 9 102 000 N y 194 000 E. La extensión aproximada del área de influencia en la zona de estudio es de 2400 has.

En la Figura 4.1 se presenta una imagen satelital de la zona donde se proyecta la operación de la mina a cielo abierto.

El Plano UB-01 en el Anexo C presenta la ubicación del Tajo Jongos.

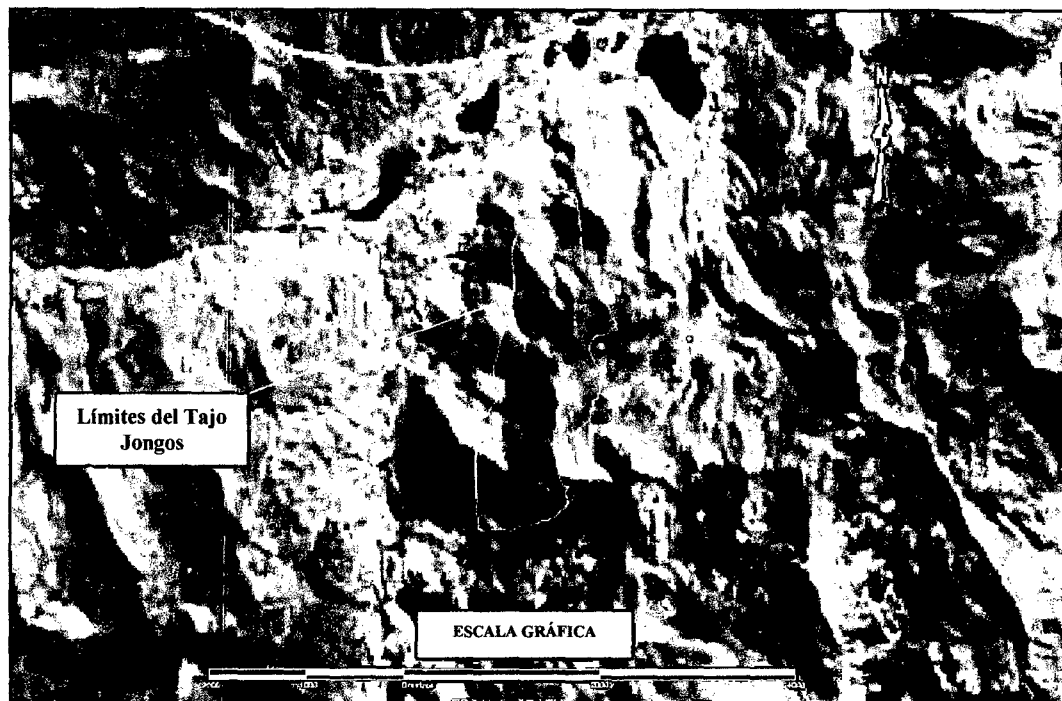
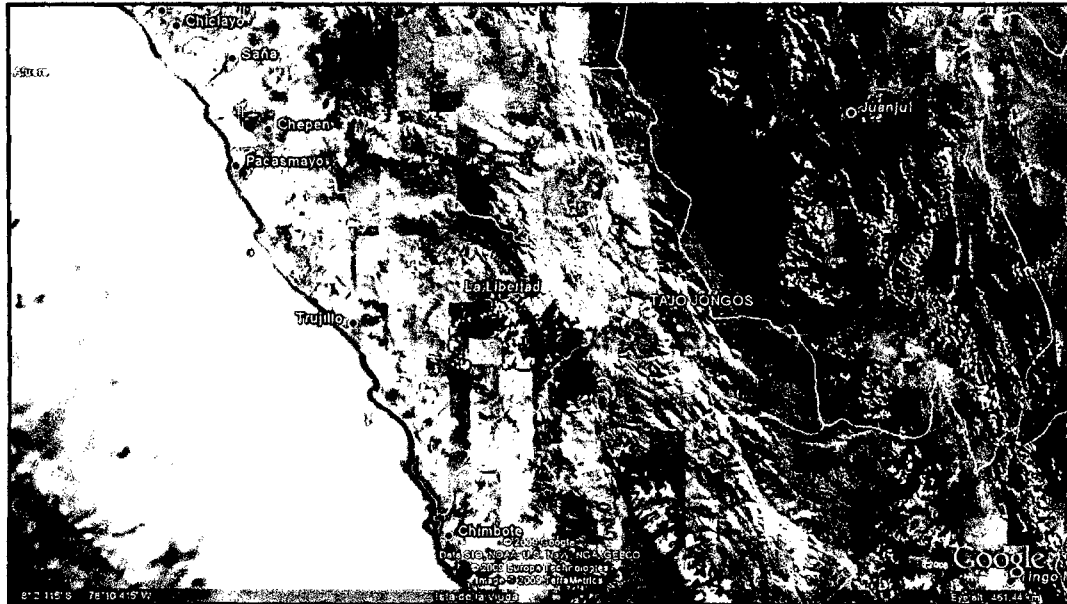


Figura 4.1.- Ubicación de la zona en estudio

4.1.2. Altitud

La zona de estudio se encuentra entre los 4000 y 4530 msnm.

4.1.3. Clima

La zona de estudio se caracteriza por presentar un clima frío y seco, presenta fluctuaciones durante la época de lluvia y estiaje, se presenta deficiencias de

lluvia en otoño, invierno y primavera, con humedad relativa calificada como húmeda (SENAMHI, 1988).

Este clima es típico de la Sierra, presenta dos estaciones bien definidas: una estación lluviosa de noviembre a abril con precipitaciones y un nivel alto de humedad; y una estación seca, de mayo a octubre, con temperaturas bajas y sequedad durante el día.

4.1.4. Meteorología

Se ha considerado la información regional de las estaciones meteorológicas del SENAMHI más cercanas al área del proyecto. En el Cuadro 4.1 se detallan los datos de ubicación de las estaciones meteorológicas.

Cuadro 4.1.- Estaciones meteorológicas cercanas a la zona en estudio

Estación	Ubicación		
	Latitud	Longitud	Altitud (msnm)
Cajabamba	07°37'	78°03'	2491
Cachicadán	08°06'	78°09'	2892
Santiago de Chuco	08°08'	78°10'	3129
Huamachuco	07°49'	78°03'	3200
Huangacocha	07°55'	78°03'	3920
Mollepata	08°11'	77°58'	2726
Quiruvilca	08°00'	78°19'	3950
Quiruvilca PS	08°02'	78°18'	3950
ESTM-01	07°57'	78°15'	4176

4.1.5. Evaporación

Se ha tomado registros de evaporación de las estaciones Huamachuco (1965-1990) y Santiago de Chuco (1967-1981) teniendo en cuenta su distancia, sus condiciones geográficas, y su nivel altitudinal.

El procedimiento empleado para estimar la evaporación promedio mensual, se ha realizado a partir de un promedio aritmético de los registros existentes entre las estaciones antes mencionadas y luego se ha aplicado un factor de corrección de 1.10.

De acuerdo a los datos obtenidos la evaporación promedio mensual asignada al área del proyecto corresponde a 99.20 mm.

4.1.6. Precipitación pluvial

La precipitación mensual asignada al área de la Quebrada Jongos se ha basado en la información pluviométrica registrada en un periodo de 31 años (1965-1996) correspondientes a las Estación Quiruvilca PS y Mollepata. Para determinar la precipitación mensual del área de la microcuenca Jongos se ha realizado una correlación precipitación altitud de los registros de precipitación mensual de las estaciones antes mencionadas.

La precipitación total mensual máxima asignada al área de estudio es de 325.6mm y la mínima de 0.0mm. Del mismo modo, la precipitación total anual máxima dispuesta para esta zona es de 2190.4mm y la mínima de 1006.5mm.

4.1.7. Topografía

La topografía de la zona donde se ubicarán los tajos de explotación se presenta en laderas estratificadas de calizas y quebradas secas, la altitud de los diferentes afloramientos rocosos va desde la cota 4200 a 4500 msnm, las pendientes son menores de 65°, en algunos casos se presenta pendientes verticales.

4.2. DESCRIPCIÓN GEOLÓGICA

La geología local del área está enmarcada dentro de secuencias sedimentarias que van desde el Jurásico Superior, Cretáceo Inferior y Cretáceo Superior; que afloran siguiendo una tendencia de lineamientos Norte – Sur, geológicamente se aprecian los siguientes detalles que fueron correlacionados con información base proporcionada por INGEMMET (Boletín N° 60, hoja de cuadrángulo 17-h).

En el plano GE-01 del Anexo C se presenta el mapa geológico de la zona de estudio.

4.2.1. Estratigrafía

En el área del proyecto se observa afloramientos sedimentarios que van desde el Jurásico Superior hasta el Cenozoico Inferior, han sido descritos como:

- **Formación Chicaza (Jurásico Superior).**- Constituida por secuencias de areniscas, limolitas intercaladas con limoarcillas y lutitas ferruginosas y carbonosas distribuidas en estratos delgados de hasta 30cm de espesor. Esta formación se encuentra aflorando en la parte Oeste del área.
- **Formación Chimú (Cretáceo Inferior).**- Constituida por cuarcitas gris claras de grano medio en estratificación gruesa de hasta 1.5 m de espesor, con intercalaciones de limolitas en estratificación delgada; también se observa la presencia esporádica de lentes de carbón hasta de 50 cm de espesor. Esta formación presenta plegamiento débil de bajo ángulo (10° - 15° WE). El afloramiento de esta formación no es predominante en el área y está sobreyaciendo a la Formación Chicama en discordancia angular de bajo ángulo por fallamiento inverso.
- **Formación Farrat (Cretáceo Inferior).**- Constituida por secuencias clásticas de areniscas y cuarcitas de grano medio a grueso en estratos con dimensiones métricas.
- **Formación Pariahuanca, Chulec, Pariatambo (Cretáceo Medio-Superior).**- Constituida por secuencias de calizas micríticas de color gris oscuro con venillas y venas de calcita blanca de espesores milimétricos. En estas secuencias sedimentarias se evidenció, en la parte central del área de estudio, la presencia de intrusiones subvolcánicas en dique- sills de hasta 2.0 m de espesor, de composición andesítica con textura porfídica.
- **Formación Jumasha, Celendín (Cretáceo Superior).**- Constituida por calizas gris claras en estratos métricos con moderada presencia fosilífera.

4.2.2. Geología estructural

Según la geología del proyecto se han observado dos tipos de calizas, la primera es una caliza color gris pardusca, de grano fino (micrítica), con niveles fosilíferos, estratos con espesores de 1 a 2 m en promedio, que presentan débil a moderada presencia de calcita, con azimut promedio $N18^{\circ}$ - 30° , 15° - 56° NW, presentando zonas plegadas formando un anticlinal en el Cerro Escalón.

El segundo tipo de caliza es de color gris azulado con niveles fosilíferos, los estratos van de 1 a 5 m de espesor, presentan venillas de calcita y costras de travertino en los Cerros Tacubarco, Cerro Pagras Chico, Cerro Sombrero y Cerro Piedra Agujereada.

Se encuentran secuencias esporádicas de calizas brechadas y calizas brechoides en la parte alta del Cerro Pagras Chico. Estos estratos forman un sinclinal de bajo grado en el cerro Tacubarco, cuyo eje tiene un azimut promedio N 20°.

De acuerdo con la literatura del INGEMMET, las calizas gris pardas corresponden a la formación Jumasha - Celendín, las calizas grises a la formación Pariahuanca - Chulec - Pariatambo. Las secuencias de cuarcitas pertenecen a la formación Chimú y las secuencias de areniscas a la formación Chicama, entre ambas se aprecia un fallamiento inverso.

En el flanco Norte del Cerro Pagras Chico, se encuentra aflorando una estructura tabular de composición andesítica de textura porfírica con débil silicificación cuyo ancho de afloramiento varía de 2 a 10 m.

Estructuralmente estas secuencias sedimentarias están formando un anticlinal de tendencia Norte - Sur con rumbos que oscilan entre N 18°-30° y buzamientos entre 15° - 56° NW.

También se observa un sistema de fallamiento regional inverso de bajo ángulo con orientación Norte - Sur que está afectando el área de estudio.

En el plano GE-02 del Anexo C se presenta la sección geológica de la zona de estudio y en la Figura 4.2 se presenta la columna estratigráfica respectiva.

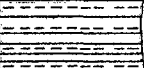


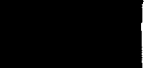


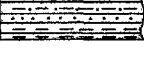

Eratema	Sistema	Serie	Unidad	Litología	Descripción Litológica
Mesozoico	Cretaceo	Superior	Formación Celendín		Calizas ,margas estratificadas con Limoarolitas.
			Formación Jumasha		Calizas en estratos medianos.
		Inferior	Formación Pariatambo		Calizas en estratos medianos.
			Formación Chulec		Calizas en grosores medios.
			Formación Pariahuanca		Calizas macizas estratos medianos.
			Formación Farrat		Cuarcitas gris clara , grano medio con intercalaciones esporádicas de Carbon.
	Formación Chimú				
	Jurásico	Superior	Formación Chicama		Lulitas y arenizas oscuras ,estratos medianos.

Figura 4.2.- Columna estratigráfica del área en estudio

4.3. DESCRIPCIÓN GEOMORFOLÓGICA

Geomorfológicamente el relieve del tajo presenta una superficie ondulada con pendientes moderadas a fuertes, debido al comportamiento estructural de las rocas sedimentarias yacientes. El relieve de la zona es el resultado de la diferente composición de las rocas aflorantes con diversos grados de meteorización sobre las condiciones geológicas locales.

La geomorfología del área está determinada por la presencia de circos glaciales que se observan en la parte central del área de estudio en los cerros Sombrero, Pagras Chico y Amarro. También se puede apreciar valles glaciales generando topografías de valle tipo U de mediana longitud con presencia de morrenas laterales y terminales de carga media, en la Quebrada Jongos.

4.4. CONDICIONANTES EXTERNOS

La influencia externa de los fenómenos naturales en el área de estudio presenta las siguientes características:

- Los taludes naturales de moderada pendiente de las laderas, presentan desprendimientos naturales según falla por vuelco y falla por cuña, estos fenómenos se activan mayormente en temporadas de alta precipitación.
- Las pendientes son de moderada pendiente con ángulos que van de 30 a 50° de inclinación, los sedimentos se desplazan en pequeño recorrido en dirección de la pendiente del talud por acción de la gravedad, y muchas veces favorecidos por movimientos sísmicos, estos sedimentos caen en el cauce de la Quebrada Jongos y en pequeñas depresiones formadas en las zonas planas.

En la zona de estudio, se aprecia afloramientos de agua subterránea, en las zonas bajas menores a 4050 msnm., lo que indica que a este nivel se encuentra el nivel de agua, almacenada en las discontinuidades del macizo rocoso de caliza.

Debido al proceso de carga y descarga del ciclo hidrológico, el agua subterránea está en movimiento y en diferentes niveles, debido a que se presentan algunas zonas como impermeables. Las rocas porosas y permeables y las rocas

fuertemente fracturadas permiten la percolación y retención de aguas de las precipitaciones pluviales.

4.5. ASPECTOS SÍSMICOS

El peligro sísmico se ha determinado por medio de la probabilidad de ocurrencia de un sismo cuya aceleración máxima sea igual o mayor que ciertos valores esperados.

El Cuadro 4.2 siguiente muestra las máximas aceleraciones esperadas para períodos de retorno de 30, 50, 100, 190, 285, 475 y 950 años.

Cuadro 4.2.- Aceleraciones máximas esperadas

Coordenadas	Período de Retorno/Aceleración (g)						
	30	50	100	190	285	475	950
JONGOS (-8.70°, -77.46°)	0.122	0.151	0.201	0.261	0.297	0.330	0.438

Para efectos del diseño, consideramos una vida útil de 50 años con la probabilidad de ser excedida en un 10%, por lo que utilizando las relaciones propuestas se determina un período de retorno de 475 años.

Para el caso de diseño de taludes y obras de retención empleando el método pseudoestático, se recomienda utilizar un valor que se encuentre en el rango de un tercio a un medio del valor de la aceleración máxima esperada, por lo que se ha realizado el análisis de estabilidad considerando un coeficiente sísmico de $\alpha = 0.15$ g.

4.6. TRABAJOS DE CAMPO

En esta etapa se ha realizado el mapeo geomecánico de los macizos rocosos que conformarán los taludes del tajo, tomándose datos de las discontinuidades (diaclasas, juntas, fallas), en cuanto a su buzamiento, dirección del buzamiento, espaciamiento, persistencia, rugosidad y de las propiedades del relleno; se ha establecido estaciones geomecánicas, donde se realizó la valoración del macizo rocoso in situ; así mismo se ha realizado la toma de muestras para su respectiva

caracterización física y determinación los parámetros resistentes de los macizos rocosos que conforman los taludes del tajo.

En este mapeo se ha considerado 21 estaciones geomecánicas, en cada una de ellas se ha tomado medidas de datos de las discontinuidades y realizado ensayos de Tilt Test para determinar el ángulo de fricción básico representativo del macizo rocoso, los resultados de estos ensayos se presentan en el Anexo B.

Se han obtenido muestras representativas de roca para la ejecución de ensayos de laboratorio, estos ensayos fueron de resistencia a la compresión simple, índice de carga puntual, propiedades físicas de la matriz rocosa y el ensayo de corte directo con discontinuidad natural, los registros de estos ensayos presentan en el Anexo B.

4.7. CARACTERIZACIÓN GEOMECÁNICA DEL MACIZO ROCOSO

Para llevar a cabo la caracterización del macizo rocoso, se realizó mapeos geomecánicos en áreas de afloramientos de roca, para poder determinar cualitativamente las características geomecánicas de los sistemas de discontinuidades (orientación, espaciamiento, apertura, rugosidad, persistencia y meteorización).

4.7.1. Propiedades del macizo rocoso

En campo se calculó la dureza de la roca, para lo cual se usó un martillo de geólogo y se golpeó la superficie de la roca, notándose que esta se rompe con más de un golpe del martillo, asimismo se realizó la prueba del Tilt Test, la cual arrojó un ángulo de fricción básico del macizo rocoso comprendido entre 29° y 31°.

Los resultados de los ensayos de laboratorio de mecánica de rocas, arrojaron valores cercanos a los hallados en campo, donde se reportó una densidad promedio de 2.65 g/cm³, un ángulo de fricción residual promedio de 30.0° y la cohesión residual comprendida entre 100 y 200 KPa para la roca caliza.

A continuación, en el Cuadro 4.3, se presenta un resumen de los parámetros de cálculo de los macizos rocosos que intervienen en el análisis de estabilidad de taludes.

Cuadro 4.3.- Propiedades geotécnicas de las muestras evaluadas

Muestra	Estación geomecánica	Densidad Seca (g/cm ³)	Compresión Simple (MPa)	Corte Directo con Discontinuidad Natural	
				Cohesión Residual (MPa)	Angulo de Fricción Residual Φ (°)
M 1	E-16	2.68	70.42	0.100	31.40°
M 2	E-14	2.47	36.36	0.104	29.80°
M 3	E-19	2.64	83.82	0.194	27.90°
M 4	E-2	2.66	104.67	0.219	30.70°
M 5	E-3	2.52	95.23	0.167	32.00°
M 6	E-6	2.63	98.20	0.149	29.40°
M 7	E-18	2.66	70.14	0.146	28.80°
M 8	E-21	2.58	78.17	0.196	30.50°
M 9	E-7	2.69	81.82	0.147	31.30°
M 10	E-13	2.59	43.65	0.125	29.70°
M 11	E-9	2.63	44.70	0.113	31.20°

4.7.2. Cálculo del índice RMR

En el Cuadro 4.4 se presenta un resumen de ubicación de las estaciones geomecánicas y el índice RMR básico calculado en cada una de ellas.

En el Anexo B se presentan los detalles de esta caracterización según BIENIAWSKI (1989), y en los planos UE-01, UE-02 y UE-03 (Ubicación de Estaciones Geomecánicas y Proyección Estereográfica) del Anexo C, se muestra su ubicación en planta.

Cuadro 4.4.- Estaciones geomecánicas e índice RMR

ESTACION	UBICACIÓN UTM		RMR	Clase de Macizo Rocoso
	ESTE	NORTE		
E-1	193916	9101553	63	II BUENA
E-2	194074	9101443	59	III REGULAR
E-3	194198	9101370	59	III REGULAR
E-4	194345	9101272	59	III REGULAR
E-5	194401	9101121	55	III REGULAR
E-6	193319	9100873	55	III REGULAR
E-7	194034	9100797	55	III REGULAR
E-8	193925	9100910	55	III REGULAR
E-9	194448	9102952	56	III REGULAR
E-10	194550	9102981	56	III REGULAR
E-11	194637	9103155	45	III REGULAR
E-12	194708	9103283	52	III REGULAR
E-13	194844	9103163	56	III REGULAR
E-14	194756	9102961	56	III REGULAR
E-15	194955	9102647	52	III REGULAR
E-16	194955	9102338	55	III REGULAR
E-17	194897	9102142	55	III REGULAR
E-18	194750	9101983	55	III REGULAR
E-19	194325	9102205	55	III REGULAR
E-20	194267	9102097	55	III REGULAR
E-21	194176	9101908	55	III REGULAR

4.7.3. Análisis de proyección estereográfica

Se han realizado mapeos geomecánicos lineales, donde se ha tomado datos de las discontinuidades existentes y se han graficado en proyecciones estereográficas junto con las caras de los taludes proyectados, de donde se

deduce que en la zona norte el modo de falla será por roturas en cuña, en la zona noroeste el modo de falla será por vuelco de estratos o toppling, en la zona noreste el modo de falla será de tipo planar, en la zona suroeste el modo de falla será por roturas en cuña y en la zona sureste el modo de falla será planar.

En el plano ZG-01 (Zonificación Geomecánica) del Anexo C, se presentan los tipos de falla que se pueden producir por deslizamiento de bloques de roca sobre los planos de discontinuidades principales.

Y en el plano TF-01 (Tipos de Falla) del Anexo C, se presentan los tipos de falla que se producen en el talud de acuerdo al análisis de proyección estereográfica.

4.7.4. Zonificación geomecánica

En base a las observaciones, registros de campo y los resultados de los ensayos de laboratorio, se ha efectuado la zonificación geomecánica del área de estudio.

Para el Tajo Jongos la zonificación geomecánica esta basada en las observaciones visuales directas del macizo rocoso, por lo que se identificó cinco zonas geomecánicas.

- La zona geomecánica 1 corresponde a la zona norte del tajo, se encuentran las estaciones geomecánicas E-9, E-10, E-11, E-12, E-13, E-14 y E-15, el índice RMR es de 54 correspondiendo a una Roca Tipo III y calidad regular.

La resistencia a la compresión simple en promedio es igual a 35 MPa y su peso específico promedio es 25.5 KN/m³.

- La zona geomecánica 2 corresponde a la zona oeste del tajo, se encuentran las estaciones geomecánicas E-19, E-20 y E-21, el índice RMR es de 55 correspondiendo a una Roca Tipo III y calidad regular.

La resistencia a la compresión simple en promedio es igual a 75 MPa y su peso específico promedio es 26.0 KN/m³.

La zona geomecánica 3 corresponde a la zona este del tajo, se encuentran las estaciones geomecánicas E-16, E-17 y E-18, el índice RMR es de 55 correspondiendo a una Roca Tipo III y calidad regular.

La resistencia a la compresión simple en promedio es igual a 70 MPa y su peso específico promedio es 26.5 KN/m³.

La zona geomecánica 4 corresponde a la zona sur del tajo, se encuentran las estaciones geomecánicas E-1, E-2, E-3, E-4 y E-5, el índice RMR es de 59 correspondiendo a una Roca Tipo III y calidad regular.

La resistencia a la compresión simple en promedio es igual a 95 MPa y su peso específico promedio es 25.5 KN/m³.

Finalmente la zona geomecánica 5 corresponde a la zona sur del tajo, se encuentran las estaciones geomecánicas E-6, E-7 y E-8, el índice RMR es de 55 correspondiendo a una Roca Tipo III y calidad regular.

La resistencia a la compresión simple en promedio es igual a 81 MPa y su peso específico promedio es 26.5 KN/m³.

En resumen los parámetros que definen cada zona geotécnica, se presentan en el Cuadro 4.5 y en el plano ZG-01 (Zonificación Geomecánica) del Anexo C, se presenta la zonificación descrita anteriormente.

Cuadro 4.5.- Zonificación geomecánica

Zona	Estaciones geomecánicas	Muestras	RMR	Peso específico promedio (KN/m ³)	RCS (MPa)	C (MPa)	Φ (°)
Z-1	E-9	M-11	54	25.5	35	0.100	29.0
	E-10						
	E-11						
	E-12						
	E-13	M-10					
	E-14	M-2					
Z-2	E-15		55	26.0	75	0.194	27.9
	E-19	M-3					
	E-20						
Z-3	E-21	M-8	55	26.5	70	0.100	28.0
	E-16	M-1					
	E-17						
Z-4	E-18	M-7	59	25.5	95	0.165	30.5
	E-1						
	E-2						
	E-3						
	E-4	M-2					
Z-5	E-5	M-3	55	26.5	81	0.146	29.0
	E-6	M-6					
	E-7	M-9					
	E-8						

4.8. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES APLICANDO LA METODOLOGÍA PROPUESTA

En esta sección analiza la estabilidad de taludes del Tajo Jongos aplicando la metodología desarrollada en el Anexo A, asimismo se presenta un análisis de sensibilidad y orden de magnitud del factor de seguridad frente a un deslizamiento global de los taludes del tajo en estudio.

4.8.1. Secciones estudiadas

Se han analizado seis perfiles topográficos, cuya ubicación corresponde a lo presentado en los planos SA-01 y SA-02 (Secciones de Análisis de Estabilidad) del Anexo C, las secciones analizadas se presentan con la malla de elementos finitos, las condiciones de contorno y las fases de excavación en la Figura 4.4.

En el plano ST-01 (Sección Típica del Tajo Jongos) del Anexo C se presenta la sección típica del tajo en estudio.

Para la determinación del índice GSI a partir del índice RMR se ha utilizado la relación: $GSI = RMR_{89} - 5$, en la cual se debe usar una valoración de 15 para la condición de agua subterránea y una valoración de 0 por ajuste debido a las discontinuidades.

Para el cálculo del índice RMR en los macizos rocosos, se consideró una valoración de 10 para las condiciones de agua subterránea, por lo que este índice debería aumentar en 5 puntos para obtener el nuevo índice RMR (con 15 puntos de valoración por agua subterránea) y posteriormente disminuir en 5 puntos para obtener el índice GSI según la relación mencionada en el párrafo anterior, por lo que para este caso particular el índice RMR total y el índice GSI tienen el mismo valor.

Los parámetros del criterio de HOEK y BROWN (HOEK et al., 2002), m_b y s , así como el módulo de deformación E , se han obtenido con el programa Rocdata v 3.0. (ROCSCIENCE, 2002), que emplea la formulación de HOEK et al. (2002).

Estos valores se han ido modificando durante el proceso de cálculo para buscar la situación de inestabilidad. En el Anexo A se explica dicho proceso de cálculo.

En este caso de aplicación el índice RMR básico y el índice GSI han resultado ser equivalentes al tener el mismo valor.

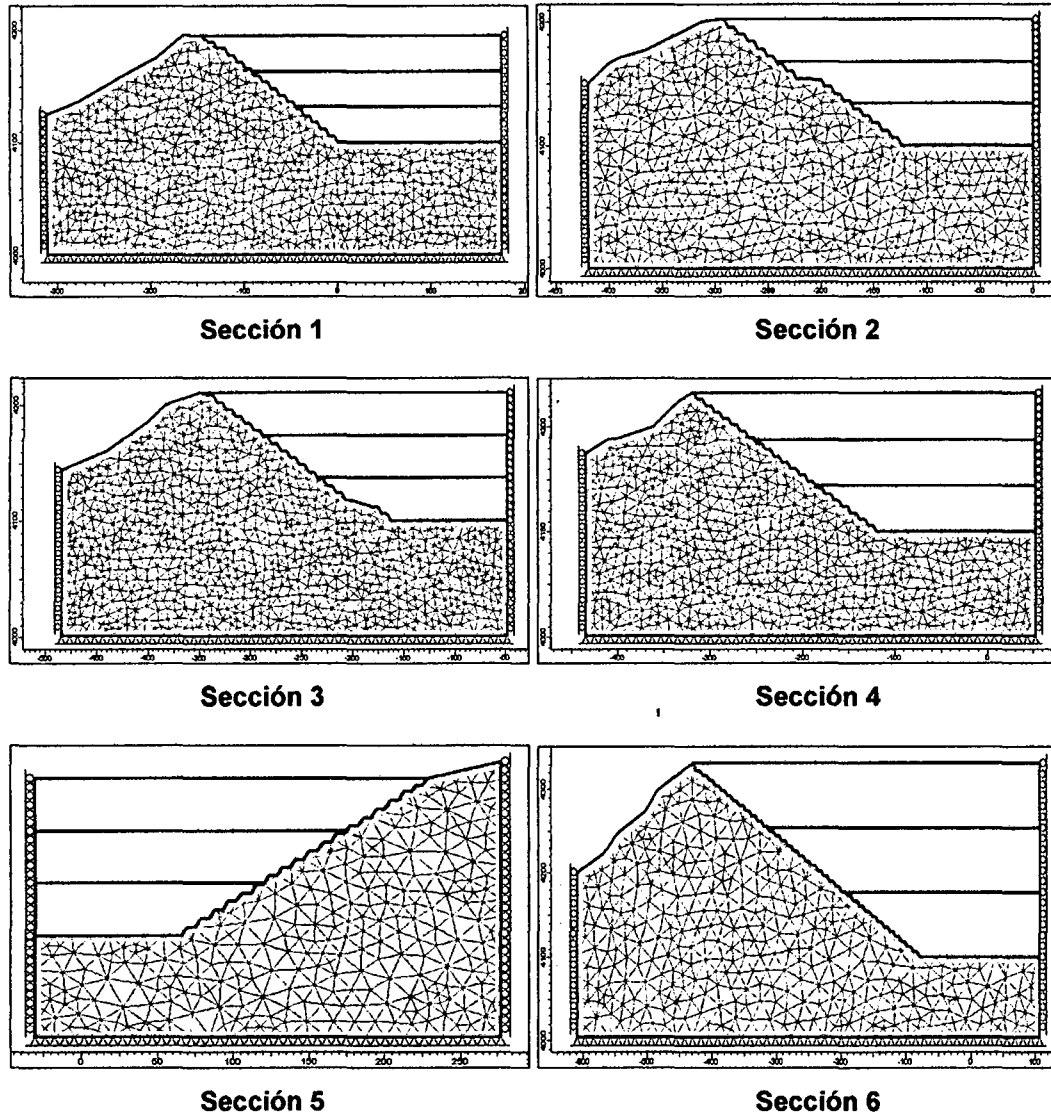


Figura 4.3.- Secciones de análisis de estabilidad.

Los parámetros de cálculo de la estabilidad de taludes se presentan en el siguiente cuadro:

Cuadro 4.6.- Parámetros de cálculo

Sección	H (m)	Zona geomecánica	Litología	m_i	RCS (MPa)	Peso específico promedio (KN/m ³)	RMR	GSI
1	94	1	Caliza	8	35	25.5	54	54
2	102							
3	110	2	Caliza	8	70	26.5	55	55
4	132							
5	112	4	Caliza	8	95	25.5	59	59
6	232	5	Caliza	8	81	26.5	55	55

4.8.2. Consideraciones para el modelamiento

En los modelos de elementos finitos no hay un modo completamente racional para definir el estado de esfuerzos iniciales y analizar un talud, a no ser que se conozca en detalle el proceso geológico de su formación o se hayan realizado mediciones de esfuerzos en varios puntos.

Sin embargo, el estado de esfuerzos iniciales puede aproximarse con el procedimiento de la activación de la gravedad y ajustando los esfuerzos horizontales eligiendo un adecuado K_0 (DUNCAN, 1996).

Este proceso lo realiza automáticamente el programa Phase 2 v.6 empleado en este modelamiento, aplicando en la primera etapa el 100% del campo de esfuerzos inducido (ROCSCIENCE, 2001).

Se ha simulado el proceso de excavación en cuatro fases, en la que la primera corresponde al talud sin excavar y las tres siguientes son las etapas de excavación de la misma profundidad, hasta alcanzar la cota final.

No se ha considerado inicialmente el efecto del agua en el macizo rocoso, debido a que durante la exploración geotécnica y los estudios correspondientes se concluyó que el nivel freático se encontraba muy por debajo del nivel máximo de la excavación, aunque posteriormente (como ejercicio teórico) se ha analizado una sección asumiendo la presencia de nivel freático para conocer su influencia en el factor de seguridad.

Varias son las simplificaciones e hipótesis que se han empleado para formar el modelo de cálculo, en base a las dificultades intrínsecas del problema, pero especialmente por la falta de datos reales:

- El valor del coeficiente m_i se ha tomado a partir de experiencias recogidas en la bibliografía. Una determinación precisa del valor de m_i , requeriría el análisis estadístico de los resultados de ensayos triaxiales sobre probetas de roca intacta en cada litología.
- El campo de esfuerzos adoptado no corresponde probablemente con la realidad. El establecimiento de un campo de esfuerzos más exacto conllevaría a la toma de medidas "in situ" del estado de esfuerzos.

- No se conocen con precisión las capas afectadas por relajamiento de esfuerzos al excavar el material. Se necesitaría realizar mediciones de la velocidad de propagación de las ondas en el macizo rocoso.

Por tanto, para ampliar el conocimiento del macizo rocoso y poder afinar los cálculos realizados, se necesitarían realizar medidas de esfuerzos con ensayos in situ, ensayos triaxiales en muestras de roca y ensayos geofísicos.

4.8.3. Afectación por voladura y decompresión del terreno

La explotación de la cantera de roca caliza del Tajo Jongos se realizará siguiendo los procedimientos correspondientes a la minería de tajo abierto utilizando el método de minado superficial convencional cuyas actividades son: perforación, voladura, carguío y transporte.

Durante el proceso de extracción del material en la cantera por medio del método de perforación y voladura, se modificó la calidad del macizo rocoso. Esto se traduce en una disminución de la calidad geotécnica y una mayor separación entre las diaclasas. El efecto de las voladuras se traduce en una banda de material afectado que puede ser de unos 0.5 m a 5.0 m de espesor (PUELL, 2003).

Según la última versión del criterio de HOEK y BROWN (HOEK et al., 2002), el factor de alteración $D=1$ correspondería a una gran excavación realizada con voladuras y el factor de alteración $D=0.7$ correspondería a un macizo rocoso excavado con medios mecánicos.

Para el análisis se ha considerado el valor del factor de alteración $D=1$, debido a que se utilizará el método convencional de minería a tajo abierto con voladuras, aunque también se ha considerado un análisis con $D=0.7$ para conocer el efecto del factor D en la estabilidad del talud.

Los resultados gráficos obtenidos con el programa **Phase 2 v6.0** se presentan en el Anexo D.

4.8.4. Análisis de estabilidad

- **Sección 1.**

Inicialmente, se tomó un factor de alteración $D=1$ y un índice GSI igual a 54. El análisis realizado muestra que sería estable y que solo alcanzaría la inestabilidad cuando $GSI < 22$ para condiciones estáticas y $GSI < 32$ para condiciones pseudoestáticas, por lo que el factor de seguridad $F.S._{GSI}$ es 2.45 para condiciones estáticas y 1.69 para condiciones pseudoestáticas.

Los parámetros de cálculo obtenidos de reducir progresivamente el índice GSI y el valor del índice que desestabiliza el talud se presentan en los siguientes cuadros:

Cuadro 4.7.- Resultados para el análisis estático - sección 1

H(m)	m_i	RCS(MPa)	GSI	m_b	s	E(MPa)	Estabilidad
94	8	35	25	0.038	3.73E-06	701.46	Estable
94	8	35	24	0.035	3.15E-06	662.22	Estable
94	8	35	23	0.033	2.67E-06	625.18	Estable
94	8	35	22	0.030	2.26E-06	590.21	Estable
94	8	35	21	0.028	1.91E-06	557.19	Inestable
94	8	35	20	0.026	1.62E-06	526.02	Inestable

Cuadro 4.8.- Resultados para el análisis pseudoestático - sección 1

H(m)	m_i	RCS(MPa)	GSI	m_b	s	E(MPa)	Estabilidad
94	8	35	35	0.077	1.97E-05	1247.40	Estable
94	8	35	34	0.072	1.67E-05	1177.62	Estable
94	8	35	33	0.067	1.41E-05	1111.74	Estable
94	8	35	32	0.062	1.20E-05	1049.55	Estable
94	8	35	31	0.058	1.01E-05	990.84	Inestable
94	8	35	30	0.054	8.57E-06	935.41	Inestable

Análogamente a lo desarrollado para la sección 1, se presentan los resultados para las demás secciones, tanto en condiciones estáticas como pseudoestáticas.

• **Sección 2**

Cuadro 4.9.- Resultados para el análisis estático-sección 2

H(m)	m _i	RCS(MPa)	GSI	m _b	s	E(MPa)	Estabilidad
102	8	35	20	0.026	1.62E-06	526.02	Estable
102	8	35	19	0.025	1.37E-06	496.60	Inestable

Cuadro 4.10.- Resultados para el análisis pseudoestático-sección 2

H(m)	m _i	RCS(MPa)	GSI	m _b	s	E(MPa)	Estabilidad
102	8	35	32	0.062	1.20E-05	1049.55	Estable
102	8	35	31	0.058	1.01E-05	990.84	Estable
102	8	35	30	0.054	8.57E-06	935.41	Inestable

• **Sección 3**

Cuadro 4.11.- Resultados para el análisis estático-sección 3

H(m)	m _i	RCS(MPa)	GSI	m _b	s	E(MPa)	Estabilidad
110	8	75	15	0.018	7.04E-07	577.43	Estable
110	8	75	14	0.017	5.96E-07	545.13	Estable
110	8	75	12	0.015	4.27E-07	485.85	Estable
110	8	75	11	0.014	3.61E-07	458.67	Inestable

Cuadro 4.12.- Resultados para el análisis pseudoestático-sección 3

H(m)	m _i	RCS(MPa)	GSI	m _b	s	E(MPa)	Estabilidad
110	8	75	25	0.038	3.73E-06	1026.83	Estable
110	8	75	23	0.033	2.67E-07	915.17	Estable
110	8	75	22	0.030	2.26E-07	863.97	Estable
110	8	75	21	0.028	1.91E-07	815.64	Inestable

• **Sección 4**

Cuadro 4.13.- Resultados para el análisis estático-sección 4

H(m)	m_i	RCS(MPa)	GSI	m_b	s	E(MPa)	Estabilidad
132	8	75	20	0.026	1.62E-06	770.02	Estable
132	8	75	19	0.025	1.37E-06	726.94	Estable
132	8	75	18	0.023	1.16E-06	686.28	Estable
132	8	75	16	0.020	8.32E-07	611.65	Estable
132	8	75	15	0.018	7.04E-07	577.43	Inestable

Cuadro 4.14.- Resultados para el análisis pseudoestático-sección 4

H(m)	m_i	RCS(MPa)	GSI	m_b	s	E(MPa)	Estabilidad
132	8	75	27	0.044	5.20E-06	1152.13	Estable
132	8	75	26	0.041	4.40E-06	1087.68	Estable
132	8	75	25	0.038	3.73E-06	1026.83	Inestable

• **Sección 5**

Cuadro 4.15.- Resultados para el análisis estático-sección 5

H(m)	m_i	RCS(MPa)	GSI	m_b	s	E(MPa)	Estabilidad
112	8	95	12	0.015	4.27E-07	546.80	Estable
112	8	95	11	0.014	3.61E-07	516.22	Estable
112	8	95	10	0.013	3.06E-07	487.34	Inestable

Cuadro 4.16.- Resultados para el análisis pseudoestático-sección 5

H(m)	m_i	RCS(MPa)	GSI	m_b	s	E(MPa)	Estabilidad
112	8	95	22	0.030	2.26E-06	972.37	Estable
112	8	95	21	0.028	1.91E-06	917.98	Inestable
112	8	95	20	0.026	1.62E-06	866.63	Inestable

• **Sección 6**

Cuadro 4.17.-Resultados para el análisis estático-sección 6

H(m)	m _i	RCS(MPa)	GSI	m _b	s	E(MPa)	Estabilidad
232	8	81	30	0.054	8.57E-06	1423.02	Estable
232	8	81	25	0.038	3.73E-06	1067.12	Estable
232	8	81	23	0.033	2.67E-06	951.07	Estable
232	8	81	22	0.030	2.26E-06	897.87	Estable
232	8	81	21	0.028	1.97E-06	847.64	Inestable
232	8	81	20	0.026	1.62E-06	800.23	Inestable

Cuadro 4.18.- Resultados para el análisis pseudoestático-sección 6

H(m)	m _i	RCS(MPa)	GSI	m _b	s	E(MPa)	Estabilidad
232	8	35	35	0.077	1.97E-05	1897.63	Estable
232	8	35	33	0.067	1.41E-05	1691.27	Estable
232	8	35	32	0.062	1.20E-05	1596.66	Estable
232	8	35	31	0.058	1.01E-05	1507.34	Inestable
232	8	35	30	0.054	8.57E-06	1423.02	Inestable

4.8.5. Resultados obtenidos

A partir de los resultados obtenidos anteriormente, se calculan los factores de seguridad para cada sección en estudio, y se determina si el talud es estable o no lo es según esta metodología.

En los cuadros 4.19 y 4.20 se presentan los valores obtenidos:

Cuadro 4.19.- Factores de seguridad obtenidos para condiciones estáticas

Perfil de análisis	GSI	GSI _o	F.S. _{GSI}	F.S. _{GSI} MINIMO	Estabilidad
1	54	22	2.45	1.30	Estable
2	54	20	2.70	1.30	Estable
3	55	12	4.58	1.30	Estable
4	55	16	3.44	1.30	Estable
5	59	12	4.91	1.25	Estable
6	55	23	2.39	1.30	Estable

Cuadro 4.20.- Factores de seguridad obtenidos para condiciones seudoestáticas

Perfil de análisis	GSI	GSI _o	F.S. _{GSI}	F.S. _{GSI} MINIMO	Estabilidad
1	54	32	1.69	1.00	Estable
2	54	31	1.74	1.00	Estable
3	55	22	2.50	1.00	Estable
4	55	26	2.12	1.00	Estable
5	59	22	2.68	1.00	Estable
6	55	32	1.72	1.00	Estable

De acuerdo a los resultados obtenidos anteriormente, los taludes del Tajo Jongos resultan ser estables.

4.8.6. Análisis de sensibilidad del factor de seguridad

- **Influencia del nivel freático**

En la sección de estudio número seis se ha supuesto que se conoce la ubicación del nivel freático (en realidad este nivel no se encuentra en la zona del tajo en estudio como se mencionó anteriormente), para conocer como afectan las condiciones hidrogeológicas al factor de seguridad obtenido siguiendo el procedimiento desarrollado en esta tesis.

Los resultados se presentan en el siguiente cuadro:

Cuadro 4.21.- Resultados obtenidos considerando la presencia del nivel freático (análisis estático)

H(m)	m_i	RCS(MPa)	GSI	m_b	s	E(MPa)	Estabilidad
232	8	81	24	0.035	3.15E-06	1007.42	Estable
232	8	81	23	0.033	2.67E-06	951.07	Inestable

Cuadro 4.22.- Resultados obtenidos considerando la presencia del nivel freático (análisis pseudoestático)

H(m)	m_i	RCS(MPa)	GSI	m_b	s	E(MPa)	Estabilidad
232	8	35	34	0.072	1.67E-05	1791.48	Estable
232	8	35	33	0.067	1.41E-05	1691.27	Inestable

Del análisis llevado a cabo se concluye que el equilibrio se obtiene cuando $GSI > 23$ para condiciones estáticas y $GSI > 33$ para condiciones pseudoestáticas; por tanto el factor de seguridad disminuye en condiciones de sismo hasta $F.S._{GSI} = 2.29$ y $F.S._{GSI} = 1.62$, lo que representa una disminución en el factor de seguridad de 4.2% y 5.8% respectivamente.

- **Influencia del factor de alteración (D)**

Si en la sección de análisis número uno se tiene en cuenta un factor de alteración $D=0.7$, correspondiente a macizo rocoso excavado con medios mecánicos, (HOEK et al, 2002), no se produciría una rotura global incluso hasta cuando el índice de resistencia geológica disminuyese hasta su mínimo valor, por lo que se tendría un factor de seguridad muy alto.

Esto debido a que se está considerando un menor factor de alteración, por lo que el macizo rocoso está en mejores condiciones que si se considera $D=1$ (macizo rocoso afectado por voladuras), si se considera un factor $D=0$, el factor de seguridad sería aún más alto ya que no estaría perturbado por efectos de la voladura.

Cuadro 4.23.- Resultados obtenidos considerando D=0.7, Sección 1

H(m)	m _i	RCS(MPa)	GSI	m _b	s	E(MPa)	Estabilidad
94	8	35	10	0.054	2.17E-06	384.55	Estable
94	8	35	5	0.038	1.05E-06	288.37	Estable

Del análisis llevado a cabo se concluye que el equilibrio se obtiene cuando $GSI < 5$ para condiciones estáticas; por lo tanto el factor de seguridad aumenta hasta $F.S._{GSI} = 54/5 = 10.80$, que es un valor bastante alto, lo que representa un aumento en el factor de seguridad de 4.2%.

- Influencia del factor K_0**

Para conocer el efecto que tiene la elección de K_0 en la estabilidad, se ha realizado un análisis de sensibilidad adicional con $K_0=0.33$ y $K_0=3.00$.

Cuando $K_0=3.00$ la rotura se produce cuando $GSI < 23$, por lo que disminuye el factor de seguridad a $F.S._{GSI} = 54/23 = 2.34$, lo que representa una disminución del 4.1%.

Cuando $K_0=0.33$ la rotura se produce cuando $GSI < 22$, por lo que el factor de seguridad obtenido considerando los valores de $K_0=0.33$ y $K_0=1.00$ es el mismo, no presenta variación.

Por lo que el factor de seguridad $F.S._{GSI}$ es más sensible cuando se utilizan valores de K_0 mayores que 1.

Cuadro 4.24.- Resultados obtenidos considerando $K_0=3.00$, Sección 1

H(m)	m _i	RCS(MPa)	GSI	m _b	s	E(MPa)	Estabilidad
94	8	35	23	0.033	2.67E-06	625.18	Estable
94	8	35	22	0.030	2.26E-06	590.21	Inestable

Cuadro 4.25.- Resultados obtenidos considerando $K_0=0.33$, Sección 1

H(m)	m _i	RCS(MPa)	GSI	m _b	s	E(MPa)	Estabilidad
94	8	35	22	0.030	2.26E-06	590.21	Estable
94	8	35	21	0.028	1.91E-06	557.19	Inestable

CONCLUSIONES

- Se ha desarrollado una metodología de análisis de taludes altos de macizos rocosos con elementos finitos en la que se emplea un modelo elastoplástico perfecto conjuntamente con el criterio de rotura generalizado de HOEK y BROWN en su versión más reciente (2002).

Las situaciones en las que se puede emplear esta metodología son los grandes deslizamientos de tipo circular, provocados total o parcialmente por una rotura a través del macizo rocoso.

- Este modelo de análisis se adapta mejor a taludes artificiales o laderas naturales, cuando las dimensiones son lo suficientemente grandes como para suponer que el tamaño de los bloques en que se subdivide el macizo rocoso es comparativamente pequeño como para considerar que el conjunto tiene un comportamiento isótropo, en taludes de gran altura en los que los estados de esfuerzos en el interior del macizo rocoso son muy altos, en macizos rocosos muy fracturados y en las rocas blandas.
- El criterio de HOEK y BROWN utilizado en la presente tesis se enfrenta a un problema de definición del factor de seguridad frente a rotura debido a la no linealidad de la envolvente de rotura, una alternativa es linealizar previamente la envolvente y obtener un criterio equivalente de MOHR-COULOMB.
- Cuando se aplica el criterio de rotura de HOEK y BROWN, las mayores incertidumbres en el momento de estimar la resistencia del macizo rocoso provienen principalmente de los errores subjetivos producidos durante la caracterización geomecánica del macizo rocoso para obtener el índice GSI. Esta incertidumbre es menor en la resistencia a compresión simple y menor aún en el parámetro m_i , por obtenerse con ensayos de laboratorio.

- Se podría haber investigado otras posibles definiciones del factor de seguridad basadas, por ejemplo, en la reducción únicamente de la resistencia a compresión simple o del parámetro m_i de la roca intacta, así como cualquier función de todos estos parámetros, pero en esta tesis se ha considerado, después de analizar las incertidumbres de cada parámetro, que es más justificado y práctico basarse en la variación del índice GSI.
- Para estudiar la estabilidad se consideró un conjunto representativo de casos hipotéticos con distintas geometrías y tipos de roca, se han estudiado taludes de 100, 200 y uno de 300 m de altura, con inclinaciones del talud 1H:1V y 1H:2V. Los distintos tipos de terreno se han obtenido de la combinación de tres resistencias a compresión simple (RCS=5, 10 y 50 MPa), con dos valores del parámetro m_i ($m_i = 8$ y $m_i = 22$).

Cada una de las combinaciones anteriores de altura, inclinación, resistencia a compresión simple y parámetro de la roca m_i , ha resultado ser un caso de estudio, la densidad se ha tomado como 2.5 Ton/m^3 y factor de alteración $D=0$ y $D=1$.

En cada uno de estos casos, se ha ido modificando el valor índice GSI hasta obtener la inestabilidad del modelo, momento anterior al cual corresponde la situación de equilibrio límite.

- Los casos estudiados de taludes en equilibrio límite con el modelo elastoplástico perfecto, han permitido analizar y validar un nuevo factor de seguridad ($F.S._{GSI}$), de aplicación directa con el criterio de rotura de HOEK y BROWN (HOEK et al, 2002). Este nuevo factor de seguridad se define como el cociente entre el índice GSI del macizo rocoso y el índice GSI_0 que llevaría al talud a una situación de equilibrio límite.
- Se han estudiado modelos adicionales para obtener varias situaciones en que el talud se encontraba en equilibrio límite considerando el criterio de HOEK y BROWN ($F.S._{GSI}=1.00$) y así poder comparar los resultados

obtenidos con la linealización ($F.S_{M-C}$) y la nueva definición del factor de seguridad ($F.S_{GSI}$).

En algunos casos, el factor de seguridad obtenido a partir de los valores de c' y ϕ' obtenidos de la linealización, estaba todavía lejos de la inestabilidad ($F.S_{M-C} > 1.00$), mientras que en otros estaba claramente por debajo del equilibrio ($F.S_{M-C} < 1.00$).

- A partir de los resultados obtenidos se ha considerado necesario presentar una propuesta de valores exigibles a la nueva definición del factor de seguridad; de acuerdo con esa propuesta, el factor de seguridad $F.S_{GSI}$ que se adopta disminuye con la calidad del macizo rocoso.
- Se ha realizado una aplicación práctica a un talud alto (Tajo Jongos), para describir como sería el proceso de cálculo del factor de seguridad. En la aplicación de esta definición del factor de seguridad a macizos rocosos no homogéneos formados por distintos tipos de terrenos, se deberá valorar la necesidad de reducir el índice GSI en uno o varios materiales en función de la influencia que esto tenga en cada situación.
- Son muchos los factores externos que pueden afectar la estabilidad del talud, entre otros la posición del agua subterránea. Aunque el desarrollo se ha realizado para macizos rocosos secos, se comprobó, en el análisis de sensibilidad realizado, que el considerar una elevación del nivel freático correspondiente a épocas lluviosas, provocaba una disminución del factor de seguridad del 4.2 % y 5.8% para condiciones estáticas y seudoestáticas respectivamente.
- Una observación detallada de la progresión de las zonas de máximas deformaciones por esfuerzos cortantes, permite comprobar que el inicio de la rotura se produce por el pie del talud, a la vez que se producen plastificaciones por tracción por encima de la coronación del talud.

En el pie del talud la rotura progresa de abajo hacia arriba, transfiriéndose el exceso de esfuerzo cortante desde el pie a las zonas más próximas. De esta manera se produce una rotura que progresa

hasta la zona superior del talud, enlazando con la zona rota por tracción en coronación, aunque el modelo no simula la formación de la discontinuidad o grieta de tracción.

RECOMENDACIONES

- Como continuación al planteamiento desarrollado en esta tesis, se podría abrir futuras líneas de investigación que incluyesen el estudio en el que concurren otros factores que afectan a la estabilidad como el agua o los sismos. Por otro lado, se vio que el factor de seguridad más riguroso vendría dado como función de los parámetros del criterio de HOEK y BROWN, no solo sobre el índice GSI, aunque éste sea el que asume mayores incertidumbres. Se podría continuar analizando el factor de seguridad basándose también en la disminución de la resistencia a la compresión simple.
- Esta investigación se podría también extender a otras obras en las que se involucre el estudio de los macizos rocosos, como los túneles o realizar análisis retrospectivos de laderas naturales con problemas de estabilidad, y en las que se tengan datos geológicos a través de sondeos y reconocimientos detallados de campo, y cuando sea aplicable el modelo, de tal manera que se pueda ir realizando el análisis de estabilidad e ir valorando la adecuación del modelo elastoplástico perfecto y del criterio de HOEK y BROWN. Volcando en un ábaco los distintos casos estudiados se podría marcar una curva que separase la zona estable de la inestable. Esta idea serviría para intentar precisar el valor del factor de alteración D de la última versión del criterio de rotura, cuya variación permite un amplio rango de resistencias. En definitiva, dichos análisis retrospectivos servirán para obtener un valor más representativo del factor de alteración impuesto en la última versión del criterio a la resistencia del macizo rocoso en las obras de taludes.

BIBLIOGRAFÍA

1. Alva Hurtado, J.E. Estabilización de Taludes de Roca, Conferencias de Ingeniería Geotécnica Sísmica, 2006.
2. Barton, N. The Shear Strength of Rock en Rocks Joints. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, Vol 13, 1976.
3. Barton N. y Choubey, V. The Shear Strength of Rock Joints in Theory and Practice. Rock Mechanics, 1977.
4. Balmer, G. A General Analytic Solution for Mohr's Envelope., Am. Soc. Test. Mat., 52, pp. 1260-1271, 1952.
5. Bieniawski, Z.T., Engineering Clasification of Jointed Rock Masses, South African Institution of Civil Engineers, Vol. 15, 1973.
6. Bieniawski, Z.T., Rock Mass Classification in Rock Engineering, Proc. Symposium on Exploration for Rock Engineering, Johannesburg, Volume 1, 1976, pp. 97-106, 1976.
7. Bieniawski, Z.T. The Geomechanics Classification in Rock Engineering Aplications. 4^{to} Congreso Internacional de Mecánica de Rocas. Montreal, Canada, 1979.
8. Bieniawski, Z.T., Engineering Rock Mass Classifications, Ed. Wiley and Sons, Nueva York, 1989.
9. Borja, R.I., et al. Numerical Simulation of Excavation in Elasto-plastic Soils. International Journal Numerical and Analitical Methods in Geomechanics, 1989.
10. Call, R.D., Monitoring Pit Slope Behavior. SME Mine Engineering Handbook, AIME, New York, pp. 860-882, 2000.
11. Carvalho, J. Slope Stability Analisis for Open Pits, Mississauga, Canada 2005.
12. Chen, S.H., Chen, S.F., Shahrour, I. y Egger, P. The Feedback Analysis of Excavated Rock Slope. Rock. Mech. Rock. Eng. 34, pp 39-56, 2001.

13. Cuellar, V. Métodos Sísmicos Para el Reconocimiento Geotécnico de Túneles en Roca. Cedex, Madrid, 1995.
14. Deere, D.U., Hendron, A.J., Patton, F.D., Cording, E.J. Design of Surface and Near-Surface Construction in rock. Proc. 8th Symposium on Rock Mechanics. Minesota, pp. 237-302, 1967.
15. Duncan, J.M. State of the Art : Limit Equilibrium and Finite Element Analysis of Slopes. ASCE, pp577-596, 1996.
16. Galera, J.M. Caracterización Geotécnica de Macizos Rocosos. Entorno Gráfico, S.L. Madrid, 1996.
17. Gonzales de Vallejo, L.I., Ferrer, M., Ortuño, L., Oteo, C. Ingeniería Geológica. Prentice Hall, 2002.
18. Goodman, R.E. Introduction to rock Mechanics, 2nd Edition. Willey, New York, 1989.
19. Grujic, N. Ultrasonic Testing of Foundation Rock, Proc. 4th ISRM Int. Congress, Denver, 1974.
20. Griffiths, D.V. y Lane, P.A. Slope Stability Analysis by Finite Elements. Geotechnique 49, n°3, pp387-403, 1999.
21. Hoek, E. Estimating Mohr – Coulomb Friction and Cohesion Values from the Hoek – Brown Criterion. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech., 1990.
22. Hoek, E., y Brown, E.T. Empirical Strength Criterion for Rock Masses. Journal of the Geotechnical Engineering Division, 1980.
23. Hoek, E. y Brown, E.T. Strength of Jointed Rock Masses. Geotechnique 33, N°3, pp. 187-223, 1983.
24. Hoek, E., y Brown, E.T. Practical Estimates of Rock Mass Strength. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. Vol 34, n°8, pp1165-1186, 1997.
25. Hoek E, Kaiser P.K. y Bawden W.F. Support of Underground Excavation in Hard Rock. Balkema, Rotterdam, 1995.
26. Hoek, E., Carranza-Torres, C.T., y Corkum, B. Hoek-Brown Failure Criterion-2002 Edition, 2002.

27. Hoek, E., y Bray, J.W. Rock Slope Engineering. Institution of Mining and Metallurgy, Londres, 1981.
28. IGME. Manual de Ingeniería de Taludes. Serie Ingeniería Medioambiental. Instituto Geológico y Minero de España, 1985.
29. INGEMMET. Cuadrángulo Geológico Digital, Pallasca (17-h), Escala 1:100 000.
30. ISRM. Suggested Method for Determination of Direct Shear Strength, London, 1981.
31. Jiménez Salas, J.A. y De Justo, J.L. Geotecnia y Cimientos I: Propiedades de los Suelos y de las Rocas. Ed. Rueda, España, 1975.
32. Lopez Jimeno, C. y García Bermudez, P. Afección de los Taludes Rocosos por Vibraciones Generadas en las Voladuras. Ingeopress, 2000.
33. Lorig, L y Varona, P. Análisis de la Estabilidad de Taludes Mineros mediante Diferencias Finitas. V Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables, Madrid, 2001.
34. Lowe, J. Estability Analysis of Embankments. ASCE, 1967
35. Melentijevic, S. Estabilidad de Taludes en Macizos Rocosos con Criterios de Rotura no Lineales y Leyes de Fluencia no Asociadas. Tesis Doctoral, Universidad Politécnica de Madrid, Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, 2005.
36. Nunes A.L., Gavilanes J., y Fontoura, S.A. Análisis de Estabilidad de Taludes Mineros por Métodos Numéricos. IV Seminario de Ingeniería de Cimentaciones Especiales y Geotecnia, San Pablo, 2000.
37. Marinos, P y Hoek, E. GSI a Geologically Friendly Tool for Rock Mass Strenght Estimation. GeoEng 2000 Conference, Melbourne, 2000.
38. Mogi, K. Pressure Dependence of Rock Strength and Transition from Brittle Fracture to Ductile Flow. Bulletin of the Earthquake Research Institute of Tokio University, vol. 44, Tokyo, Japan, 1966, pp 215-232, 1966.
39. Palmstrom, A. The Volumetric Joint Count - A Useful and Simple Measure of the Degree of Rock Jointing, Delhi, 1982.

40. Pande, G.N., Beer, G. y Williams, J.R., Numerical Methods in Rock Mechanics. John Wiley and Sons. Londres, 1999.
41. Patton, F.D. y Deere D.U. Geologic Factors Controlling Slope Stability in Open Pit Mines. Proc. 1st Symp. on Stability in Open Pit Mining, Vancouver, Canada, AIME, New York, pp 23-48, 1971.
42. Priest, S.D., Hudson, J.A. Discontinuity Spacing in Rock, International Journal of Rock Mechanics and Mining, 1976.
43. Puell, F. Aplicación de Criterios de Rotura no Lineales a la Estabilidad General de Taludes en Macizos Rocosos. Tesis Doctoral, Universidad Politécnica de Madrid, Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, 2003.
44. Puell, F., De la Fuente, P., Arenillas, M. La Linealización del Criterio de Hoek-Brown en el Análisis de la Estabilidad General de Taludes en Roca. Revista de Obras Publicas, Julio-Agosto, 2004.
45. Rapiman, M. Slope Stability and Rock Mechanics Analyses Chuquicamata Mine, Codelco, Chile. Proc. Innovative Mine Design for the 21st Century, Balkema, Rotterdam, pp 36-44, 1993.
46. Roca Rojas, M.I. Análisis de Estabilidad de Taludes a través del Método Esfuerzo-Deformación. Tesis, Universidad Nacional de Ingeniería, Facultad de Ingeniería Civil, 2000.
47. Rocscience Inc. Application of the Finite Element Method to Slope Stability, Toronto, 2001-2004.
48. Rocscience Inc. Phase 2 Model Program, Reference Manual, Canada, 2001.
49. Romana, M. New Adjustment Ratings for Application of Bieniawski Classification to Slopes. Proc. Int. Symp. Rock. Eng. ISRM. Zacatecas, Mexico, pp 59-68, 1985.
50. Romana, M. Clasificación SMR para taludes. Ponencia IV Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables. Granada, 1997.
51. Sagaceta, C. Fundaciones y Estabilidad de Taludes en Rocas. 1^{er} curso de Geomecánica Computacional, Pontificia Universidad Católica de Valparaíso, Chile, 2006.

52. Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología (SENAMHI). Mapa de Clasificación Climática del Perú, 1988.
53. Serafim J.L. y Pereira J.P. Considerations on the Geomechanical Classification of Bieniawski. Int. Symp. Engineering Geology and Underground Construction. Lisbon. Theme II. Vol. 1, 1983.
54. Serrano, A y Olalla, C. Cargas de Hundimiento en Macizos Rocosos. Monografía M-36. Cedex, Madrid, 1998.
55. Servicios Generales de Seguridad y Ecología S.A. (SEGECO). Estudio de Estabilidad de Taludes del Tajo Jongos -Proyecto Jongos, 2006.
56. Sjöberg J. Analysis of Large Scale Rock Slopes. Tesis Doctoral, Lulea University of Technology, Department of Civil and Mining Engineering Division of Rock Mechanics, Sweden, 1999.
57. Swan, C.C., Seo, Y.K. Limit State Analysis of Earthen Slopes Using Dual Continuum /FEM Approaches. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics nº23, pp 1359-1371, 1999.
58. Tejada, L, Murrieta, P. y Rojas, P. Análisis Geotécnico Numérico de Taludes Altos de Minería. XXVIII Convención Minera, Lima, 2007.
59. Varona, P. y Velasco, P. Criterios para la Linealización de la Envolvente de Rotura de Hoek – Brown. Ingeopres, pp 54-58, 2000.
60. Zea, R.E. Mecanismos de Ruptura em Taludes Altos de Mineracao a Ceu Aberto. Tesis de Maestría, Universidade de Sao Paulo, Escola de Engenharia de Sao Carlos, Sao Carlos, 2004.

ANEXOS

ANEXO A : METODOLOGÍA DE CÁLCULO Y RESULTADOS OBTENIDOS	133
A.1 CÁLCULOS REALIZADOS PARA DETERMINAR EL EQUILIBRIO LÍMITE	134
A.2 CÁLCULO DEL FACTOR DE SEGURIDAD OBTENIDO DE LA LINEALIZACIÓN	144
A.3 CÁLCULOS PARA LA COMPARACIÓN ENTRE LOS FACTORES DE SEGURIDAD.....	146
A.3.1 Factor de seguridad obtenido reduciendo el índice GSI.....	146
A.3.2 Factor de seguridad obtenido aumentando el valor de la gravedad.....	147
A.3.3 Factor de seguridad obtenido de la linealización	149
ANEXO B : CARACTERIZACIÓN DE LA ZONA EN ESTUDIO	154
B.1 CÁLCULO DEL ÍNDICE RMR	155
B.2 ENSAYOS DE LABORATORIO Y CAMPO.....	177
B.3 REGISTRO FOTOGRÁFICO Y PROYECCIÓN ESTEREOGRÁFICA	194
ANEXO C : PLANOS (APLICACIÓN A UN CASO REAL)	202
PLANO UB-01 : Plano de Ubicación	
PLANO GE-01 : Plano geológico	
PLANO GE-02 : Sección geológica	
PLANO UE-01 : Ubicación de estaciones geomecánicas	
PLANO UE-02 : Ubicación de estaciones geomecánicas	
PLANO UE-03 : Ubicación de estaciones geomecánicas	
PLANO ZG-01. : Zonificación geomecánica	
PLANO TF-01. : Tipos de falla encontrados	
PLANO ST-01 : Sección típica del Tajo Jongos	
PLANO SA-01 : Secciones de análisis de estabilidad	
PLANO SA-02 : Secciones de análisis de estabilidad	
ANEXO D : SALIDAS GRAFICAS PROGRAMA PHASE 2 (APLICACIÓN A UN CASO REAL)	214

ANEXO A METODOLOGÍA DE CÁLCULO Y RESULTADOS OBTENIDOS

A.1 CÁLCULOS REALIZADOS PARA DETERMINAR EL EQUILIBRIO LÍMITE

Para estudiar la estabilidad de un conjunto representativo de casos hipotéticos, se ha analizado taludes con distintas geometrías y tipos de roca, en concreto se han estudiado taludes de 100, 200 y uno de 300 m de altura, con dos inclinaciones del talud 1H:1V y 1H:2V. Los distintos tipos de macizo rocoso se han obtenido de la combinación de tres resistencias a la compresión simple, $RCS=5, 10$ y 50 MPa, con dos valores representativos del parámetro m_i , $m_i = 8$ y $m_i= 22$ de acuerdo a lo explicado en el Capítulo III.

Cada una de las combinaciones anteriores de altura, inclinación, resistencia a la compresión simple y el parámetro de la roca intacta m_i , ha resultado ser un caso de estudio, el peso específico se ha tomado como 2.5 Ton/m^3 y el factor de alteración $D=0$.

A continuación se describen los cálculos realizados para cada uno de los casos, a través de un ejemplo. Se ha tomado el caso de un talud de 200 m de altura, inclinación 1H: 2V, en caliza ($m_i=8$), con una resistencia a compresión simple de 10 MPa.

La fase inicial y final de cálculo consideradas para el desarrollo de este ejemplo se presentan en la Figura A.1.

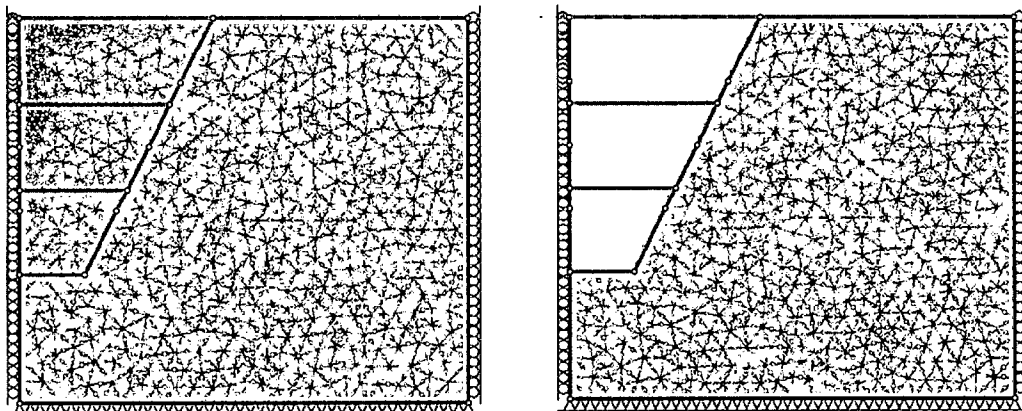


Figura A.1.- Sección analizada, fase inicial y final de cálculo (Phase 2 v6.0)

Para el análisis de este caso se le asigna inicialmente un determinado valor del índice GSI, por ejemplo $GSI=50$ y se calculan los valores de los parámetros m_b y s según las siguientes expresiones:

$$m_b = m_i \cdot e^{\frac{GSI-100}{28}} \quad (A.1)$$

$$s = e^{\frac{GSI-100}{9}} \quad (A.2)$$

El modelo exige los valores de los parámetros que definen el comportamiento en fase elástica, concretamente el módulo de deformación y el coeficiente de Poisson, que se ha considerado $\nu = 0.25$.

El módulo de deformación se ha estimado con la siguiente expresión (HOEK et al., 2002):

$$E = \left(1 - \frac{D}{2}\right) \sqrt{\frac{RCS}{100}} \cdot 10^{\left(\frac{GSI-10}{40}\right)} (GPa) \quad (A.3)$$

Para el cálculo de los parámetros m_b , s y E se ha utilizado el programa RocData v3.0 de Rocscience, que además proporciona los valores de la cohesión y el ángulo de fricción, resultado de linealizar la envolvente no lineal de HOEK y BROWN utilizando las expresiones 2.55 y 2.56 del Capítulo II.

Un ejemplo de la salida gráfica de este programa se presenta en la Figura A.2.

La presión de confinamiento máxima considerada para el cálculo de los parámetros de resistencia se obtiene con la expresión 2.58 del Capítulo II en la que intervienen, entre otros factores, la altura del talud analizado y el peso específico del macizo rocoso.

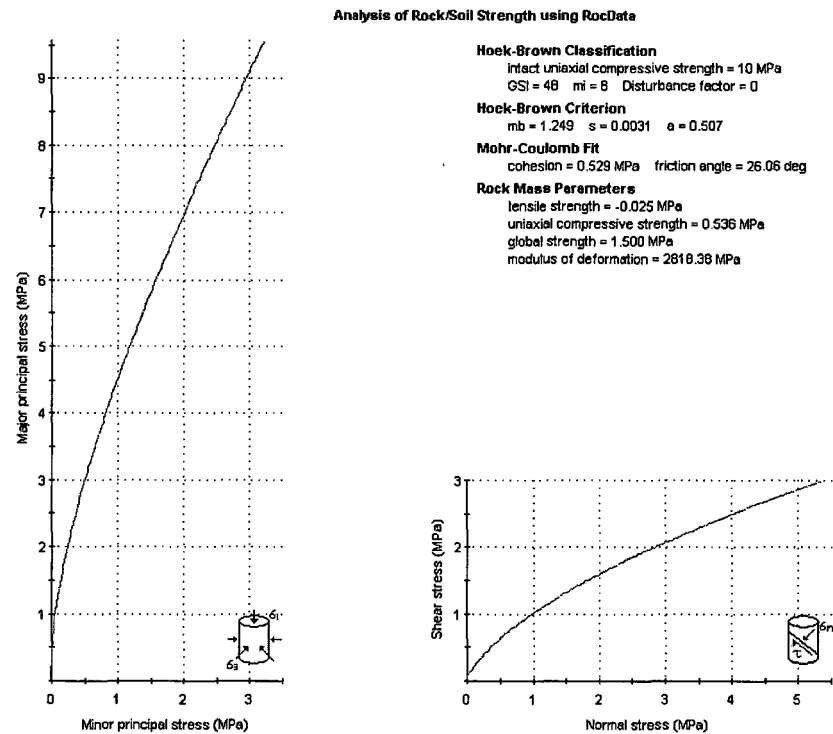


Figura A.2.- Salida gráfica del programa RocData v3.0 (Rocscience)

Para GSI=50, los valores obtenidos con el programa Rocdata v3.0 son los siguientes:

GSI	m_b	s	E(MPa)
50	1.341	0.0039	3162.28

Con estos valores se ha procesado el modelo en el programa Phase 2 v6.0, resultando ser estable.

Posteriormente se ha reducido el GSI en 5 puntos, y se han realizado los mismos cálculos para GSI=45.

Empleando las mismas expresiones que anteriormente los valores obtenidos son:

GSI	m_b	s	E(MPa)
45	1.122	0.0022	2371.37

Con estos valores se ha procesado el modelo resultando ser inestable, es decir no hay convergencia.

Se ha aumentado el índice GSI en 2 puntos y se han realizado los mismos cálculos para GSI=47.

Los valores obtenidos son:

GSI	m_b	s	E(MPa)
47	1.205	0.0028	2660.73

Con estos valores, nuevamente se ha procesado el modelo, resultando ser inestable, al no producirse la convergencia del problema.

Se ha vuelto a aumentar el índice GSI, esta vez en 1 punto, y se han realizado los mismos cálculos para GSI=48.

Los valores obtenidos son:

GSI	m_b	s	E(MPa)
48	1.249	0.0031	2818.38

Finalmente ha resultado estable, por lo que al ser inestable con GSI=47, teóricamente el talud estará en equilibrio límite cuando GSI=48, esto significa que teóricamente el talud tiene un factor de seguridad $F.S._{M-C}=1.00$.

De esta manera, si se tuviese un macizo rocoso con estas condiciones y con GSI=60, según la nueva definición del factor de seguridad, se tendría que $F.S._{GSI} = 60/48=1.25$.

En los Cuadros A.1 y A.2, se muestran los casos estudiados y los modelos que han sido analizados hasta llegar al valor límite de GSI, se presenta su altura, inclinación de talud, parámetro m_i , resistencia a la compresión simple y finalmente el índice GSI, el cual se ha ido modificando para obtener el equilibrio límite.

También se estudió algunos casos correspondientes a un macizo rocoso alterado por decompresión o por efecto de voladuras, que corresponde a un factor de alteración $D=1$, con una altura de 100 y 200 m, una resistencia a la

compresión simple de 5 y 50 MPa, peso específico de 2.7 Ton/m³ y dos inclinaciones de talud, 1H:1V y 1H:2V.

No se estudio la misma cantidad de casos con $D=1$ que los que se estudio con $D=0$, debido a que la reducción de la resistencia producida al aplicar el factor de alteración D , es similar a la que produce una reducción del índice GSI, pues en la formulación de los parámetros m_b y s (presentados en las expresiones A.1 y A.2 del presente anexo) afecta directamente el término dependiente del índice GSI. Por tanto, obtenido el valor de m_b con $D=1$ se puede obtener el índice GSI que da el mismo valor de m_b , con $D=0$ de acuerdo a la expresión 2.45 presentada en el Capítulo II.

Por este motivo solo se han considerado algunos de los casos aplicando directamente el factor de alteración $D=1$, mientras que con $D=0$ se han analizado todos los casos.

Los resultados obtenidos, a partir de los modelos procesados, se presentan en el Cuadro A.1 ($D=0$) y en el Cuadro A.2 ($D=1$), en los cuales se resalta el valor del índice GSI con que el talud se encuentra en equilibrio límite.

Cuadro A.1.- Resultados obtenidos para D=0

H(m)	i	m _i	RCS	GSI	m _b	s	Estabilidad	E(MPa)
300	1H2V	8	50	25	0.549	0.0002	Estable	1676.81
300	1H2V	8	50	23	0.511	0.0002	Estable	1494.46
300	1H2V	8	50	22	0.493	0.0002	Estable	1410.86
300	1H2V	8	50	20	0.459	0.0001	Estable	1257.43
300	1H2V	8	50	18	0.428	0.0001	Estable	1120.69
300	1H2V	8	50	15	0.384	0.0001	Estable	942.94
300	1H2V	8	50	13	0.358	0.0001	Estable	840.40
300	1H2V	8	50	12	0.345	0.0001	Inestable	793.39
200	1H2V	22	5	45	3.086	0.0022	Estable	1676.81
200	1H2V	22	5	42	2.772	0.0016	Estable	1410.86
200	1H2V	22	5	40	2.581	0.0013	Estable	1257.43
200	1H2V	22	5	39	2.490	0.0011	Estable	1187.09
200	1H2V	22	5	38	2.403	0.0010	Inestable	1120.69
200	1H2V	22	5	37	2.319	0.0009	Inestable	1058.00
200	1H2V	22	10	30	1.806	0.0004	Estable	1000.00
200	1H2V	22	10	25	1.511	0.0002	Estable	749.89
200	1H2V	22	10	20	1.264	0.0001	Estable	562.34
200	1H2V	22	10	19	1.219	0.0001	Inestable	530.88
200	1H2V	22	10	18	1.176	0.0001	Inestable	501.19
200	1H2V	22	10	17	1.135	9.88E-05	Inestable	473.15
200	1H2V	22	10	15	1.057	7.91E-05	Inestable	421.70
200	1H2V	22	50	2	0.664	1.87E-05	Estable	446.15
200	1H2V	22	50	1	0.641	1.67E-05	Estable	421.20
200	1H2V	22	50	0	0.619	1.49E-05	Estable	397.64
200	1H2V	8	5	70	2.740	0.0357	Estable	7071.07
200	1H2V	8	5	65	2.292	0.0205	Estable	5302.55
200	1H2V	8	5	60	1.917	0.0117	Estable	3976.35
200	1H2V	8	5	59	1.850	0.0105	Inestable	3753.92
200	1H2V	8	5	57	1.722	0.0084	Inestable	3345.68
200	1H2V	8	5	55	1.604	0.0067	Inestable	2981.84
200	1H2V	8	10	50	1.341	0.0039	Estable	3162.28
200	1H2V	8	10	48	1.249	0.0031	Estable	2818.38
200	1H2V	8	10	47	1.205	0.0028	Inestable	2660.73
200	1H2V	8	10	45	1.122	0.0022	Inestable	2371.37
200	1H2V	8	50	70	2.740	0.0357	Estable	22360.68
200	1H2V	8	50	40	0.939	0.0013	Estable	3976.35

H(m)	i	m _i	RCS	GSI	m _b	s	Estabilidad	E(MPa)
200	1H2V	8	50	20	0.459	0.0001	Estable	1257.43
200	1H2V	8	50	10	0.321	4.54E-05	Estable	707.11
200	1H2V	8	50	5	0.269	2.60E-05	Estable	530.26
200	1H2V	8	50	3	0.250	2.09E-05	Estable	472.59
200	1H2V	8	50	2	0.242	1.87E-05	Estable	446.15
200	1H2V	8	50	1	0.233	1.67E-05	Inestable	421.20
200	1H2V	8	50	0	0.225	1.49E-05	Inestable	397.64
200	1H1V	22	5	20	1.264	0.0001	Estable	397.64
200	1H1V	22	5	10	0.884	4.54E-05	Estable	223.61
200	1H1V	22	5	8	0.823	3.64E-05	Estable	199.29
200	1H1V	22	5	7	0.794	3.25E-05	Inestable	188.14
200	1H1V	22	5	6	0.766	2.91E-05	Inestable	177.62
200	1H1V	22	10	20	1.264	0.0001	Estable	562.34
200	1H1V	22	10	10	0.884	4.54E-05	Estable	316.23
200	1H1V	22	10	8	0.823	3.64E-05	Estable	281.84
200	1H1V	22	10	6	0.766	2.91E-05	Estable	251.19
200	1H1V	22	10	4	0.714	2.33E-05	Estable	223.87
200	1H1V	22	10	2	0.664	1.87E-05	Estable	199.53
200	1H1V	22	10	1	0.641	1.67E-05	Estable	188.36
200	1H1V	22	10	0	0.619	1.49E-05	Estable	177.83
200	1H1V	22	50	20	1.264	0.0001	Estable	1257.43
200	1H1V	22	50	10	0.884	4.54E-05	Estable	707.11
200	1H1V	22	50	5	0.739	2.60E-05	Estable	530.26
200	1H1V	22	50	3	0.688	2.09E-05	Estable	472.59
200	1H1V	22	50	1	0.641	1.67E-05	Estable	421.20
200	1H1V	22	50	0	0.619	1.49E-05	Estable	397.64
200	1H1V	8	5	50	1.341	0.0039	Estable	2236.07
200	1H1V	8	5	40	0.939	0.0013	Estable	1257.43
200	1H1V	8	5	36	0.814	0.0008	Estable	998.81
200	1H1V	8	5	35	0.785	0.0007	Inestable	942.94
200	1H1V	8	5	30	0.657	0.0004	Inestable	707.11
200	1H1V	8	10	30	0.657	0.0004	Estable	1000.00
200	1H1V	8	10	20	0.459	0.0001	Estable	562.34
200	1H1V	8	10	17	0.413	0.0001	Estable	473.15
200	1H1V	8	10	16	0.398	0.0001	Inestable	446.68
200	1H1V	8	10	15	0.384	0.0001	Inestable	421.70

H(m)	i	m _i	RCS	GSI	m _b	s	Estabilidad	E(MPa)
200	1H1V	8	50	30	0.657	0.0004	Estable	2236.07
200	1H1V	8	50	20	0.459	0.0001	Estable	1257.43
200	1H1V	8	50	10	0.321	4.54E-05	Estable	707.11
200	1H1V	8	50	5	0.269	2.60E-05	Estable	530.26
200	1H1V	8	50	2	0.242	1.87E-05	Estable	446.15
200	1H1V	8	50	1	0.233	1.67E-05	Estable	421.20
200	1H1V	8	50	0	0.225	1.49E-05	Estable	397.64
100	1H1V	8	50	70	2.740	0.0357	Estable	22360.68
100	1H1V	8	50	60	1.917	0.0117	Estable	12574.33
100	1H1V	8	50	50	1.341	0.0039	Estable	7071.07
100	1H1V	8	50	30	0.657	0.0004	Estable	2236.07
100	1H1V	8	50	20	0.459	0.0001	Estable	1257.43
100	1H1V	8	50	10	0.321	4.54E-05	Estable	707.11
100	1H1V	8	50	5	0.269	2.6E-05	Estable	530.26
100	1H1V	8	50	2	0.242	1.87E-05	Estable	446.15
100	1H1V	8	50	1	0.233	1.67E-05	Estable	421.20
100	1H1V	8	50	0	0.225	1.49E-05	Estable	397.64
100	1H1V	8	10	50	1.341	0.0039	Estable	3162.28
100	1H1V	8	10	40	0.939	0.0013	Estable	1778.28
100	1H1V	8	10	30	0.657	0.0004	Estable	1000.00
100	1H1V	8	10	20	0.459	0.0001	Estable	562.34
100	1H1V	8	10	10	0.321	4.54E-05	Estable	316.23
100	1H1V	8	10	5	0.269	2.60E-05	Estable	237.14
100	1H1V	8	10	3	0.250	2.09E-05	Estable	211.35
100	1H1V	8	10	2	0.242	1.87E-05	Estable	199.53
100	1H1V	8	10	1	0.233	1.67E-05	Estable	188.36
100	1H1V	8	10	0	0.225	1.49E-05	Estable	177.83
100	1H1V	8	5	70	2.740	0.0357	Estable	7071.07
100	1H1V	8	5	60	1.917	0.0117	Estable	3976.35
100	1H1V	8	5	50	1.341	0.0039	Estable	2236.07
100	1H1V	8	5	40	0.939	0.0013	Estable	1257.43
100	1H1V	8	5	30	0.657	0.0004	Estable	707.11
100	1H1V	8	5	20	0.459	0.0001	Estable	397.64
100	1H1V	8	5	17	0.413	9.88E-05	Estable	334.57
100	1H1V	8	5	16	0.398	8.84E-05	Estable	315.85
100	1H1V	8	5	15	0.384	7.91E-05	Inestable	298.18
100	1H1V	22	50	50	3.689	0.0039	Estable	7071.07
100	1H1V	22	50	40	2.581	0.0013	Estable	3976.35

H(m)	i	m _i	RCS	GSI	m _b	s	Estabilidad	E(MPa)
100	1H1V	22	50	30	1.806	0.0004	Estable	2236.07
100	1H1V	22	50	20	1.264	0.0001	Estable	1257.43
100	1H1V	22	50	10	0.884	4.54E-05	Estable	707.11
100	1H1V	22	50	5	0.739	2.60E-05	Estable	530.26
100	1H1V	22	50	1	0.641	1.67E-05	Estable	421.20
100	1H1V	22	50	0	0.619	1.49E-05	Estable	397.64
100	1H1V	22	10	50	3.689	0.0039	Estable	3162.28
100	1H1V	22	10	40	2.581	0.0013	Estable	1778.28
100	1H1V	22	10	30	1.806	0.0004	Estable	1000.00
100	1H1V	22	10	20	1.264	0.0001	Estable	562.34
100	1H1V	22	10	10	0.884	4.54E-05	Estable	316.23
100	1H1V	22	10	5	0.739	2.6E-05	Estable	237.14
100	1H1V	22	10	2	0.664	1.87E-05	Estable	199.53
100	1H1V	22	10	1	0.641	1.67E-05	Estable	188.36
100	1H1V	22	10	0	0.619	1.49E-05	Estable	177.83
100	1H1V	22	5	50	3.689	0.0039	Estable	2236.07
100	1H1V	22	5	40	2.581	0.0013	Estable	1257.43
100	1H1V	22	5	30	1.806	0.0004	Estable	707.11
100	1H1V	22	5	20	1.264	0.0001	Estable	397.64
100	1H1V	22	5	10	0.884	4.54E-05	Estable	223.61
100	1H1V	22	5	5	0.739	2.6E-05	Estable	167.68
100	1H1V	22	5	2	0.664	1.87E-05	Estable	141.09
100	1H1V	22	5	1	0.641	1.67E-05	Estable	133.19
100	1H1V	22	5	0	0.619	1.49E-05	Estable	125.74
100	1H2V	8	50	30	0.657	0.0004	Estable	2236.07
100	1H2V	8	50	20	0.459	0.0001	Estable	1257.43
100	1H2V	8	50	10	0.321	4.54E-05	Estable	707.11
100	1H2V	8	50	5	0.269	2.60E-05	Estable	530.26
100	1H2V	8	50	2	0.242	1.87E-05	Estable	446.15
100	1H2V	8	50	1	0.233	1.67E-05	Estable	421.20
100	1H2V	8	50	0	0.225	1.49E-05	Estable	397.64
100	1H2V	8	10	40	0.939	0.0013	Estable	1778.28
100	1H2V	8	10	30	0.657	0.0004	Estable	1000.00
100	1H2V	8	10	26	0.569	0.0003	Estable	794.33
100	1H2V	8	10	25	0.549	0.0002	Inestable	749.89
100	1H2V	8	5	50	1.341	0.0039	Estable	2236.07
100	1H2V	8	5	45	1.122	0.0022	Estable	1676.81

H(m)	i	m _i	RCS	GSI	m _b	s	Estabilidad	E(Mpa)
100	1H2V	8	5	43	1.045	0.0018	Estable	1494.46
100	1H2V	8	5	42	1.008	0.0016	Inestable	1410.86
100	1H2V	8	5	41	0.973	0.0014	Inestable	1331.94
100	1H2V	8	5	40	0.939	0.0013	Inestable	1257.43
100	1H2V	22	50	50	3.689	0.0039	Estable	7071.07
100	1H2V	22	50	40	2.581	0.0013	Estable	3976.35
100	1H2V	22	50	30	1.806	0.0004	Estable	2236.07
100	1H2V	22	50	20	1.264	0.0001	Estable	1257.43
100	1H2V	22	50	10	0.884	4.54E-05	Estable	707.11
100	1H2V	22	50	2	0.664	1.87E-05	Estable	446.15
100	1H2V	22	50	1	0.641	1.67E-05	Estable	421.20
100	1H2V	22	50	0	0.619	1.49E-05	Estable	397.64
100	1H2V	22	10	50	3.689	0.0039	Estable	3162.28
100	1H2V	22	10	40	2.581	0.0013	Estable	1778.28
100	1H2V	22	10	30	1.806	0.0004	Estable	1000.00
100	1H2V	22	10	20	1.264	0.0001	Estable	562.34
100	1H2V	22	10	10	0.884	4.54E-05	Estable	316.23
100	1H2V	22	10	5	0.739	2.60E-05	Estable	237.14
100	1H2V	22	10	3	0.688	2.09E-05	Estable	211.35
100	1H2V	22	10	1	0.641	1.67E-05	Estable	188.36
100	1H2V	22	10	0	0.619	1.49E-05	Estable	177.83
100	1H2V	22	5	50	3.689	0.0039	Estable	2236.07
100	1H2V	22	5	40	2.581	0.0013	Estable	1257.43
100	1H2V	22	5	30	1.806	0.0004	Estable	707.11
100	1H2V	22	5	20	1.264	0.0001	Estable	397.64
100	1H2V	22	5	19	1.219	0.0001	Inestable	375.39
100	1H2V	22	5	17	1.135	9.88E-05	Inestable	334.57

Cuadro A.2.- Resultados obtenidos para D=1

H(m)	i	m _i	RCS	GSI	m _b	s	Estabilidad	E(MPa)
200	1H2V	8	50	60	0.459	0.0013	Estable	6287.17
200	1H2V	8	50	55	0.321	0.0006	Estable	4714.71
200	1H2V	8	50	50	0.225	0.0002	Estable	3535.53
200	1H2V	8	50	49	0.209	0.0002	Inestable	3337.76
200	1H2V	8	50	48	0.195	0.0002	Inestable	3151.05
200	1H2V	8	50	47	0.182	0.0001	Inestable	2974.78
200	1H2V	8	50	45	0.157	0.0001	Inestable	2651.05
200	1H2V	22	5	70	2.581	0.0067	Estable	3535.53
200	1H2V	22	5	69	2.403	0.0057	Inestable	3337.76
200	1H2V	22	5	67	2.083	0.0041	Inestable	2974.78
200	1H2V	22	5	65	1.806	0.0029	Inestable	2651.28
200	1H1V	22	50	70	0.039	0.0067	Estable	11180.3
200	1H1V	22	50	60	0.459	0.0013	Estable	6287.17
200	1H1V	22	50	50	0.225	0.0002	Estable	3535.53
200	1H1V	22	50	45	0.157	0.0001	Estable	2651.28
200	1H1V	22	50	44	0.147	0.0001	Inestable	2501.97
200	1H1V	22	50	40	0.110	4.54E-05	Inestable	1988.18
200	1H1V	8	50	40	0.110	4.54E-05	Estable	1988.18
200	1H1V	8	50	37	0.089	2.75E-05	Estable	1672.84
200	1H1V	8	50	36	0.083	2.33E-05	Inestable	1579.26
200	1H1V	8	50	35	0.077	1.97E-05	Inestable	1490.92
100	1H1V	22	50	30	0.148	8.57E-06	Estable	1118.03
100	1H1V	22	50	20	0.073	1.62E-06	Estable	628.72
100	1H1V	22	50	15	0.051	7.04E-07	Estable	471.47
100	1H1V	22	50	14	0.047	5.96E-07	Estable	445.10
100	1H1V	22	50	13	0.044	5.04E-07	Estable	420.20
100	1H1V	22	50	12	0.041	4.27E-07	Inestable	396.69
100	1H1V	22	50	10	0.036	3.06E-07	Inestable	353.55

A.2 CÁLCULO DEL FACTOR DE SEGURIDAD OBTENIDO DE LA LINEALIZACIÓN

En la mayoría de los casos, cuando se calcula la estabilidad de un determinado talud con el criterio de HOEK y BROWN y está en equilibrio límite, y posteriormente se linealiza dicho criterio de rotura para obtener los parámetros

de resistencia al corte c' y ϕ' equivalentes del criterio de rotura de MOHR - COULOMB y se vuelve a calcular la estabilidad, se obtienen resultados distintos, el talud no se encuentra en equilibrio límite.

Esto se ha calculado en distintos casos para comprobar que la linealización no lleva a los mismos resultados.

Se ha partido de los casos en los que se estudió la estabilidad, mediante la metodología propuesta con elementos finitos y con el criterio de rotura de HOEK y BROWN, que se muestran en los Cuadros A.1 y A.2, en los cuales se conocen los índices GSI que hacen que $F.S._{GSI}=1.00$.

Se ha realizado la linealización de cada caso según la propuesta de HOEK et al. (2002), y se han obtenido los parámetros de resistencia al corte c' y ϕ' de aplicación en el criterio de rotura de MOHR- COULOMB.

Por ejemplo, para el caso de un talud de 200 m de altura, inclinación 1H:2V, en calizas con $m_i=8$, y con una resistencia a la compresión simple de 10 MPa, el $F.S._{GSI}=1.00$ cuando el GSI es 48.

Si se linealiza el criterio de HOEK y BROWN con los anteriores valores y se obtienen los parámetros c' y ϕ' de la linealización, se puede realizar el cálculo de estabilidad del talud mediante los métodos de equilibrio límite.

Los valores de los parámetros linealizados, calculados con el programa **RocData v3.0**, son $c'=0.529\text{MPa}$ y $\phi'=26.06^\circ$ y el factor de seguridad considerando una envolvente de rotura lineal es $F.S._{M.C.}=1.15$ (Estable).

El factor de seguridad calculado considerando los parámetros linealizados se calculó con el programa **Slide v5.0**, cuya salida gráfica se presenta en la Figura A.10.

Cuadro A.3.- Factores de seguridad calculados con parámetros linealizados

D	I	H(m)	RCS (MPa)	mi	GSI ₀	Parámetros linealizados		F.S. _{M-C}
						C (MPa)	ϕ (°)	
0	1H2V	300	50	8	13	0.529	22.94	0.851
0	1H2V	200	5	22	39	0.498	26.63	1.115
0	1H2V	200	10	22	20	0.44	26.31	1.035
0	1H2V	200	5	8	60	0.482	24.33	1.044
0	1H2V	200	10	8	48	0.529	26.06	1.15
0	1H1V	200	5	22	8	0.220	18.98	0.832
0	1H1V	200	5	8	36	0.316	18.64	0.965
0	1H1V	200	10	8	17	0.259	17.77	0.861
0	1H1V	100	5	8	16	0.125	17.48	0.833
0	1H2V	100	10	8	26	0.225	24.60	1.010
0	1H2V	100	5	8	43	0.242	24.74	1.054
0	1H2V	100	5	22	20	0.220	26.31	1.031
1	1H2V	200	50	8	50	0.565	23.88	1.093
1	1H2V	200	5	22	70	0.555	26.04	1.118
1	1H1V	200	50	22	45	0.474	21.28	1.023
1	1H1V	200	50	8	37	0.352	17.29	0.950
1	1H1V	100	50	22	13	0.105	13.43	0.641

A.3. CÁLCULOS PARA LA COMPARACIÓN ENTRE DISTINTOS FACTORES DE SEGURIDAD

Se ha realizado un cálculo comparativo entre los factores de seguridad que aportan los distintos criterios descritos en el Capítulo III.

Para ello se ha considerado tres casos correspondientes a un talud homogéneo de 200 m de altura, al que se le han dado tres inclinaciones distintas: 1H:2V, 2H:3V y 1H:1V. El valor de partida para la calidad del macizo rocoso es GSI=60, tratándose litológicamente de un esquisto ($m_i=9$), con una resistencia a la compresión simple RCS=50 MPa y un peso específico de 2.7 Ton/m³. Se ha realizado con el criterio de macizo rocoso alterado según HOEK et al. (2002).

A.3.1. Factor de seguridad obtenido reduciendo el índice GSI

Se ha procedido de la misma manera que se detalló anteriormente. Se ha partido de los valores $m_b=0.517$, $s=0.0013$ y $E=6287.17$ Mpa, correspondientes a la hipótesis de GSI=60, $m_i=9$ y RCS=50 MPa, cuando D=1.

En la Tabla A.04 se presentan los resultados obtenidos:

Cuadro A.4.- Proceso de reducción del índice GSI hasta inestabilizar los taludes

H	Talud	m_i	RCS (MPa)	GSI	Estabilidad	m_b	s	a	E(MPa)
200	1H1V	9	50	60	Estable	0.517	0.0013	0.503	6287.17
200	1H1V	9	50	50	Estable	0.253	0.0002	0.506	3535.53
200	1H1V	9	50	40	Estable	0.124	4.54E-05	0.511	1988.18
200	1H1V	9	50	35	Estable	0.087	1.97E-05	0.516	1490.92
200	1H1V	9	50	34	Inestable	0.081	1.67E-05	0.517	1407.52
200	1H1V	9	50	33	Inestable	0.075	1.41E-05	0.518	1328.79
200	1H2V	9	50	60	Estable	0.517	0.0013	0.503	6287.17
200	1H2V	9	50	50	Estable	0.253	0.0002	0.506	3535.53
200	1H2V	9	50	48	Estable	0.219	0.0002	0.507	3151.05
200	1H2V	9	50	47	Inestable	0.204	0.0001	0.507	2974.78
200	1H2V	9	50	45	Inestable	0.177	0.0001	0.508	2651.28
200	2H3V	9	50	60	Estable	0.517	0.0013	0.503	6287.17
200	2H3V	9	50	50	Estable	0.253	0.0002	0.506	3535.53
200	2H3V	9	50	45	Estable	0.177	0.0001	0.508	2651.28
200	2H3V	9	50	43	Estable	0.153	0.0001	0.509	2362.95
200	2H3V	9	50	42	Inestable	0.143	0.0001	0.51	2230.77
200	2H3V	9	50	40	Inestable	0.124	4.54E-05	0.511	1988.18

Cuadro A.5.- Factores de seguridad calculados reduciendo el índice GSI

Talud	GSI	GSI ₀	F.S. _{GSI}
1H1V	60	35	1.714
1H2V	60	48	1.250
2H3V	60	43	1.395

A.3.2. Factor de seguridad obtenido aumentando el valor de la gravedad

Para obtener el segundo factor de seguridad, aumentando el valor las cargas gravitatorias, se ha partido de un peso específico para la roca de 2.7 Ton/m³, aumentándose este peso específico de manera progresiva hasta obtener la no convergencia del problema con el programa de elementos finitos.

En el Cuadro A.6, se incluyen los resultados obtenidos. Por ejemplo, para el caso del talud 1H:1V, se conocía que para un peso específico de la roca de 2.7 Ton/m³, el talud era estable, se tomó inicialmente un valor más alto, en concreto 8.1 Ton/m³ correspondiente a un factor de seguridad $F.S._g = 8.1/2.7 = 3.00$, cuya solución sí convergió. Así sucesivamente, según se muestra en el siguiente cuadro, hasta concluir que el factor de seguridad es $F.S._g = 17.0/2.7 = 6.27$.

Cuadro A.6.- Resultados obtenidos aumentando el valor de la gravedad

H	Talud	m_i	RCS(Mpa)	GSI	Estabilidad	Peso específico (Ton/m ³)
200	1H1V	9	50	60	Estable	8.10
200	1H1V	9	50	60	Estable	10.80
200	1H1V	9	50	60	Estable	13.50
200	1H1V	9	50	60	Estable	16.20
200	1H1V	9	50	60	Estable	17.00
200	1H1V	9	50	60	Inestable	17.55
200	1H1V	9	50	60	Inestable	18.90
200	1H2V	9	50	60	Estable	5.40
200	1H2V	9	50	60	Estable	6.00
200	1H2V	9	50	60	Inestable	6.50
200	1H2V	9	50	60	Inestable	7.00
200	1H2V	9	50	60	Inestable	8.10
200	2H3V	9	50	60	Estable	8.10
200	2H3V	9	50	60	Estable	9.00
200	2H3V	9	50	60	Inestable	9.50
200	2H3V	9	50	60	Inestable	10.80

Cuadro A.7.- Factores de seguridad obtenidos aumentando el valor de la gravedad

Talud	Peso específico (Ton/m ³)	Peso específico final (Ton/m ³)	F.S. _g
1H1V	2.70	17.00	6.27
1H2V	2.70	6.00	2.22
2H3V	2.70	9.00	3.33

A.3.3. Factor de seguridad obtenido de la linealización

En el caso del tercer factor de seguridad, que corresponde al factor clásico en función de la disminución de los parámetros de resistencia al corte del criterio de MOHR - COULOMB, se ha tenido que linealizar la envolvente de rotura del criterio de HOEK y BROWN, obteniéndose como parámetros de resistencia al corte $c' = 0.835$ MPa y $\phi' = 30.22^\circ$ (para GSI=60), posteriormente se procesó el modelo en el programa **Slide v5.0** obteniendo el factor de seguridad correspondiente a la linealización (F.S._{M-C}) para cada inclinación del talud considerado, los valores obtenidos se presentan en el Cuadro A.8.

Cuadro A.8.- Factores de seguridad obtenidos de la linealización

Talud	c (MPa)	ϕ' (°)	F.S. _{M-C}
1H1V	0.835	30.22	1.752
1H2V	0.835	30.22	1.506
2H3V	0.835	30.22	1.445

A.3.4. Salidas gráficas del ejemplo de aplicación

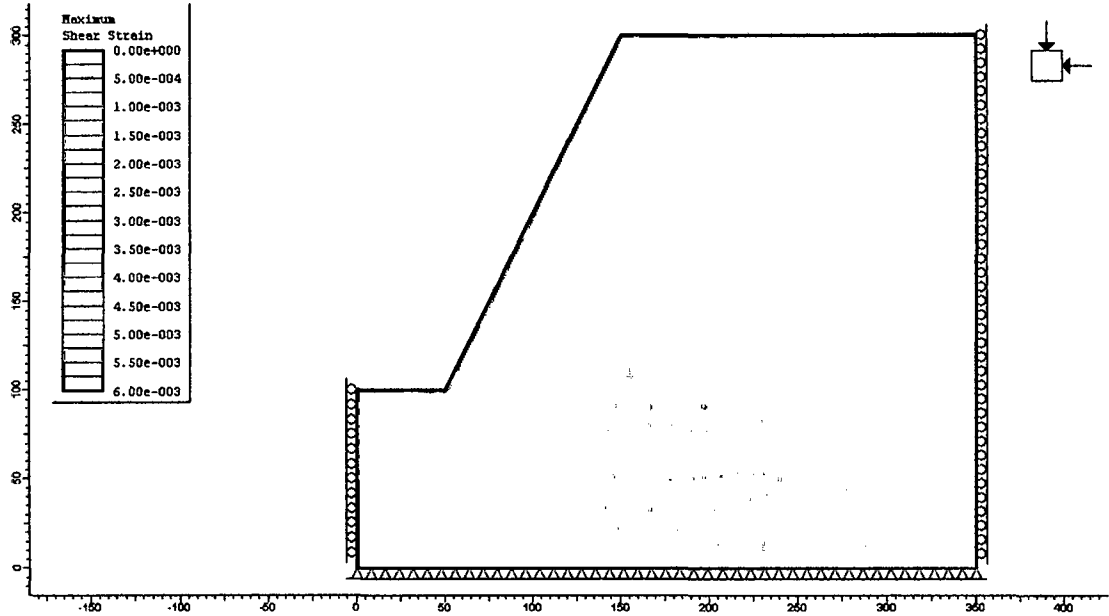


Figura A.3.- Esfuerzos de corte máximos para GSI=48 (equilibrio límite)

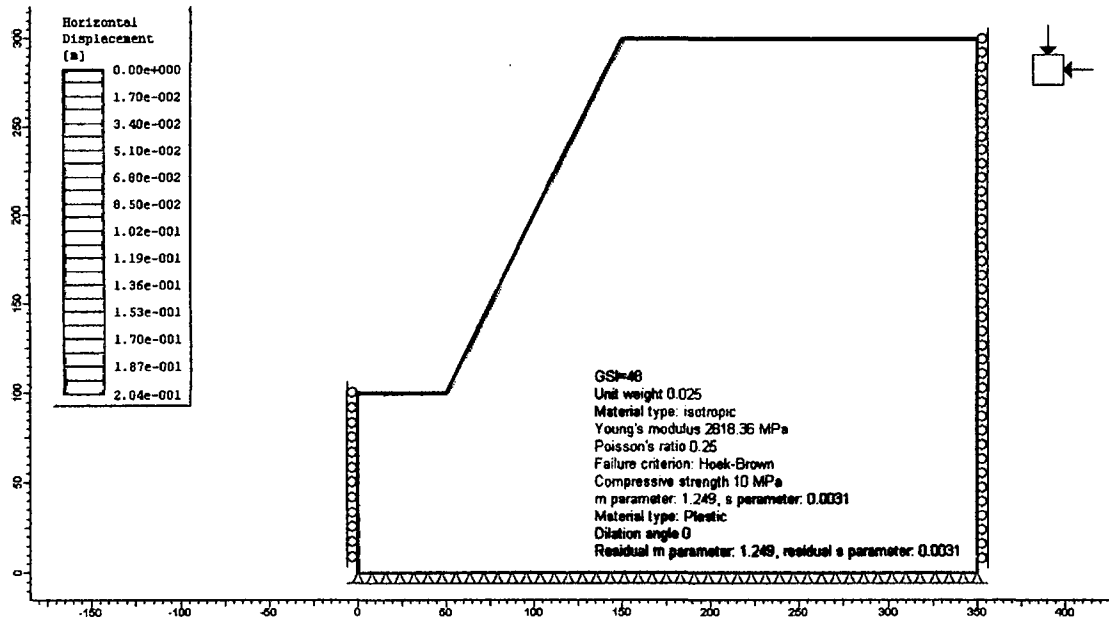


Figura A.4.- Desplazamientos horizontales para GSI=48 (equilibrio límite)

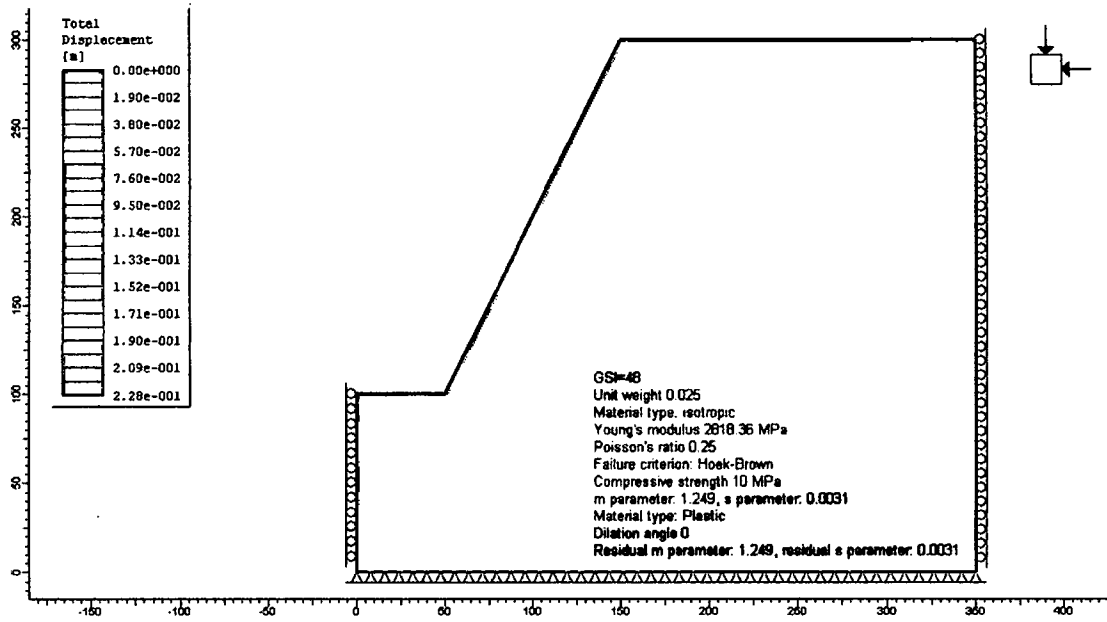


Figura A.5.- Desplazamientos totales para GSI=48 (equilibrio límite)

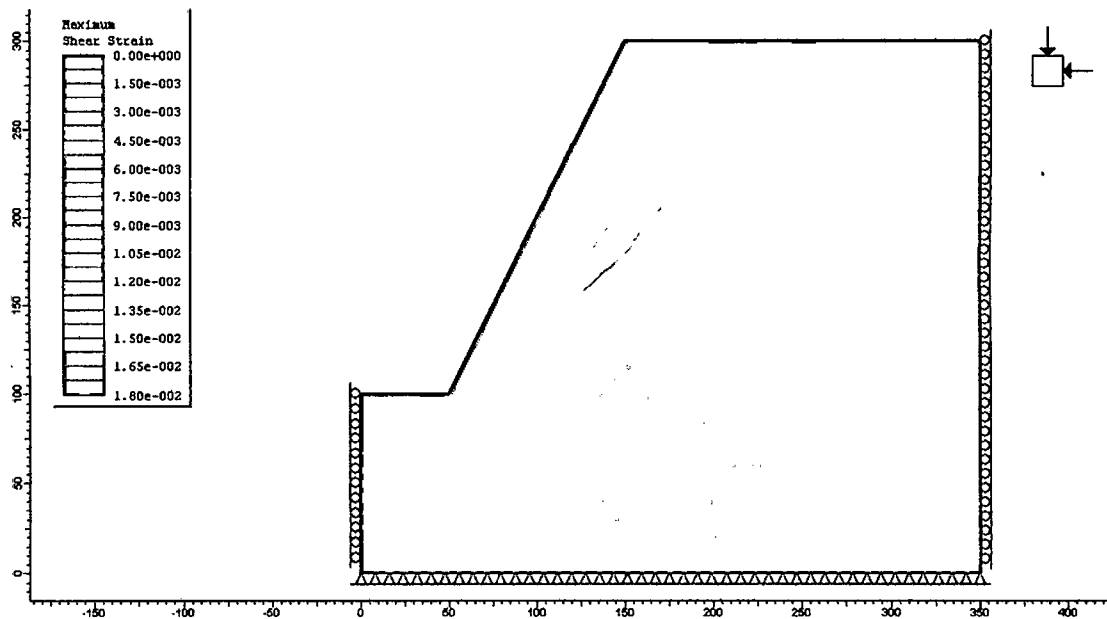


Figura A.6.- Esfuerzos de corte máximos para GSI=47 (inestable)

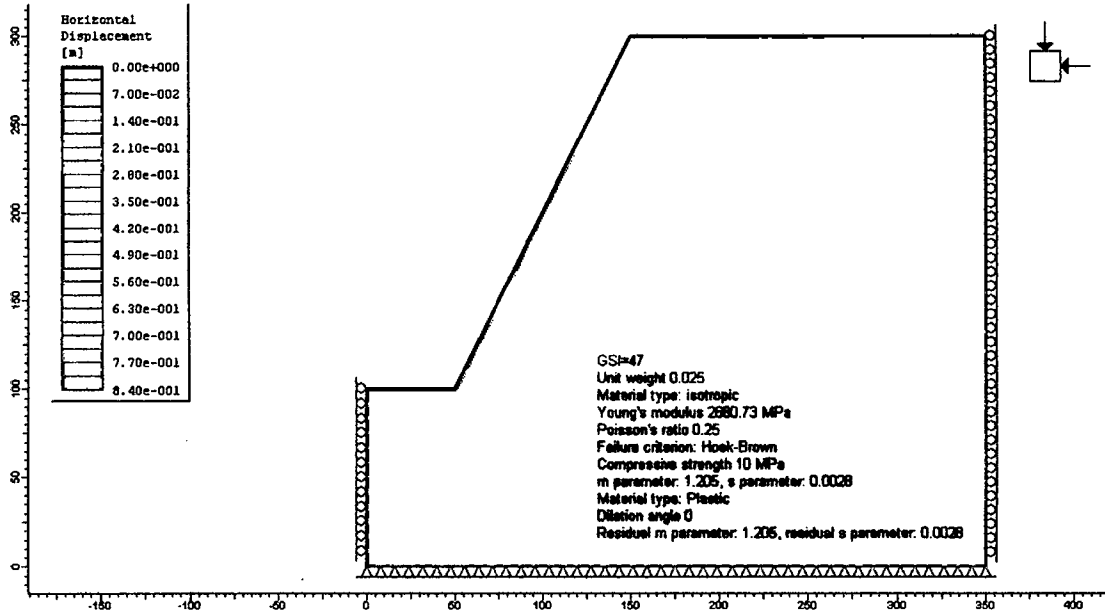


Figura A.7.- Desplazamientos horizontales para GSI=47 (inestable)

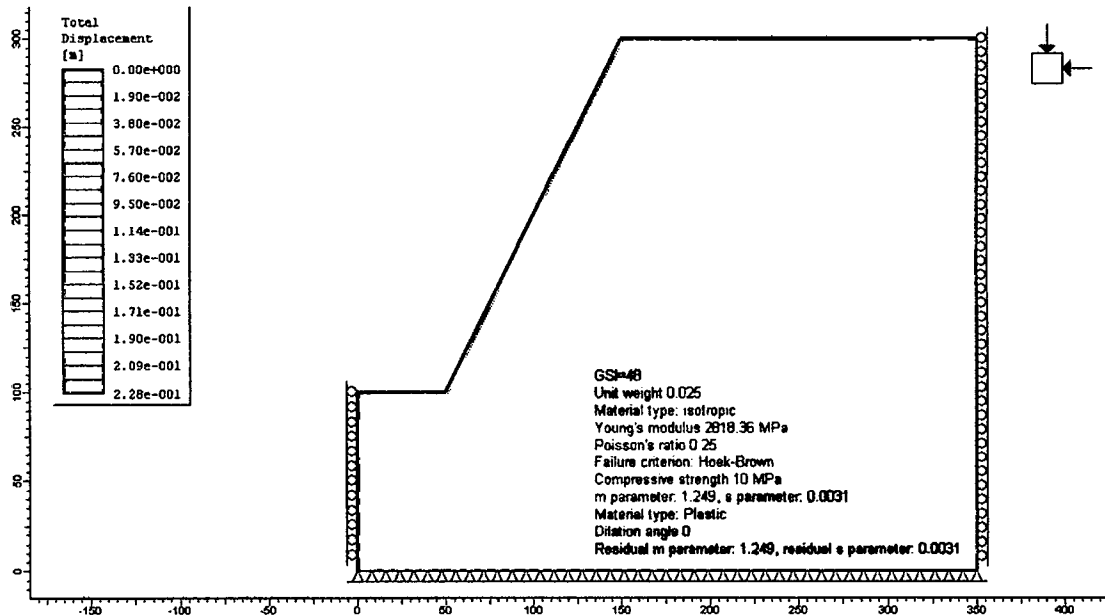


Figura A.8.- Desplazamientos totales para GSI=47 (inestable)

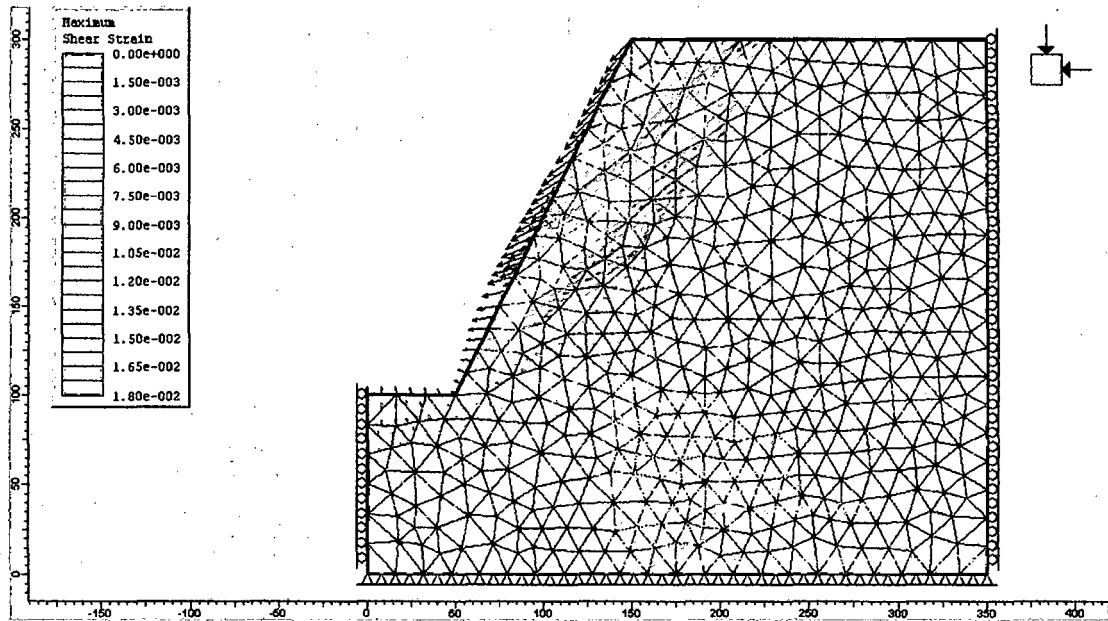


Figura A.9.- Máxima deformación por esfuerzos de corte y malla deformada para GSI=47 (inestable)

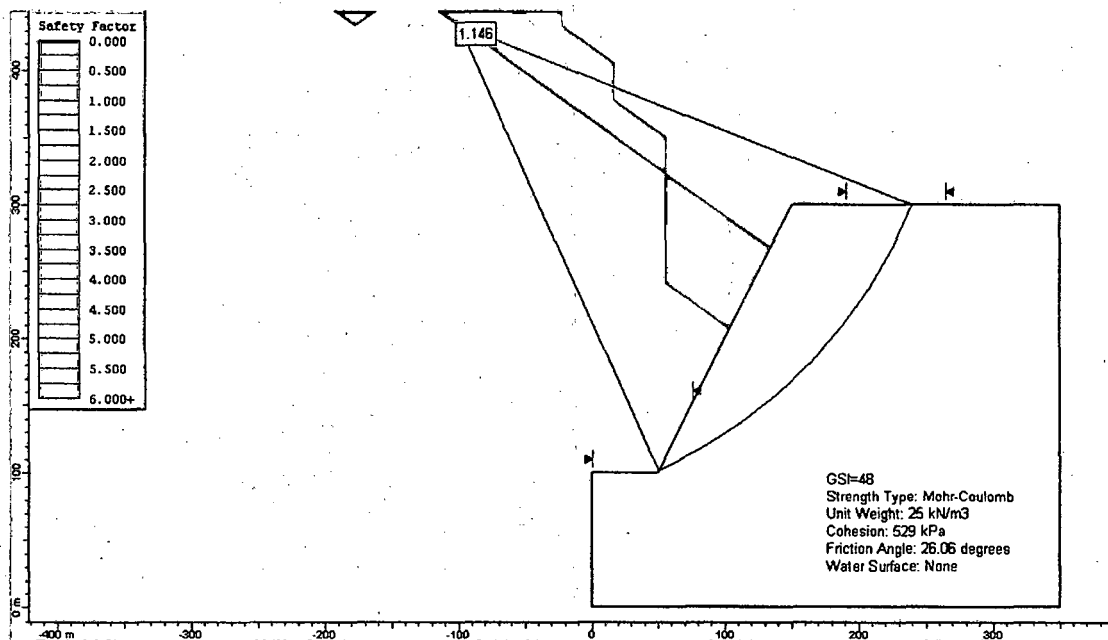


Figura A.10.- Cálculo del factor de seguridad por equilibrio límite para GSI=48 (estable)

ANEXO B

CARACTERIZACIÓN DE LA ZONA EN ESTUDIO

B.1 CÁLCULO DEL ÍNDICE RMR

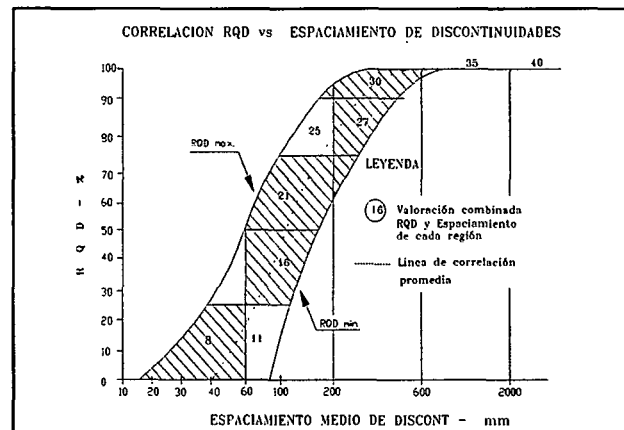
PROYECTO JONGOS
DATOS DE MAPEO GEOMECANICO

LUGAR: **JONGOS-PAMPAS- PALLASCA-ANCASH**
COORD.: **193916E ; 9101553N (P SAD 56)**
ESTACION **E-1 (Superficial)**

POR: **EVC/DDG**
FECHA: **Marzo, 2007**
HOJA: **1 de 21**

Nº ESTACION	ORIENTACION DE LA CARA		TRAMO		VALORACION DEL MACIZO ROCOSO (R.M.R.)													
	DIR. BUZAMIENTO	BUZAMIENTO	DESDE	HASTA	PARAMETRO					RANGO DE VALORES					VALORACION			
E-1	305	70	0	20														
TIPO DE ROCA					FRECUENCIA FRACTURA	VALOR ESTIMADO										VALORACION		
A	%	B	%	Nº Fract. / ml.		R. COMPRE. UNIAXIAL (MPa)	>250 (15)	100-250 (12)	50-100 (7)	25-50 (4)	<25(2)	<5(1)	<1(0)	1	7			
CALIZAS 95 ALTERACIÓN 5					03 a 10	RQD %	90-100 (20)	75-90 (17)	50-75 (13)	25-50 (8)						2	17	
TIPO ESTRUCT.	ORIENTACION		ESPACIAMIENTO	RELLENO		COMENTARIOS	ESPACIAMIENTO (m)					CONDICION DE JUNTAS						
	DIR. BUZAMIENT.(°)	BUZAMIENTO (°)		TIPO	ESPESOR		PERSISTENCIA	ABERTURA	RUGOSIDAD	RELLENO	ALTERACION	AGUA SUBTERRANEA	<1m long. (6)	1-3 m Long. (4)	3-10m (2)	10-20 m (1)	> 20 m (0)	4A
J	46	80	3	Ox/Cal	< 5 mm	Sistema 1	>2	0.6-2	0.2-0.6	0.06-0.2	< 0.06	<1m long. (6)	<0.1mm apert. (5)	0.1-1.0mm (4)	1-5 mm (1)	> 5 mm (0) <td>4B</td> <td>5</td>	4B	5
J	255	47	3	Ox	< 5 mm	Sistema 2						Muy rugosa (6)	Rugosa (5)	Lig.rugosa (3)	Espejo de falla (0) <td>4C</td> <td>5</td>	4C	5	
												Limpia (6)	Duro < 5mm (4)	Duro > 5mm (2)	Suave < 5 mm (1)	Suave > 5 mm (0) <td>4D</td> <td>4</td>	4D	4
												Sana (6)	Lig.Alterada. (5)	Mod.Alterada. (3)	Muy Alterada. (2)	Descompuesta (0) <td>4E</td> <td>3</td>	4E	3
												Seco (15)	Humedo (10)	Mojado (7)	Goteo (4)	Flujo (0) <td>5</td> <td>10</td>	5	10
VALOR TOTAL RMR (suma de valoracion de 1 al 5)															63			
CLASE DE MACIZO ROCOSO																		
RMR					100 - 81	80 - 61	60 - 41	40 - 21	20 - 0							II		
DESCRIPCION					I MUY BUENA	II BUENA	III REGULAR	IV MALA	V MUY MALA									

GRADO	INDICE DE RESISTENCIAS IDENTIFICACION DE CAMPO	RANGO RESIS. COMP. Mpa
R1	Deleznable con golpes firmes con la punta de martillo de geólogo se desconcha con una cuchilla	1,0 - 5,0
R2	Se desconcha con dificultad con cuchilla. Marcas poco profundas en la roca con golpe firme del martillo (de punta)	5 - 25
R3	No se raya ni desconcha con cuchillo. La muestra se rompe con golpe firme del martillo	25 - 50
R4	La muestra se rompe con mas de un golpe del martillo	50 - 100
R5	Se requiere varios golpes de martillo para romper la muestra	100 - 250
R6	Solo se rompe esquirlas de la muestra con el martillo	> 250



ABREVIACION DE TIPO DE ROCA	
Mz	Monzonita
Gr	Granito
Cz	Caliza
Di	Diorita
Ar	Arenisca
Vo	Pórfido Riolitico

ABREVIATURAS DE TIPOS DE ESTRUCTURAS	
J	X JUNTAS
F	FALLA
V	VETA
E	ESTRATO
V	VENILLA
Gt	GRIETAS

GRADO	INDICE DE ALTERACION DESCRIPCION
I SANA	Ningún signo de alteración en el material rocoso. Quizás lig. decoloración sobre superficies de discontinuidades principales
II LIGERO	La decoloración indica alteración del material rocoso y superf. de disc. El material rocoso descolorido extremadamente es más débil que en su condición sana.
III MODERADA	Menos de la mitad del mat. rocoso esta descomp. y/o desintegrado a un suelo la roca sana o decolorada se presenta como un marco continuo o como núcleo rocoso.
IV MUY ALTERD.	Más de la mitad del mat. rocoso esta descomp. y/o desintegrado a un suelo. La roca sana o decolorada se presenta como un núcleo rocoso.
V DESCOMPU.	Todo el material rocoso esta descomp. y/o desintegrado a suelo. La estructura original de la masa rocosa aun se conserva intacta.

ABREVIA.	ESPACIAMIENTO
1	> 2 m
2	0.6 - 2 m
3	X 0.2 - 0.6 m
4	0.06 - 0.2 m
5	< 0.06 m

ABREVIATURAS DE TIPOS DE RELLENO	
Ox	X OXIDO
Bx	BRECHA
Arc	ARCILLA
Pnz	PANIZO
Cal	X CALCITA

COMENTARIOS ADICIONALES	
En general la roca se rompe más de dos golpes de picota, esto como resultado de la prueba de la picota en 10 puntos del frente de talud.	

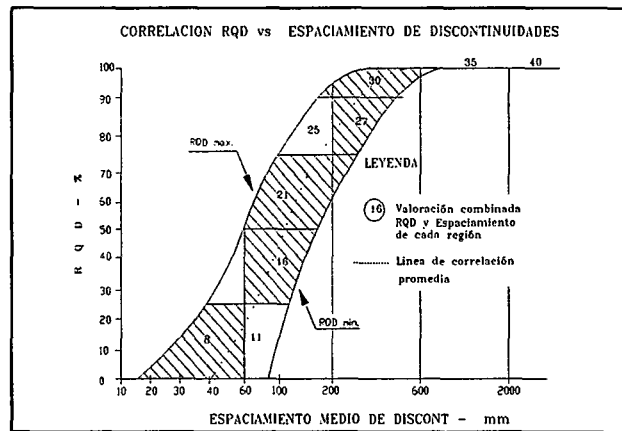
PROYECTO JONGOS
DATOS DE MAPEO GEOMECANICO

LUGAR: **JONGOS-PAMAPA PALLASCA-ANCASH**
COORD.: **194074E ; 9101443N (P SAD 56)**
ESTACION: **E-2 (Superficial)**

POR: **EVC/DDG**
FECHA: **Marzo, 2007**
HOJA: **2 de 21**

Nº ESTACION	ORIENTACION DE LA CARA		TRAMO		VALORACION DEL MACIZO ROCOSO (R.M.R.)													
	DIR. BUZAMIENTO	BUZAMIENTO	DESDE	HASTA	PARAMETRO					RANGO DE VALORES VALOR ESTIMADO					VALORACI.			
E-2	40	80	0	25														
TIPO DE ROCA				FRECUENCIA FRACTURA														
A	%	B	%	N° Fract. / ml.		R. COMPRES. UNIAxIAL (MPa)					VALOR ESTIMADO							
CALIZAS	95	ALTERACION	5	03 a 10		RQD %												
TIPO ESTRUc.	ORIENTACION		ESPACIAMIENTO	RELLENO		COMENTARIOS	ESPACIAMIENTO (m)					VALOR ESTIMADO						
	DIR. BUZAMIENT.(°)	BUZAMIENTO (°)		TIPO	ESPEsOR													
J	259	50	3	Ox / Cal	< 5 mm	Sistema 1												
J	46	66	3	Ox	< 5 mm	Sistema 2												
							CONDICION DE JUNTAS											
							PERSISTENCIA											
							ABERTURA											
							RUGOSIDAD											
							RELLENO											
							ALTERACION											
							AGUA SUBTERRANEA											
VALOR TOTAL RMR (suma de valoracion de 1 al 5)												59						
CLASE DE MACIZO ROCOSO																		
RMR			100 - 81	80 - 61	60 - 41	40 - 21	20 - 0											
DESCRIPCION			I MUY BUENA	II BUENA	III REGULAR	IV MALA	V MUY MALA											

GRADO	INDICE DE RESISTENCIAS IDENTIFICACION DE CAMPO	RANGO RESIS. COMP. Mpa
R1	Deleznable con golpes firmes con la punta de martillo de geólogo se desconcha con una cuchilla	1,0 - 5,0
R2	Se desconcha con dificultad con cuchilla. Marcas poco profundas en la roca con golpe firme del martillo (de punta)	5 - 25
R3	No se raya ni desconcha con cuchillo. La muestra se rompe con golpe firme del martillo	25 - 50
R4	La muestra se rompe con mas de un golpe del martillo	> 50 - 100
R5	Se requiere varios golpes de martillo para romper la muestra	100 - 250
R6	Solo se rompe esquirlas de la muestra con el martillo	> 250



ABREVIACION DE TIPO DE ROCA	
Mz	Monzonita
Gr	Granito
Cz X	Caliza
Di	Diorita
Ar	Arenisca
Vo	Pórfido Riolítico

ABREVIATURAS DE TIPOS DE ESTRUCTURAS	
J	X JUNTAS
F	FALLA
V	VETA
E	ESTRATO
V	VENILLA
Gt	GRIETAS

GRADO	INDICE DE ALTERACION DESCRIPCION
I SANA	Ningún signo de alteración en el material rocoso. Quizás lig. decoloración sobre superficies de discontinuidades principales
II LIGERO	La decoloración indica alteración del material rocoso y superf. de disc. El material rocoso descolorido extremadamente es más débil que en su condición sana.
III MODERADA	Menos de la mitad del mat. rocoso esta descomp. y/o desintegrado a un suelo la roca sana o decolorada se presenta como un marco continuo o como núcleo rocoso.
IV MUY ALTERD.	Mas de la mitad del mat. rocoso esta descomp. y/o desintegrado a un suelo. La roca sana o decolorada se presenta como un núcleo rocoso.
V DESCOMPU.	Todo el material rocoso esta descomp. y/o desintegrado a suelo. La estructura original de la masa rocosa aun se conserva intacta.

ABREVI. ESPACIAMIENTO	
1	> 2 m
2	0.6 - 2 m
3 X	0.2 - 0.6 m
4	0.06 - 0.2 m
5	< 0.06 m

ABREVIATURAS DE TIPOS DE RELLENO	
Ox X	OXIDO
Bx	BRECHA
Arc	ARCILLA
Pnz	PANIZO
Cal X	CALCITA

COMENTARIOS ADICIONALES	
En general la roca se rompe más de dos golpes de picota, esto como resultado de la prueba de la picota en 10 puntos del frente de talud.	

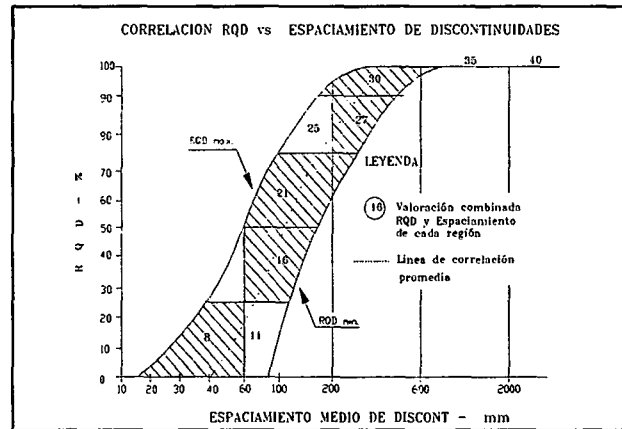
PROYECTO JONGOS
DATOS DE MAPEO GEOMECANICO

LUGAR: **JONGOS-PAMPAS- PALLASCA-ANCASH**
COORD.: **194844E ; 9103163N (P SAD 56)**
ESTACION: **E-13 (Superficial)**

POR: **EVC/DDG**
FECHA: **Marzo, 2007**
HOJA: **13 de 21**

Nº ESTACION	ORIENTACION DE LA CARA		TRAMO		VALORACION DEL MACIZO ROCOSO (R.M.R.)											
	DIR. BUZAMIENTO	BUZAMIENTO	DESDE	HASTA	PARAMETRO					RANGO DE VALORES					VALORACI.	
E-13	50	80	0	30						VALOR ESTIMADO						
TIPO DE ROCA				FRECUENCIA FRACTURA												
A	%	B	%	Nº Fract. / ml.	R. COMPRE. UNIAxIAL (MPa)	>250 (15)	100-250 (12)	50-100 (7)	25-50 (4)	<25(2) <5(1) <1(0)	1	4				
CALIZAS	95	ALTERACION	5	03 a 10	RQD %	90-100 (20)	75-90 (17)	50-75 (13)	25-50 (8)	<25	(3)	2	17			
TIPO	ORIENTACION		ESPACIAMIENTO	RELLENO		COMENTARIOS	ESPACIAMIENTO (m)					VALOR ESTIMADO				
ESTRUC.	DIR. BUZAMIENT.(°)	BUZAMIENTO (°)		TIPO	ESPESOR		>2	0,6-2 (15)	0,2-0,6 (10)	0,08-0,2 (8)	<0,06 (5)	3	10			
J	300	46	3	Ox /Cal	< 5 mm	Sistema 1	CONDICION DE JUNTAS	PERSISTENCIA	<1m long. (6)	1-3 m Long. (4)	3-10m (2)	10-20 m (1)	> 20 m (0)	4A	2	
J	351	75	3	Ox	< 5 mm	Sistema 2	ABERTURA	Cerrada (6)	<0.1mm apert. (5)	0.1-1.0mm (4)	1- 5 mm (1)	> 5 mm (0)	4B	1		
							RUGOSIDAD	Muy rugosa (6)	X	Rugosa (5)	Lig.rugosa (3)	Jsa (1)	Espejo de falla (0)	4C	5	
							RELLENO	Limpia (6)	X	Duro> 5mm (4)	Duro> 5mm (2)	Suave < 5 mm (1)	Suave > 5 mm (0)	4D	4	
							ALTERACION	Sana (6)		Lig. Alterada. (5)	X	Mod.Alterada. (3)	Muy Alterada. (2)	Descompuesta (0)	4E	3
							AGUA SUBTERRANEA	Seco (15)	X	Humedo (10)	Mojado (7)	Gateo (4)	Flujo (0)	5	10	
VALOR TOTAL RMR (suma de valoracion de 1 al 5)													56			
CLASE DE MACIZO ROCOSO																
RMR		100 - 81	80 - 61	60 - 41	40 - 21	20 - 0									III	
DESCRIPCION		I MUY BUENA	II BUENA	III REGULAR	IV MALA	V MUY MALA										

GRADO	INDICE DE RESISTENCIAS IDENTIFICACION DE CAMPO	RANGO RESIS. COMP. Mpa
R1	Deleznable con golpes firmes con la punta de martillo de geólogo se desconcha con una cuchilla	1,0 - 5,0
R2	Se desconcha con dificultad con cuchilla. Marcas poco profundas en la roca con golpe firme del martillo (de punta)	5 - 25
R3	No se raya ni desconcha con cuchillo. La muestra se rompe con golpe firme del martillo	25 - 50
R4	La muestra se rompe con mas de un golpe del martillo	50 - 100
R5	Se requiere varios golpes de martillo para romper la muestra	100 - 250
R6	Solo se rompe esquirlas de la muestra con el martillo	> 250



ABREVIACION DE TIPO DE ROCA	
Mz	Monzonita
Gr	Granito
Cz	X Caliza
Di	Diorita
Ar	Arenisca
Vo	Pórfido Riolítico

ABREVIATURAS DE TIPOS DE ESTRUCTURAS	
J	X JUNTAS
F	FALLA
V	VETA
E	ESTRATO
V	VENILLA
Gt	GRIETAS

GRADO	INDICE DE ALTERACION DESCRIPCION
I SANA	Ningún signo de alteración en el material rocoso. Quizás lig. decoloración sobre superficies de discontinuidades principales
II LIGERO	La decoloración indica alteración. del material rocoso y superf. de disc. El material rocoso descolorido extremadamente es más débil que en su condición sana.
III MODERADA	Menos de la mitad del mat. rocoso esta descomp. y/o desintegrado a un suelo la roca sana o decolorada se presenta como un marco continuo o como núcleo rocoso.
IV MUY ALTERD.	Mas de la mitad del mat. rocoso esta descomp. y/o desintegrado a un suelo. La roca sana o decolorada se presenta como un núcleo rocoso.
V DESCOMPU.	Todo el material rocoso esta descomp. y/o desintegrado a suelo. La estructura original de la masa rocosa aun se conserva intacta.

ABREVA.	ESPACIAMIENTO
1	> 2 m
2	0.6 - 2 m
3	X 0.2 - 0.6 m
4	0.06 - 0.2 m
5	< 0.06 m

ABREVIATURAS DE TIPOS DE RELLENO	
Ox	X OXIDO
Bx	BRECHA
Arc	ARCILLA
Prz	PANIZO
Cal	X CALCITA

COMENTARIOS ADICIONALES	
En general la roca se rompe más de dos golpes de picota, esto como resultado de la prueba de la picota en 10 puntos del frente de talud.	

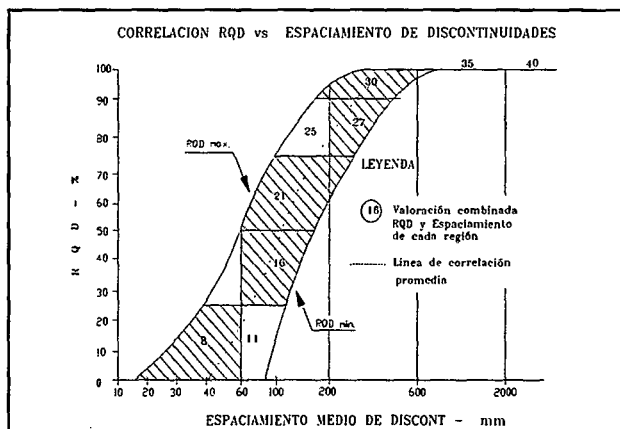
PROYECTO JONGOS
DATOS DE MAPEO GEOMECANICO

LUGAR: **JONGOS-PAMPAS- PALLASCA-ANCASH**
COORD.: **194198E ; 9101370N (P SAD 56)**
ESTACION: **E-3 (Superficial)**

POR: **EVC/DDG**
FECHA: **Marzo, 2007**
HOJA: **3 de 21**

Nº ESTACION	ORIENTACION DE LA CARA		TRAMO		VALORACION DEL MACIZO ROCOSO (R.M.R.)																
	DIR. BUZAMIENTO	BUZAMIENTO	DESDE	HASTA	PARAMETRO		RANGO DE VALORES								VALORACI.						
TIPO DE ROCA			FRECUENCIA FRACTURA		VALOR ESTIMADO																
A	%	B	%	Nº Fract. / m.	R. COMPRES. UNIAxIAL (MPa)	>250	(15)	100-250	(12)	X	50-100	(7)	25-50	(4)	<25(2)	<5(1)	<1(0)	1	7		
CALIZAS				95	ALTERACION	5	03 a 10	RQD %	90-100	(20)	75-90	(17)	X	50-75	(13)	25-50	(8)	<25	(3)	2	13
TIPO ESTRUCT.	ORIENTACION		ESPACIAMIENTO	RELLENO		COMENTARIOS	ESPACIAMIENTO (m)		VALOR ESTIMADO												
	DIR. BUZAMIENT.(°)	BUZAMIENTO (°)		TIPO	ESPEJOR		>2	(20)	0,6-2	(15)	X	0,2-0,6	(10)	0,08-0,2	(8)	< 0,06	(5)	3	10		
J	290	54	3	Ox/Cal	< 5 mm	Sistema 1	CONDICION	PERSISTENCIA	<1m long.	(6)	1-3 m Long.	(4)	X	3-10m	(2)	10-20 m	(1)	> 20 m	(0)	4A	2
J	57	72	3	Ox	< 5 mm	Sistema 2	DE	ABERTURA	Cerrada	(6)	X	<0,1mm apert.	(5)	0,1-1,0mm	(4)	1-5 mm	(1)	> 5 mm	(0)	4B	5
							JUNTAS	RUGOSIDAD	Muy rugosa	(6)	X	Rugosa	(5)	Lig.rugosa	(3)	Lisa	(1)	Espejo de falla	(0)	4C	5
								RELLENO	Limpia	(6)	X	Duro < 5mm	(4)	Duro > 5mm	(2)	Suave < 5 mm	(1)	Suave > 5 mm	(0)	4D	4
								ALTERACION	Sana	(6)	X	Lig. Alterada.	(5)	Mod.Alterada.	(3)	Muy Alterada.	(2)	Descompuesta	(0)	4E	3
							AGUA SUBTERRANEA	Seco	(15)	X	Humedo	(10)	Mojado	(7)	Goteo	(4)	Flujo	(0)	5	10	
VALOR TOTAL RMR (suma de valoracion de 1 al 5)																		59			
CLASE DE MACIZO ROCOSO																					
RMR		100 - 81	80 - 61	60 - 41	40 - 21	20 - 0												III			
DESCRIPCION		I MUY BUENA	II BUENA	III REGULAR	IV MALA	V MUY MALA															

GRADO	INDICE DE RESISTENCIAS IDENTIFICACION DE CAMPO	RANGO RESIS. COMP. Mpa
R1	Deleznable con golpes firmes con la punta de martillo de geólogo se desconcha con una cuchilla	1,0 - 5,0
R2	Se desconcha con dificultad con cuchilla. Marcas poco profundas en la roca con golpe firme del martillo (de punta)	5 - 25
R3	No se raya ni desconcha con cuchillo. La muestra se rompe con golpe firme del martillo	25 - 50
R4	La muestra se rompe con mas de un golpe del martillo	50 - 100
R5	Se requiere varios golpes de martillo para romper la muestra	100 - 250
R6	Solo se rompe esquirlas de la muestra con el martillo	> 250



ABREVIACION DE TIPO DE ROCA	
Mz	Monzonita
Gr	Granito
Cz	X Caliza
Di	Diorita
Ar	Arenisca
Vo	Pórfido Riolitico

ABREVIATURAS DE TIPOS DE ESTRUCTURAS	
J	X JUNTAS
F	FALLA
V	VETA
E	ESTRATO
V	VENILLA
Gt	GRIETAS

GRADO	INDICE DE ALTERACION DESCRIPCION
I SANA	Ningún signo de alteración en el material rocoso. Quizás lig. decoloración sobre superficies de discontinuidades principales
II LIGERO	La decoloración indica alteración. del material rocoso y superf. de disc. El material rocoso descolorido extremadamente es más débil que en su condición sana.
III MODERADA	Menos de la mitad del mat. rocoso está descomp. y/o desintegrado a un suelo la roca sana o decolorada se presenta como un marco continuo o como núcleo rocoso.
IV MUY ALTERD.	Mas de la mitad del mat. rocoso esta descomp. y/o desintegrado a un suelo. La roca sana o decolorada se presenta como un núcleo rocoso.
V DESCOMPU.	Todo el material rocoso esta descomp. y/o desintegrado a suelo. La estructura original de la masa rocosa aun se conserva intacta.

ABREVIA.	ESPACIAMIENTO
1	> 2 m
2	0.6 - 2 m
3	X 0.2 - 0.6 m
4	0.06 - 0.2 m
5	< 0.06 m

ABREVIATURAS DE TIPOS DE RELLENO	
Ox	X OXIDO
Bx	BRECHA
Arc	ARCILLA
Pnz	PANIZO
Cal	X CALCITA

COMENTARIOS ADICIONALES	
En general la roca se rompe más de dos golpes de picota, esto como resultado de la prueba de la picota en 10 puntos del frente de talud.	

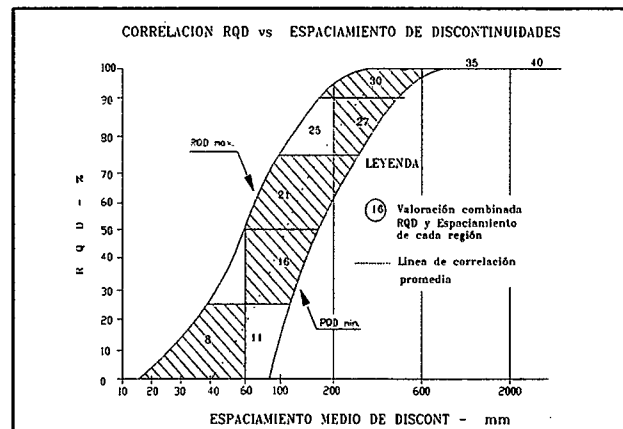
PROYECTO JONGOS
DATOS DE MAPEO GEOMECANICO

LUGAR: **JONGOS-PAMPAS- PALLASCA-ANCASH**
COORD.: **194345E ; 9101272N (P SAD 56)**
ESTACION: **E-4 (Superficial)**

POR: **EVC/DDG**
FECHA: **Marzo, 2007**
HOJA: **4 de 21**

N° ESTACION	ORIENTACION DE LA CARA		TRAMO		VALORACION DEL MACIZO ROCOSO (R.M.R.)													
	DIR. BUZAMIENTO	BUZAMIENTO	DESDE	HASTA	PARAMETRO					RANGO DE VALORES					VALORACI.			
E-4	70	50	0	30														
TIPO DE ROCA					FRECUECIA FRACTURA					VALOR ESTIMADO					VALORACI.			
A	%	B	%	N° Fract. / ml.	R. COMPRES. UNIAxIAL (MPa)					RANGO DE VALORES								
CALIZAS	95	ALTERACION	5	03 a 10	RQD %					VALOR ESTIMADO								
TIPO ESTRUCT.	ORIENTACION		ESPACIAMIENTO	RELLENO		COMENTARIOS		ESPACIAMIENTO (m)					VALOR ESTIMADO					
J	266	60	3	Ox/Cal	< 5 mm	Sistema 1		CONDICION DE					VALOR ESTIMADO					
J	48	75	3	Ox	< 5 mm	Sistema 2		JUNTAS					VALOR ESTIMADO					
					AGUA SUBTERRANEA					VALOR ESTIMADO								
VALOR TOTAL RMR (suma de valoracion de 1 al 5)															59			
CLASE DE MACIZO ROCOSO																		
					RMR	100 - 81	80 - 61	60 - 41	40 - 21	20 - 0						III		
					DESCRIPCION	I MUY BUENA	II BUENA	III REGULAR	IV MALA	V MUY MALA								

GRADO	INDICE DE RESISTENCIAS IDENTIFICACION DE CAMPO	RANGO RESIS. COMP. Mpa
R1	Deleznable con golpes firmes con la punta de martillo de geólogo se desconcha con una cuchilla	1,0 - 5,0
R2	Se desconcha con dificultad con cuchilla. Marcas poco profundas en la roca con golpe firme del martillo (de punta)	5 - 25
R3	No se raya ni desconcha con cuchillo. La muestra se rompe con golpe firme del martillo	25 - 50
R4	La muestra se rompe con mas de un golpe del martillo	50 - 100
R5	Se requiere varios golpes de martillo para romper la muestra	100 - 250
R6	Solo se rompe esquirlas de la muestra con el martillo	> 250



ABREVIACION DE TIPO DE ROCA	
Mz	Monzonita
Gr	Granito
Cz	X Caliza
Di	Diorita
Ar	Arenisca
Vo	Pórfido Riolítico

ABREVIATURAS DE TIPOS DE ESTRUCTURAS	
J	X JUNTAS
F	FALLA
V	VETA
E	ESTRATO
V	VENILLA
Gt	GRIETAS

GRADO	INDICE DE ALTERACION DESCRIPCION
I SANA	Ningún signo de alteración en el material rocoso. Quizás lig. decoloración sobre superficies de discontinuidades principales
II LIGERO	La decoloración indica alteración. del material rocoso y superf. de disc. El material rocoso descolorido extremadamente es más débil que en su condición sana.
III MODERADA	Menos de la mitad del mat. rocoso esta descomp. y/o desintegrado a un suelo la roca sana o decolorada se presenta como un marco continuo o como núcleo rocoso.
IV MUY ALTERD.	Mas de la mitad del mat. rocoso esta descomp. y/o desintegrado a un suelo. La roca sana o decolorada se presenta como un núcleo rocoso.
V DESCOMPU.	Todo el material rocoso esta descomp. y/o desintegrado a suelo. La estructura original de la masa rocosa aun se conserva intacta.

ABREVI. ESPACIAMIENTO	
1	> 2 m
2	0.6 - 2 m
3	X 0.2 - 0.6 m
4	0.06 - 0.2 m
5	< 0.06 m

ABREVIATURAS DE TIPOS DE RELLENO	
Ox	X OXIDO
Bx	BRECHA
Arc	ARCILLA
Pnz	PANIZO
Cal	X CALCITA

COMENTARIOS ADICIONALES	
En general la roca se rompe más de dos golpes de picota, esto como resultado de la prueba de la picota en 10 puntos del frente de talud.	

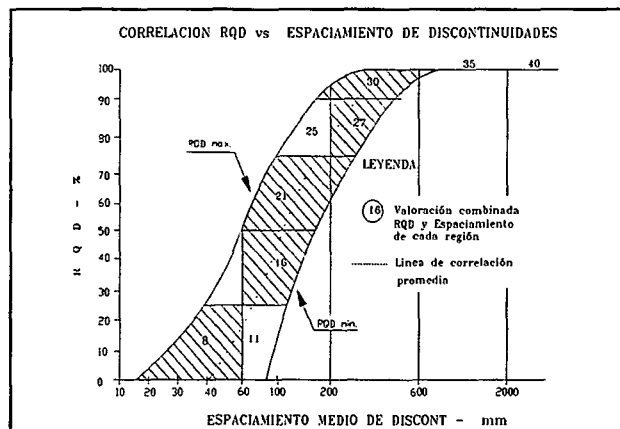
PROYECTO JONGOS
DATOS DE MAPEO GEOMECANICO

LUGAR: **JONGOS-PAMPAS- PALLASCA-ANCASH**
COORD.: **194401E ; 9101121N (P SAD 56)**
ESTACION **E-5 (Superficial)**

POR: **EVZ/DDG**
FECHA: **Marzo, 2007**
HOJA: **5 de 21**

Nº ESTACION	ORIENTACION DE LA CARA		TRAMO		VALORACION DEL MACIZO ROCOSO (R.M.R.)										
	DIR. BUZAMIENTO	BUZAMIENTO	DESDE	HASTA	PARAMETRO					RANGO DE VALORES					VALORACI.
E-5	55	85	0	30	TIPO DE ROCA		FRECUENCIA FRACTURA			VALOR ESTIMADO					
A		%	B		%	N° Fract. / ml.	R. COMPRE. UNIAxIAL (MPa)	>250 (15)	100-250 (12)	50-100 (7)	25-50 (4)	<25(2) <5(1)	<1(0)	1	7
CALIZAS		95	ALTERACIÓN		5	03 a 10	RQD %	90-100 (20)	75-90 (17)	50-75 (13)	25-50 (8)	<25	(3)	2	13
TIPO	ORIENTACION		ESPACIAMIENTO	RELLENO		COMENTARIOS	ESPACIAMIENTO (m)		RANGO DE VALORES					VALORACI.	
ESTRUC.	DIR. BUZAMIENT.(°)	BUZAMIENTO (°)		TIPO	ESPESOR		>2 (20)	0.6-2 (15)	0.2-0.6 (10)	0.08-0.2 (8)	< 0.06 (5)	3	10		
J	106	43	3	Ox /Cal	< 5 mm	Sistema 1	PERSISTENCIA	<1m long. (6)	1-3 m Long. (4)	3-10m (2)	10-20 m (1)	> 20 m (0)	4A	2	
J	51	65	3	Ox	< 5 mm	Sistema 2	CONDICION DE JUNTAS	ABERTURA	Cerrada (6)	<0.1mm apart. (5)	0.1-1.0mm (4)	1 - 5 mm (0)	> 5 mm (0)	4B	1
							RUGOSIDAD	Muy rugosa (6)	Rugosa (5)	Lig.rugosa (3)	Lisa (1)	Espejo de falla (0)	4C	5	
							RELLENO	Limpia (6)	Duro < 5mm (4)	Duro> 5mm (2)	Suave < 5 mm (1)	Suave > 5 mm (0)	4D	4	
							ALTERACION	Sana (6)	Lig. Alterada. (5)	Mod.Alterada. (3)	Muy Alterada. (2)	Descompuesta (0)	4E	3	
							AGUA SUBTERRANEA	Seco (15)	Humedo (10)	Mojado (7)	Goteo (4)	Flujo (0)	5	10	
VALOR TOTAL RMR (suma de valoracion de 1 al 5)															55
CLASE DE MACIZO ROCOSO															
RMR		100 - 81	80 - 61	60 - 41	40 - 21	20 - 0									III
DESCRIPCION		I MUY BUENA	II BUENA	III REGULAR	IV MALA	V MUY MALA									

GRADO	INDICE DE RESISTENCIAS IDENTIFICACION DE CAMPO	RANGO RESIS. COMP. Mpa
R1	Deleznable con golpes firmes con la punta de martillo de geólogo se desconcha con una cuchilla	1,0 - 5,0
R2	Se desconcha con dificultad con cuchilla. Marcas poco profundas en la roca con golpe firme del martillo (de punta)	5 - 25
R3	No se raya ni desconcha con cuchillo. La muestra se rompe con golpe firme del martillo	25 - 50
R4	La muestra se rompe con mas de un golpe del martillo	50 - 100
R5	Se requiere varios golpes de martillo para romper la muestra	100 - 250
R6	Solo se rompe esquirlas de la muestra con el martillo	> 250



ABREVIACION DE TIPO DE ROCA	
Mz	Monzonita
Gr	Granito
Cz, X	Caliza
Di	Diorita
Ar	Arenisca
Vo	Pórfido Riolítico

ABREVIATURAS DE TIPOS DE ESTRUCTURAS	
J	X JUNTAS
F	FALLA
V	VETA
E	ESTRATO
V	VENILLA
Gt	GRIETAS

GRADO	INDICE DE ALTERACION DESCRIPCION
I SANA	Ningún signo de alteración en el material rocoso. Quizás lig. decoloración sobre superficies de discontinuidades principales
II LIGERO	La decoloración indica alteración. del material rocoso y superf. de disc. El material rocoso descolorido extremadamente es más débil que en su condición sana.
III MODERADA	Menos de la mitad del mat. rocoso esta descomp. y/o desintegrado a un suelo la roca sana o decolorada se presenta como un marco continuo o como núcleo rocoso.
IV MUY ALTERD.	Mas de la mitad del mat. rocoso esta descomp. y/o desintegrado a un suelo. La roca sana o decolorada se presenta como un núcleo rocoso.
V DESCOMPU.	Todo el material rocoso esta descomp. y/o desintegrado a suelo. La estructura original de la masa rocosa aun se conserva intacta.

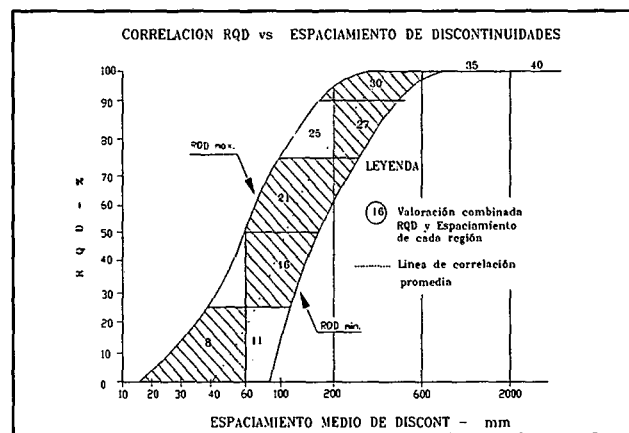
ABREVA.	ESPACIAMIENTO
1	> 2 m
2	0.6 - 2 m
3 X	0.2 - 0.6 m
4	0.06 - 0.2 m
5	< 0.06 m

ABREVIATURAS DE TIPOS DE RELLENO	
Ox	X OXIDO
Bx	BRECHA
Arc	ARCILLA
Pnz	PANIZO
Cal	X CALCITA

COMENTARIOS ADICIONALES	
En general la roca se rompe más de dos golpes de picota, esto como resultado de la prueba de la picota en 10 puntos del frente de talud.	

PROYECTO JONGOS				LUGAR: JONGOS-PAMPAS- PALLASCA-ANCASH				POR: EVC/DDG							
DATOS DE MAPEO GEOMECANICO				COORD.: 193319E ; 9100873N (P SAD 56)				FECHA: Marzo, 2007							
				ESTACION E-6 (Superficial)				HOJA: 6 de 21							
Nº ESTACION	ORIENTACION DE LA CARA		TRAMO		VALORACION DEL MACIZO ROCOSO (R.M.R.)										
	DIR. BUZAMIENTO	BUZAMIENTO	DESDE	HASTA	PARAMETRO	RANGO DE VALORES					VALORACI.				
E-6	160	70	0	25		VALOR ESTIMADO									
TIPO DE ROCA				FRECUENCIA FRACTURA											
A	%	B	%	N° Fract. / ml.	R. COMPRE. UNIAxIAL (MPa)	>250 (15)	100-250 (12)	X 50-100 (7)	25-50 (4)	<25(2) <5(1) <1(0)	1	7			
CALIZAS	95	ALTERACION	5	03 a 10	RQD %	90-100 (20)	75-90 (17)	X 50-75 (13)	25-50 (8)	<25 (3)	2	13			
TIPO	ORIENTACION		ESPACIAMIENTO	RELLENO		COMENTARIOS	ESPACIAMIENTO (m)					VALORACI.			
ESTRUC.	DIR. BUZAMIENTO (°)	BUZAMIENTO (°)		TIPO	ESPESOR		PERSISTENCIA	>2 (20)	0.6-2 (15)	X 0.2-0.6 (10)	0.08-0.2 (8)		< 0.06 (5)	3	10
J	205	73	3	Ox / Cal	< 5 mm	Sistema 1	CONDICION	ABERTURA	<1m long. (6)	1-3 m Long. (4)	X 3-10m (2)	10-20 m (1)	> 20 m (0)	4A	2
J	117	72	3	Ox	< 5 mm	Sistema 2	DE	RUGOSIDAD	Cerrada (6)	<0.1mm apert. (5)	0.1-1.0mm (4)	X 1-5 mm (1)	> 5 mm (0)	4B	1
							JUNTAS	RELLENO	Muy rugosa (6)	X Rugosa (5)	Lig.rugosa (3)	Lisa (1)	Espejo de falla (0)	4C	5
								ALTERACION	Limpia (6)	X Duro < 5mm (4)	Duro > 5mm (2)	Suave < 5 mm (1)	Suave > 5 mm (0)	4D	4
									Sana (6)	X Lg. Alterada. (5)	Mod.Alterada. (3)	Muy Alterada. (2)	Descompuesta (0)	4E	3
							AGUA SUBTERRANEA		Seco (15)	X Humedo (10)	Mojado (7)	Goteo (4)	Flujo (0)	5	10
VALOR TOTAL: RMR (suma de valoracion de 1 a 5)												55			
CLASE DE MACIZO ROCOSO															
RMR		100 - 81	80 - 61	60 - 41	40 - 21	20 - 0								III	
DESCRIPCION		I MUY BUENA	II BUENA	III REGULAR	IV MALA	V MUY MALA									

GRADO	INDICE DE RESISTENCIAS IDENTIFICACION DE CAMPO	RANGO RESIS. COMP. Mpa
R1	Deleznable con golpes firmes con la punta de martillo de geólogo se desconcha con una cuchilla	1,0 - 5,0
R2	Se desconcha con dificultad con cuchilla. Marcas poco profundas en la roca con golpe firme del martillo (de punta)	5 - 25
R3	No se raya ni desconcha con cuchillo. La muestra se rompe con golpe firme del martillo	25 - 50
R4	La muestra se rompe con mas de un golpe del martillo	50 - 100
R5	Se requiere varios golpes de martillo para romper la muestra	100 - 250
R6	Solo se rompe esquirlas de la muestra con el martillo	> 250



ABREVIACION DE TIPO DE ROCA	
Mz	Monzonita
Gr	Granito
Cz	X Caliza
Di	Diorita
Ar	Arenisca
Vo	Pórfido Riolítico

ABREVIATURAS DE TIPOS DE ESTRUCTURAS	
J	X JUNTAS
F	FALLA
V	VETA
E	ESTRATO
V	VENILLA
Gt	GRIETAS

GRADO	INDICE DE ALTERACION DESCRIPCION
I SANA	Ningún signo de alteración en el material rocoso. Quizás lig. decoloración sobre superficies de discontinuidades principales
II LIGERO	La decoloración indica alteración. del material rocoso y superf. de disc. El material rocoso descolorido extremadamente es más débil que en su condición sana.
III MODERADA	Menos de la mitad del mat. rocoso esta descomp. y/o desintegrado a un suelo la roca sana o decolorada se presenta como un marco continuo o como núcleo rocoso.
IV MUY ALTERD.	Mas de la mitad del mat. rocoso esta descomp. y/o desintegrado a un suelo. La roca sana o decolorada se presenta como un núcleo rocoso.
V DESCOMPU.	Todo el material rocoso esta descomp. y/o desintegrado a suelo. La estructura original de la masa rocosa aun se conserva intacta.

ABREVI. ESPACIAMIENTO	
1	> 2 m
2	0.6 - 2 m
3	X 0.2 - 0.6 m
4	0.06 - 0.2 m
5	< 0.06 m

ABREVIATURAS DE TIPOS DE RELLENO	
Ox	X OXIDO
Bx	BRECHA
Arc	ARCILLA
Pnz	PANIZO
Cal	X CALCITA

COMENTARIOS ADICIONALES	
En general la roca se rompe más de dos golpes de picota, esto como resultado de la prueba de la picota en 10 puntos del frente de talud.	

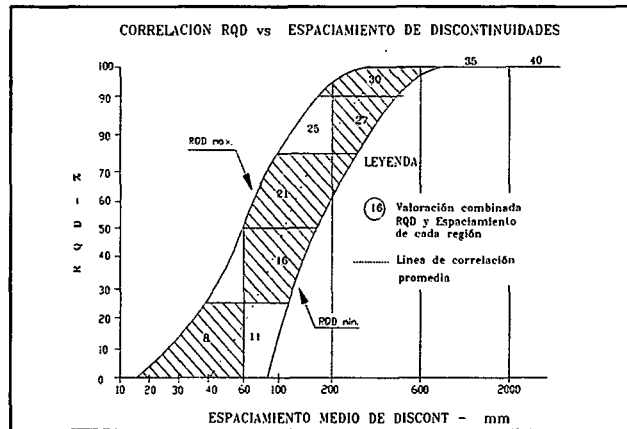
PROYECTO JONGOS
DATOS DE MAPEO GEOMECANICO

LUGAR: **JONGOS-PAMPAS-PALLASCA-ANCASH**
COORD.: **194034E ; 9100797N (P SAD 56)**
ESTACION **E-7 (Superficial)**

POR: **EVC/DDG**
FECHA: **Marzo, 2007**
HOJA: **7 de 21**

N° ESTACION	ORIENTACION DE LA CARA		TRAMO		VALORACION DEL MACIZO ROCOSO (R.M.R.)												
	DIR. BUZAMIENTO	BUZAMIENTO	DESDE	HASTA	PARAMETRO					RANGO DE VALORES					VALORACI.		
E-7	230	70	0	30													
TIPO DE ROCA					VALOR ESTIMADO					VALOR ESTIMADO					VALORACI.		
A	%	B	%	N° Fract. / ml.	R. COMPRES. UNIAxIAL (MPa)	>250 (15)	100-250 (12)	X 50-100 (7)	25-50 (4)	<25(2) <5(1) <1(0)	1	7					
CALIZAS					95	ALTERACION					5	03 a 10					
TIPO	ORIENTACION		ESPACIAMIENTO	RELLENO		COMENTARIOS	ESPA CIAMIENTO (m)					CONDICION DE JUNTAS					VALORACI.
ESTRUC.	DIR. BUZAMIENT.(°)	BUZAMIENTO (°)		TIPO	ESPE SOR		PERSISTENCIA	ABERTURA	RUGOSIDAD	RELLENO	ALTERACION	AGUA SUBTERRANEA	AGUA SUBTERRANEA	AGUA SUBTERRANEA	AGUA SUBTERRANEA	AGUA SUBTERRANEA	
J	205	73	3	Ox /Cal	< 5 mm	Sistema 1	<1m long. (6)	1-3 m Long. (4)	X 3-10m (2)	10-20 m (1)	> 20 m (0)	4A	2				
J	117	72	3	Ox	< 5 mm	Sistema 2	Cerrada (6)	<0.1mm apert. (5)	X 0.1-1.0mm (4)	X 1-5 mm (1)	> 5 mm (0)	4B	1				
							Muy rugosa (6)	X Rugosa (5)	Lig.rugosa (3)	Lisa (1)	Espejo de falla (0)	4C	5				
							Umplia (6)	X Duro < 5mm (4)	Duro> 5mm (2)	Suave < 5 mm (1)	Suave > 5 mm (0)	4D	4				
							Sana (6)	X Lig. Alterada. (5)	X Mod.Alterada. (3)	Muy Alterada. (2)	Descompuesta (0)	4E	3				
										X Seco (15)	X Humedo (10)	Mojado (7)	Soteco (4)	Flujo (0)	5	10	
VALOR TOTAL RMR (suma de valoracion de 1 al 5)													55				
CLASE DE MACIZO ROCOSO													III				
RMR	100 - 81	80 - 61	60 - 41	40 - 21	20 - 0												
DESCRIPCION	I MUY BUENA	II BUENA	III REGULAR	IV MALA	V MUY MALA												

GRADO	INDICE DE RESISTENCIAS IDENTIFICACION DE CAMPO	RANGO RESIS. COMP. Mpa
R1	Deleznable con golpes firmes con la punta de martillo de geólogo se desconcha con una cuchilla	1,0 - 5,0
R2	Se desconcha con dificultad con cuchilla. Marcas poco profundas en la roca con golpe firme del martillo (de punta)	5 - 25
R3	No se raya ni desconcha con cuchillo. La muestra se rompe con golpe firme del martillo	25 - 50
R4	La muestra se rompe con mas de un golpe del martillo	50 - 100
R5	Se requiere varios golpes de martillo para romper la muestra	100 - 250
R6	Solo se rompe esquirlas de la muestra con el martillo	> 250



ABREVIACION DE TIPO DE ROCA	
Mz	Monzonita
Gr	Granito
Cz	X Caliza
Di	Diorita
Ar	Arenisca
Vo	Pórfido Riolitico

ABREVIATURAS DE TIPOS DE ESTRUCTURAS	
J	X JUNTAS
F	FALLA
V	VETA
E	ESTRATO
V	VENILLA
Gt	GRIETAS

GRADO	INDICE DE ALTERACION DESCRIPCION
I SANA	Ningún signo de alteración en el material rocoso. Quizás lig. decoloración sobre superficies de discontinuidades principales
II LIGERO	La decoloración indica alteración. del material rocoso y superf. de disc. El material rocoso descolorido extremadamente es más débil que en su condición sana.
III MODERADA	Menos de la mitad del mat. rocoso esta descomp. y/o desintegrado a un suelo la roca sana o decolorada se presenta como un marco continuo o como núcleo rocoso.
IV MUY ALTERD.	Mas de la mitad del mat. rocoso esta descomp. y/o desintegrado a un suelo. La roca sana o decolorada se presenta como un núcleo rocoso.
V DESCOMPU.	Todo el material rocoso esta descomp. y/o desintegrado a suelo. La estructura original de la masa rocosa aun se conserva intacta.

ABREVI.	ESPACIAMIENTO
1	> 2 m
2	0.6 - 2 m
3	X 0.2 - 0.6 m
4	0.06 - 0.2 m
5	< 0.06 m

ABREVIATURAS DE TIPOS DE RELLENO	
Ox	X OXIDO
Bx	BRECHA
Arc	ARCILLA
Pnz	PANIZO
Cal	X CALCITA

COMENTARIOS ADICIONALES	
En general la roca se rompe más de dos golpes de picota, esto como resultado de la prueba de la picota en 10 puntos del frente de talud.	

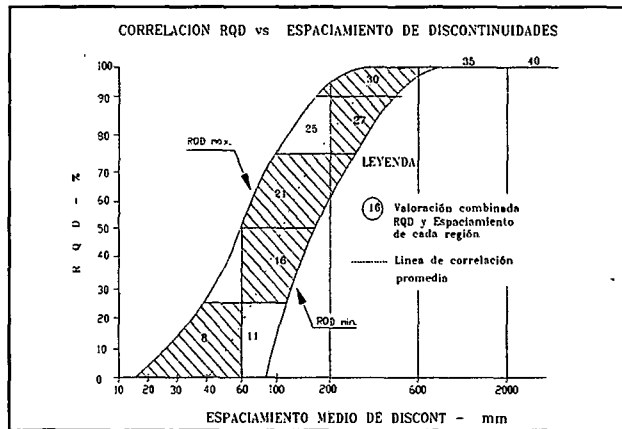
PROYECTO JONGOS
DATOS DE MAPEO GEOMECANICO

LUGAR: **JONGOS-PAMPAS- PALLASCA-ANCASH**
COORD.: **193925E ; 9100910N (P SAD 56)**
ESTACION: **E-8 (Superficial)**

POR: **EVC/DDG**
FECHA: **Marzo, 2007**
HOJA: **8 de 21**

N° ESTACION	ORIENTACION DE LA CARA		TRAMO		VALORACION DEL MACIZO ROCOSO (R.M.R.)												
	DIR. BUZAMIENTO	BUZAMIENTO	DESDE	HASTA	PARAMETRO					RANGO DE VALORES					VALORACI.		
E-8	210	60	0	30						VALOR ESTIMADO							
TIPO DE ROCA				FRECUENCIA FRACTURA													
A		%	B		%	N° Fract. / ml.		R. COMPRE. UNIAXIAL (MPa)		>250 (15)	100-250 (12)	X 50-100 (7)	25-50 (4)	<25(2) <5(1) <1(0)	1	7	
CALIZAS		95	ALTERACIÓN		5	03 a 10		RQD %		30-100 (20)	75-90 (17)	X 50-75 (13)	25-50 (8)	<25	(3)	2	13
TIPO ESTRUCT.	ORIENTACION		ESPACIAMIENTO	RELLENO		COMENTARIOS	ESPACIAMIENTO (m)		>2 (20)	0,6-2 (15)	X 0,2-0,6 (10)	0,06-0,2 (8)	< 0,06 (5)	3	10		
	DIR. BUZAMIENT.(°)	BUZAMIENTO (°)		TIPO	ESPESOR		PERSISTENCIA	<1m long. (6)	1-3 m Long. (4)	X 3-10m (2)	10-20 m (1)	> 20 m (0)	4A	2			
J	292	78	3	Ox /Cal	< 5 mm	Sistema 1	CONDICION DE JUNTAS	ABERTURA	Cerrada (6)	<0.1mm apart. (5)	X 0.1-1.0mm (4)	X 1- 5 mm (1)	> 5 mm (0)	4B	1		
E	170	44	3	Ox	< 5 mm	Sistema 2	RUGOSIDAD	Muy rugosa (6)	X Rugosa (5)	Lig.rugosa (3)	Lisa (1)	Espejo de falla (0)	4C	5			
							RELLENO	Limpia (6)	X Duro < 5mm (4)	Duro > 5mm (2)	Suave < 5 mm (1)	Suave > 5 mm (0)	4D	4			
							ALTERACION	Sana (6)	X Lig. Alterada. (5)	Mod.Alterada. (3)	Muy Alterada. (2)	Descompuesta (0)	4E	3			
							AGUA SUBTERRANEA	Seco (15)	X Humedo (10)	Mojado (7)	Goteo (4)	Flujo (0)	5	10			
VALOR TOTAL RMR (suma de valoracion de 1 al 5)																55	
CLASE DE MACIZO ROCOSO																	
RMR		100 - 81	80 - 61	60 - 41	40 - 21	20 - 0										III	
DESCRIPCION		I MUY BUENA	II BUENA	III REGULAR	IV MALA	V MUY MALA											

GRADO	INDICE DE RESISTENCIAS IDENTIFICACION DE CAMPO	RANGO RESIS. COMP. Mpa
R1	Deleznable con golpes firmes con la punta de martillo de geólogo se desconcha con una cuchilla	1,0 - 5,0
R2	Se desconcha con dificultad con cuchilla. Marcas poco profundas en la roca con golpe firme del martillo (de punta)	5 - 25
R3	No se raya ni desconcha con cuchillo. La muestra se rompe con golpe firme del martillo	25 - 50
R4	La muestra se rompe con mas de un golpe del martillo	50 - 100
R5	Se requiere varios golpes de martillo para romper la muestra	100 - 250
R6	Solo se rompe esquirlas de la muestra con el martillo	> 250



ABREVIACION DE TIPO DE ROCA	
Mz	Monzonita
Gr	Granito
Cz	X Caliza
Di	Diorita
Ar	Arenisca
Vo	Pórfido Riolitico

ABREVIATURAS DE TIPOS DE ESTRUCTURAS	
J	X JUNTAS
F	FALLA
V	VETA
E	ESTRATO
V	VENILLA
Gl	GRIETAS

GRADO	INDICE DE ALTERACION DESCRIPCION
I SANA	Ningún signo de alteración en el material rocoso. Quizás lig. decoloración sobre superficies de discontinuidades principales
II LIGERO	La decoloración indica alteración. del material rocoso y superf. de disc. El material rocoso descolorido extremadamente es más débil que en su condición sana.
III MODERADA	Menos de la mitad del mat. rocoso esta descomp. y/o desintegrado a un suelo la roca sana o decolorada se presenta como un marco continuo o como núcleo rocoso.
IV MUY ALTERD.	Mas de la mitad del mat. rocoso esta descomp. y/o desintegrado a un suelo. La roca sana o decolorada se presenta como un núcleo rocoso.
V DESCOMP.	Todo el material rocoso esta descomp. y/o desintegrado a suelo. La estructura original de la masa rocosa aun se conserva intacta.

ABREVI. ESPACIAMIENTO	
1	> 2 m
2	0.6 - 2 m
3	X 0.2 - 0.6 m
4	0.06 - 0.2 m
5	< 0.06 m

ABREVIATURAS DE TIPOS DE RELLENO	
Ox	X OXIDO
Bx	BRECHA
Arc	ARCILLA
Pnz	PANIZO
Cal	X CALCITA

COMENTARIOS ADICIONALES	
En general la roca se rompe más de dos golpes de picota, esto como resultado de la prueba de la picota en 10 puntos del frente de talud.	

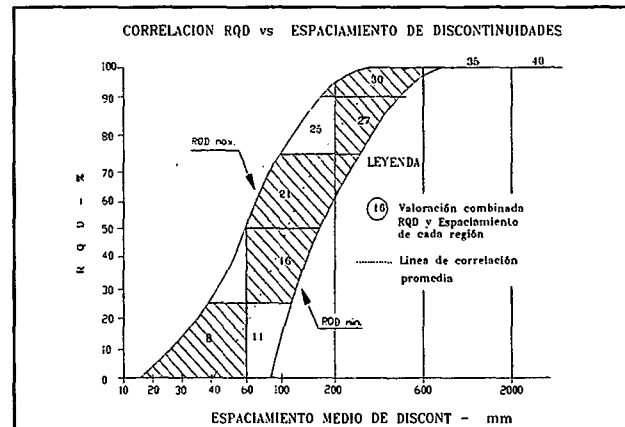
PROYECTO JONGOS
DATOS DE MAPEO GEOMECANICO

LUGAR: **JONGOS-PAMPAS- PALLASCA-ANCASH**
COORD.: **194448E ; 9102952N (P SAD 56)**
ESTACION: **E-9 (Superficial)**

POR: **EVC/DDG**
FECHA: **Marzo, 2007**
HOJA: **9 de 21**

N° ESTACION	ORIENTACION DE LA CARA		TRAMO		VALORACION DEL MACIZO ROCOSO (R.M.R.)										
	DIR. BUZAMIENTO	BUZAMIENTO	DESDE	HASTA	PARAMETRO					RANGO DE VALORES					VALORACI.
E-9	260	70	0	30						VALOR ESTIMADO					
TIPO DE ROCA			FRECUENCIA FRACTURA												
A	%	B	%	N° Fract. / m.	R. COMPRE. UNIAXIAL (MPa)	>250 (15)	100-250 (12)	50-100 (7)	X 25-50 (4)	<25(2) <5(1) <1(0)	1	4			
CALIZAS	95	ALTERACIÓN	5	03 a 10	RQD %	90-100 (20)	X 75-90 (17)	50-75 (13)	25-50 (8)	<25	(3)	2	17		
TIPO ESTRU.	ORIENTACION		ESPACIAMIENTO	RELLENO		COMENTARIOS	ESPACIAMIENTO (m)					VALORACI.			
	DIR. BUZAMIENT.(°)	BUZAMIENTO (°)		TIPO	ESPESOR		>2 (20)	0.6-2 (15)	X 0.2-0.6 (10)	0.06-0.2 (8)	< 0.06 (5)		3	10	
J	32	73	3	Ox/Cal	< 5 mm	Sistema 1	CONDICION DE JUNTAS	PERSISTENCIA	<1m long. (6)	1-3 m Long. (4)	X 3-10m (2)	10-20 m (1)	> 20 m (0)	4A	2
E	319	76	3	Ox	< 5 mm	Sistema 2	ABERTURA	Cerrada (6)	<0.1mm apert. (5)	0.1-1.0mm (4)	X 1-5 mm (1)	> 5 mm (0)	4B	1	
							RUGOSIDAD	Muy rugosa (6)	X Rugosa (5)	Lig.rugosa (3)	Lisa (1)	Espejo de falla (0)	4C	5	
							RELLENO	Limpia (6)	X Duro < 5mm (4)	Duro> 5mm (2)	Suave < 5 mm (1)	> 5 mm (0)	4D	4	
							ALTERACION	Sana (6)	X Lig. Alterada. (5)	Mod.Alterada. (3)	Muy Alterada. (2)	Descompuesta (0)	4E	3	
							AGUA SUBTERRANEA	Seco (15)	X humedo (10)	Mejado (7)	Goteo (4)	Flujo (0)	5	10	
VALOR TOTAL RMR (suma de valoracion de 1 al 5)													56		
CLASE DE MACIZO ROCOSO													III		
RMR	100 - 81	80 - 61	40 - 21	20 - 0											
DESCRIPCION	I MUY BUENA	II BUENA	III REGULAR	IV MALA	V MUY MALA										

GRADO	INDICE DE RESISTENCIAS IDENTIFICACION DE CAMPO	RANGO RESIS. COMP. Mpa
R1	Deleznable con golpes firmes con la punta de martillo de geólogo se desconcha con una cuchilla	1,0 - 5,0
R2	Se desconcha con dificultad con cuchilla. Marcas poco profundas en la roca con golpe firme del martillo (de punta)	5 - 25
R3	No se raya ni desconcha con cuchillo. La muestra se rompe con golpe firme del martillo	25 - 50
R4	La muestra se rompe con mas de un golpe del martillo	50 - 100
R5	Se requiere varios golpes de martillo para romper la muestra	100 - 250
R6	Solo se rompe esquirlas de la muestra con el martillo	> 250



ABREVIACION DE TIPO DE ROCA	
Mz	Monzonita
Gr	Granito
Cz	X Caliza
Di	Diorita
Ar	Arenisca
Vo	Pórfido Riolítico

ABREVIATURAS DE TIPOS DE ESTRUCTURAS	
J	X JUNTAS
F	FALLA
V	VETA
E	X ESTRATO
V	VENILLA
Gt	GRIETAS

GRADO	INDICE DE ALTERACION DESCRIPCION
I SANA	Ningún signo de alteración en el material rocoso. Quizás lig. decoloración sobre superficies de discontinuidades principales
II LIGERO	La decoloración indica alteración. del material rocoso y superf. de disc. El material rocoso descolorido extremadamente es más débil que en su condición sana.
III MODERADA	Menos de la mitad del mat. rocoso esta descomp. y/o desintegrado a un suelo la roca sana o decolorada se presenta como un marco continuo o como núcleo rocoso.
IV MUY ALTERD.	Mas de la mitad del mat. rocoso esta descomp. y/o desintegrado a un suelo. La roca sana o decolorada se presenta como un núcleo rocoso.
V DESCOMPU.	Todo el material rocoso esta descomp. y/o desintegrado a suelo. La estructura original de la masa rocosa aun se conserva intacta.

ABREVIA. ESPACIAMIENTO	
1	> 2 m
2	0.6 - 2 m
3	X 0.2 - 0.6 m
4	0.06 - 0.2 m
5	< 0.06 m

ABREVIATURAS DE TIPOS DE RELLENO	
Ox	X OXIDO
Bx	BRECHA
Arc	ARCILLA
Pnz	PANIZO
Cal	X CALCITA

COMENTARIOS ADICIONALES	
En general la roca se rompe más de dos golpes de picota, esto como resultado de la prueba de la picota en 10 puntos del frente de talud.	

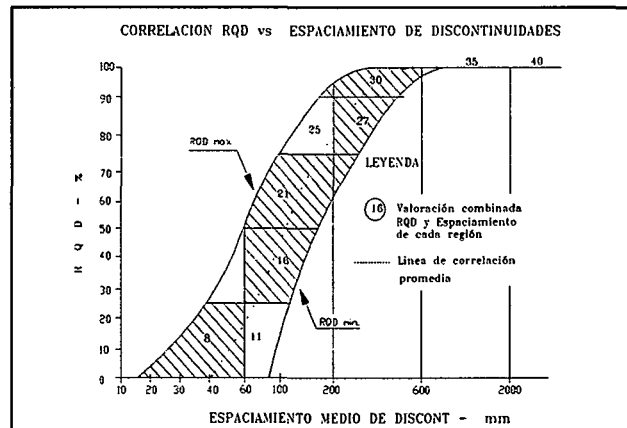
PROYECTO JONGOS
DATOS DE MAPEO GEOMECANICO

LUGAR: **JONGOS-PAMPAS- PALLASCA-ANCASH**
COORD.: **194550E ; 9102981N (P SAD 56)**
ESTACION **E-10 (Superficial)**

POR: **EVC/DDG**
FECHA: **Marzo, 2007**
HOJA: **10 de 21**

Nº ESTACION	ORIENTACION DE LA CARA		TRAMO		VALORACION DEL MACIZO ROCOSO (R.M.R.)															
	DIR. BUZAMIENTO	BUZAMIENTO	DESDE	HASTA	PARAMETRO	RANGO DE VALORES					VALOR ESTIMADO					VALORACI.				
E-10	260	60	0	30																
TIPO DE ROCA					R. COMPRES. UNIAXIAL (MPa)	VALOR ESTIMADO														
FRECUENCIA FRACTURA																				
A	%	B	%	Nº Fract. / ml.	>250	(15)	100-250	(12)	50-100	(7)	25-50	(4)	<25	<5(1)	<1(0)	1	4			
CALIZAS					RQD %	90-100	(20)	X 75-90	(17)	50-75	(13)	25-50	(8)	<25	(3)	2	17			
TIPO	ORIENTACION		ESPACIAMIENTO	RELLENO		COMENTARIOS	ESPACIAMIENTO (m)													
ESTRUC.	DIR. BUZAMIENT.(°)	BUZAMIENTO (°)		TIPO	ESPESOR		>2	(20)	0,6-2	(15)	X 0.2-0.6	(10)	0.08-0.2	(8)	< 0.06	(5)	3	10		
J	249	57	3	Ox /Cal	< 5 mm	Sistema 1	CONDICION DE	PERSISTENCIA	<1m long.	(6)	1-3 m Long.	(4)	X 3-10m	(2)	10-20 m	(1)	> 20 m	(0)	4A	2
E	199	75	3	Ox	< 5 mm	Sistema 2	DE	ABERTURA	Cerrada	(6)	<0.1mm apert.	(5)	X 0.1-1.0mm	(4)	1 - 5 mm	(1)	> 5 mm	(0)	4B	1
							JUNTAS	RUGOSIDAD	Muy rugosa	(6)	X Rugosa	(5)	Lig.rugosa	(3)	Lisa	(1)	Espejo de falla	(0)	4C	5
								RELLENO	Limpia	(6)	X Duro < 5mm	(4)	Duro > 5mm	(2)	Suave < 5 mm	(1)	Suave > 5 mm	(0)	4D	4
								ALTERACION	Sana	(6)	X Lig. Alterada.	(5)	Mod.Alterada.	(3)	Muy Alterada.	(2)	Descompuesta	(0)	4E	3
							AGUA SUBTERRANEA		Seco	(15)	X Humedo	(10)	Mojado	(7)	Goteo	(4)	Flujo	(0)	5	10
VALOR TOTAL RMR (suma de valoracion de 1 al 5)																	56			
CLASE DE MACIZO ROCOSO																				
					RMR	100 - 81	80 - 61	60 - 41	40 - 21	20 - 0										
					DESCRIPCION	I MUY BUENA	II BUENA	III REGULAR	IV MALA	V MUY MALA	III									

GRADO	INDICE DE RESISTENCIAS IDENTIFICACION DE CAMPO	RANGO RESIS. COMP. Mpa
R1	Deleznable con golpes firmes con la punta de martillo de geólogo se desconcha con una cuchilla	1,0 - 5,0
R2	Se desconcha con dificultad con cuchilla. Marcas poco profundas en la roca con golpe firme del martillo (de punta)	5 - 25
R3	No se raya ni desconcha con cuchillo. La muestra se rompe con golpe firme del martillo.	25 - 50
R4	La muestra se rompe con mas de un golpe del martillo	50 - 100
R5	Se requiere varios golpes de martillo para romper la muestra	100 - 250
R6	Solo se rompe esquirlas de la muestra con el martillo	> 250



ABREVIACION DE TIPO DE ROCA	
Mz	Monzonita
Gr	Granito
Cz	X Caliza
Di	Diorita
Ar	Arenisca
Vo	Pórfido Riolítico

ABREVIATURAS DE TIPOS DE ESTRUCTURAS	
J	X JUNTAS
F	FALLA
V	VETA
E	ESTRATO
V	VENILLA
G	GRIETAS

GRADO	INDICE DE ALTERACION DESCRIPCION
I SANA	Ningún signo de alteración en el material rocoso. Quizás lig. decoloración sobre superficies de discontinuidades principales
II LIGERO	La decoloración indica alteración. del material rocoso y superf. de disc. El material rocoso descolorido extremadamente es más débil que en su condición sana.
III MODERADA	Menos de la mitad del mat. rocoso esta descomp. y/o desintegrado a un suelo la roca sana o decolorada se presenta como un marco continuo o como núcleo rocoso.
IV MUY ALTERD.	Mas de la mitad del mat. rocoso esta descomp. y/o desintegrado a un suelo. La roca sana o decolorada se presenta como un núcleo rocoso.
V DESCOMPU.	Todo el material rocoso esta descomp. y/o desintegrado a suelo. La estructura original de la masa rocosa aun se conserva intacta.

ABREVI.	ESPACIAMIENTO
1	> 2 m
2	0.6 - 2 m
3	X 0.2 - 0.6 m
4	0.06 - 0.2 m
5	< 0.06 m

ABREVIATURAS DE TIPOS DE RELLENO	
Ox	X OXIDO
Bx	BRECHA
Arc	ARCILLA
Pnz	PANIZO
Cal	X CALCITA

COMENTARIOS ADICIONALES	
En general la roca se rompe más de dos golpes de picota, esto como resultado de la prueba de la picota en 10 puntos del frente de talud.	

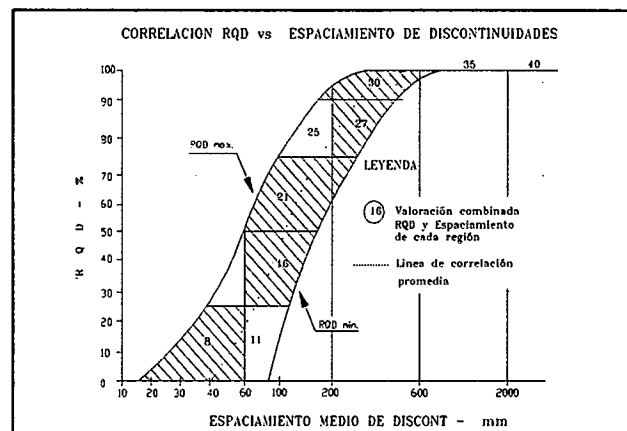
PROYECTO JONGOS
DATOS DE MAPEO GEOMECANICO

LUGAR: **JONGOS-PAMPAS-PALLASCA-ANCASH**
COORD.: **194637E ; 9103155N (P SAD 56)**
ESTACION **E-11 (Superficial)**

POR: **EVC/DDG**
FECHA: **Marzo, 2007**
HOJA: **11 de 21**

Nº ESTACION	ORIENTACION DE LA CARA		TRAMO		VALORACION DEL MACIZO ROCOSO (R.M.R.)											
	DIR. BUZAMIENTO	BUZAMIENTO	DESDE	HASTA	PARAMETRO					RANGO DE VALORES					VALORACI.	
E-11	280	80	0	30												
TIPO DE ROCA				FRECUENCIA FRACTURA												
A	%	B	%	Nº Fract. / ml.	R. COMPRE. UNIAXIAL (MPa)					VALOR ESTIMADO						
CALIZAS	95	ALTERACION	5	03 a 10												
TIPO ESTRUCT.	ORIENTACION		ESPACIAMIENTO	RELLENO		COMENTARIOS	CONDICION DE JUNTAS					AGUA SUBTERRANEA				
	DIR. BUZAMIENT.(°)	BUZAMIENTO (°)		TIPO	ESPESOR		PERSISTENCIA	ABERTURA	RUGOSIDAD	RELLENO	ALTERACION	Seco	Humedo	Mojado	Goteo	Flujo
J	209	74	3	Ox/Cal	< 5 mm	Sistema 1	<1m long.	Cerrada	Muy rugosa	Limpia	Sana					
J	79	54	3	Ox	< 5 mm	Sistema 2	1-3 m Long.	<0.1mm apert.	Rugosa	Duro < 5mm	Lig. Alterada.					
VALOR TOTAL RMR (suma de valoracion de 1 a 5)															45	
CLASE DE MACIZO ROCOSO																
RMR					100 - 81	80 - 61	60 - 41	40 - 21	20 - 0							III
DESCRIPCION					I MUY BUENA	II BUENA	III REGULAR	IV MALA	V MUY MALA							

GRADO	INDICE DE RESISTENCIAS IDENTIFICACION DE CAMPO	RANGO RESIS. COMP. Mpa
R1	Deleznable con golpes firmes con la punta de martillo de geólogo se desconcha con una cuchilla	1,0 - 5,0
R2	Se desconcha con dificultad con cuchilla. Marcas poco profundas en la roca con golpe firme del martillo (de punta)	5 - 25
R3	No se raya ni desconcha con cuchillo. La muestra se rompe con golpe firme del martillo	25 - 50
R4	La muestra se rompe con mas de un golpe del martillo	50 - 100
R5	Se requiere varios golpes de martillo para romper la muestra	100 - 250
R6	Solo se rompe esquirlas de la muestra con el martillo	> 250



ABREVIACION DE TIPO DE ROCA	
Mz	Monzonita
Gr	Granito
Cz	X Caliza
Di	Diorita
Ar	Arenisca
Vo	Pórfido Riolítico

ABREVIATURAS DE TIPOS DE ESTRUCTURAS	
J	X JUNTAS
F	FALLA
V	VETA
E	ESTRATO
V	VENILLA
Gt	GRIETAS

GRADO	INDICE DE ALTERACION DESCRIPCION
I SANA	Ningún signo de alteración en el material rocoso. Quizás lig. decoloración sobre superficies de discontinuidades principales
II LIGERO	La decoloración indica alteración del material rocoso y superf. de disc. El material rocoso descolorido extremadamente es más débil que en su condición sana.
III MODERADA	Menos de la mitad del mat. rocoso esta descomp. y/o desintegrado a un suelo la roca sana o decolorada se presenta como un marco continuo o como núcleo rocoso.
IV MUY ALTERD.	Mas de la mitad del mat. rocoso esta descomp. y/o desintegrado a un suelo. La roca sana o decolorada se presenta como un núcleo rocoso.
V DESCOMPU.	Todo el material rocoso esta descomp. y/o desintegrado a suelo. La estructura original de la masa rocosa aun se conserva intacta.

ABREVI.	ESPACIAMIENTO
1	> 2 m
2	0.6 - 2 m
3	X 0.2 - 0.6 m
4	0.06 - 0.2 m
5	< 0.06 m

ABREVIATURAS DE TIPOS DE RELLENO	
Ox	X OXIDO
Bx	BRECHA
Arc	ARCILLA
Pnz	PANIZO
Cal	X CALCITA

COMENTARIOS ADICIONALES	
En general la roca se rompe más de dos golpes de picota, esto como resultado de la prueba de la picota en 10 puntos del frente de talud.	

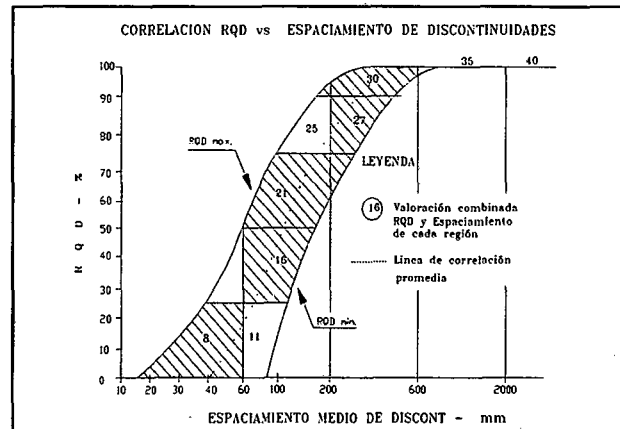
PROYECTO JONGOS
DATOS DE MAPEO GEOMECANICO

LUGAR: **JONGOS-PAMPAS-PALLASCA-ANCASH**
 COORD.: **194708E ; 9103283N (P SAD 56)**
 ESTACION: **E-12 (Superficial)**

POR: **EVC/DDG**
 FECHA: **Marzo, 2007**
 HOJA: **12 de 21**

Nº		ORIENTACION DE LA CARA		TRAMO		VALORACION DEL MACIZO ROCOSO (R.M.R.)														
ESTACION	DIR. BUZAMIENTO	BUZAMIENTO	DESDE	HASTA	PARAMETRO	RANGO DE VALORES										VALORACI.				
E-12	10	70	0	30																
TIPO DE ROCA					VALOR ESTIMADO															
A		B		Nº Fract. / ml.																
CALIZAS		95		ALTERACIÓN		5		03 a 10												
TIPO	ORIENTACION		ESPACIAMIENTO	RELLENO		COMENTARIOS														
ESTRUC.	DIR. BUZAMIENTO (°)	BUZAMIENTO (°)		TIPO	ESPESOR															
J	300	46	3	Ox/Cal	< 5 mm	Sistema 1														
J	351	75	3	Ox	< 5 mm	Sistema 2														
								R. COMPRE. UNIAXIAL (MPa)		>250 (15)	100-250 (12)	50-100 (7)	X 25-50 (4)	<25(2) <5(1) <1(0)	1	4				
								RQD %		90-100 (20)	75-90 (17)	X 50-75 (13)	25-50 (8)	<25	(3)	2	13			
								ESPACIAMIENTO (m)		>2 (20)	0,6-2 (15)	X 0,2-0,6 (10)	0,06-0,2 (8)	< 0,06	(5)	3	10			
								CONDICION DE JUNTAS		PERSISTENCIA		<1m long. (6)	1-3 m Long. (4)	X 3-10m (2)	10-20 m (1)	> 20 m (0)	4A	2		
										ABERTURA		Cerrada (6)	<0,1mm apert. (5)	X 0,1-1,0mm (4)	1-5 mm (1)	> 5 mm (0)	4B	1		
										RUGOSIDAD		Muy rugosa (6)	X Rugosa (5)	Lig.rugosa (3)	Lisa (1)	Espejo de falla (0)	4C	5		
										RELLENO		Limpia (6)	X Duro < 5mm (4)	Duro > 5mm (2)	Suave < 5 mm (1)	Suave > 5 mm (0)	4D	4		
										ALTERACION		Sana (6)	X Lig. Alterada. (5)	Mod.Alterada. (3)	Muy Alterada. (2)	Descompuesta (0)	4E	3		
								AGUA SUBTERRANEA		Seco (15)	X Humedo (10)	Mojado (7)	Goteo (4)	Flujo (0)	5	10				
VALOR TOTAL RMR (suma de valoracion de 1 al 5)															52					
CLASE DE MACIZO ROCOSO																				
RMR						100 - 81	80 - 61	60 - 41	40 - 21	20 - 0						III				
DESCRIPCION						I MUY BUENA	II BUENA	III REGULAR	IV MALA	V MUY MALA										

GRADO	INDICE DE RESISTENCIAS IDENTIFICACION DE CAMPO	RANGO RESIS. COMP. Mpa
R1	Deleznable con golpes firmes con la punta de martillo de geólogo se desconcha con una cuchilla	1,0 - 5,0
R2	Se desconcha con dificultad con cuchilla. Marcas poco profundas en la roca con golpe firme del martillo (de punta)	5 - 25
R3	No se raya ni desconcha con cuchillo. La muestra se rompe con golpe firme del martillo	25 - 50
R4	La muestra se rompe con mas de un golpe del martillo	50 - 100
R5	Se requiere varios golpes de martillo para romper la muestra	100 - 250
R6	Solo se rompe esquirlas de la muestra con el martillo	> 250



ABREVIACION DE TIPO DE ROCA	
Mz	Monzonita
Gr	Granito
Cz	X Caliza
Di	Diorita
Ar	Arenisca
Vo	Pórfido Riolítico

ABREVIATURAS DE TIPOS DE ESTRUCTURAS	
J	X JUNTAS
F	FALLA
V	VETA
E	ESTRATO
V	VENILLA
Gt	GRIETAS

GRADO	INDICE DE ALTERACION DESCRIPCION
I SANA	Ningún signo de alteración en el material rocoso. Quizás lig. decoloración sobre superficies de discontinuidades principales
II LIGERO	La decoloración indica alteración. del material rocoso y superf. de disc. El material rocoso descolorido extremadamente es más débil que en su condición sana.
III MODERADA	Menos de la mitad del mat. rocoso esta descomp. y/o desintegrado a un suelo la roca sana o decolorada se presenta como un marco continuo o como núcleo rocoso.
IV MUY ALTERD.	Mas de la mitad del mat. rocoso esta descomp. y/o desintegrado a un suelo. La roca sana o decolorada se presenta como un núcleo rocoso.
V DESCOMPU.	Todo el material rocoso esta descomp. y/o desintegrado a suelo. La estructura original de la masa rocosa aun se conserva intacta.

ABREVI.	ESPACIAMIENTO
1	> 2 m
2	0.6 - 2 m
3 X	0.2 - 0.6 m
4	0.06 - 0.2 m
5	< 0.06 m

ABREVIATURAS DE TIPOS DE RELLENO	
Ox	X OXIDO
Bx	BRECHA
Arc	ARCILLA
Pnz	PANIZO
Cal	X CALCITA

COMENTARIOS ADICIONALES	
En general la roca se rompe más de dos golpes de picota, esto como resultado de la prueba de la picota en 10 puntos del frente de talud.	

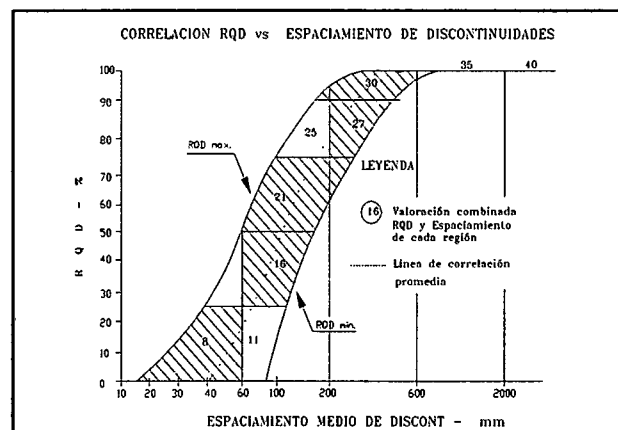
PROYECTO JONGOS
DATOS DE MAPEO GEOMECANICO

LUGAR: **JONGOS-PAMPAS- PALLASCA-ANCASH**
COORD.: **194756E ; 9102961N (P SAD 56)**
ESTACION: **E-14 (Superficial)**

POR: **EVC/DDG**
FECHA: **Marzo, 2007**
HOJA: **14 de 21**

Nº ESTACION	ORIENTACION DE LA CARA		TRAMO		VALORACION DEL MACIZO ROCOSO (R.M.R.)											
	DIR. BUZAMIENTO	BUZAMIENTO	DESDE	HASTA	PARAMETRO					RANGO DE VALORES					VALORACI.	
E-14	250	70	0	30												
TIPO DE ROCA				FRECUENCIA FRACTURA		VALOR ESTIMADO										
A		B		%	N° Fract. / ml.	R. COMP. UNIAXIAL (MPa)	>250 (15)	100-250 (12)	50-100 (7)	X 25-50 (4)	<25(2) <5(1)	<1(0)	1	4		
CALIZAS		95	ALTERACIÓN		5	03 a 10	RQD %	90-100 (20)	X 75-90 (17)	50-75 (13)	25-50 (8)	<25 (3)	2	17		
TIPO	ORIENTACION		ESPACIAMIENTO	RELLENO		COMENTARIOS	ESPACIAMIENTO (m)									
ESTRUC.	DIR. BUZAMIENT.(°)	BUZAMIENTO (°)		TIPO	ESPESOR		>2 (20)	0.6-2 (15)	X 0.2-0.6 (10)	0.08-0.2 (8)	< 0.06 (5)	3	10			
J	41	73	3	Ox/Cal	< 5 mm	Sistema 1	CONDICION	PERSISTENCIA	<1m long. (6)	1-3 m Long. (4)	X 3-10m (2)	10-20 m (1)	> 20 m (0)	4A	2	
J	151	75	3	Ox	< 5 mm	Sistema 2	DE	ABERTURA	Cerrada (6)	<0.1mm apert. (5)	X 0.1-1.0mm (4)	1-5 mm (1)	> 5 mm (0)	4B	1	
							JUNTAS	RUGOSIDAD	Muy rugosa (6)	X Rugosa (5)	Lig.rugosa (3)	Lisa (1)	Espejo de falla (0)	4C	5	
								RELLENO	Limpia (6)	X Duro < 5mm (4)	Duro > 5mm (2)	Suave < 5 mm (1)	Suave > 5 mm (0)	4D	4	
								ALTERACION	Sana (6)	X Lg. Alterada. (5)	Mod.Alterada. (3)	Muy Alterada. (2)	Descompuesta (0)	4E	3	
								AGUA SUBTERRANEA	Seco (15)	X Humedo (10)	Mojado (7)	Goteo (4)	Flujo (0)	5	10	
VALOR TOTAL RMR (suma de valoracion de 1 al 5)														56		
CLASE DE MACIZO ROCOSO																
RMR		100 - 81	80 - 61	60 - 41	40 - 21	20 - 0									III	
DESCRIPCION		I MUY BUENA	II BUENA	III REGULAR	IV MALA	V MUY MALA										

GRADO	INDICE DE RESISTENCIAS IDENTIFICACION DE CAMPO	RANGO RESIS. COMP. Mpa
R1	Deleznable con golpes firmes con la punta de martillo de geólogo se desconcha con una cuchilla	1,0 - 5,0
R2	Se desconcha con dificultad con cuchilla. Marcas poco profundas en la roca con golpe firme del martillo (de punta)	5 - 25
R3	No se raya ni desconcha con cuchillo. La muestra se rompe con golpe firme del martillo	25 - 50
R4	La muestra se rompe con mas de un golpe del martillo	50 - 100
R5	Se requiere varios golpes de martillo para romper la muestra	100 - 250
R6	Solo se rompe esquiritas de la muestra con el martillo	> 250



ABREVIACION DE TIPO DE ROCA	
Mz	Monzonita
Gr	Granito
Cz	X Caliza
Di	Diorita
Ar	Arenisca
Vo	Pórfido Riolítico

ABREVIATURAS DE TIPOS DE ESTRUCTURAS	
J	X JUNTAS
F	FALLA
V	VETA
E	ESTRATO
V	VENILLA
Gt	GRIETAS

GRADO	INDICE DE ALTERACION DESCRIPCION
I SANA	Ningún signo de alteración en el material rocoso. Quizás lig. decoloración sobre superficies de discontinuidades principales
II LIGERO	La decoloración indica alteración del material rocoso y superf. de disc. El material rocoso decolorado extremadamente es más débil que en su condición sana.
III MODERADA	Menos de la mitad del mat. rocoso esta descomp. y/o desintegrado a un suelo la roca sana o decolorada se presenta como un marco continuo o como núcleo rocoso.
IV MUY ALTERD.	Mas de la mitad del mat. rocoso esta descomp. y/o desintegrado a un suelo. La roca sana o decolorada se presenta como un núcleo rocoso.
V DESCOMPU.	Todo el material rocoso esta descomp. y/o desintegrado a suelo. La estructura original de la masa rocosa aun se conserva intacta.

ABREVIA.	ESPACIAMIENTO
1	> 2 m
2	0.6 - 2 m
3	X 0.2 - 0.6 m
4	0.06 - 0.2 m
5	< 0.06 m

ABREVIATURAS DE TIPOS DE RELLENO	
Ox	X OXIDO
Bx	BRECHA
Arc	ARCILLA
Pnz	PANIZO
Cal	X CALCITA

COMENTARIOS ADICIONALES	
En general la roca se rompe más de dos golpes de picota, esto como resultado de la prueba de la picota en 10 puntos del frente de talud.	

PROYECTO JONGOS
DATOS DE MAPEO GEOMECANICO

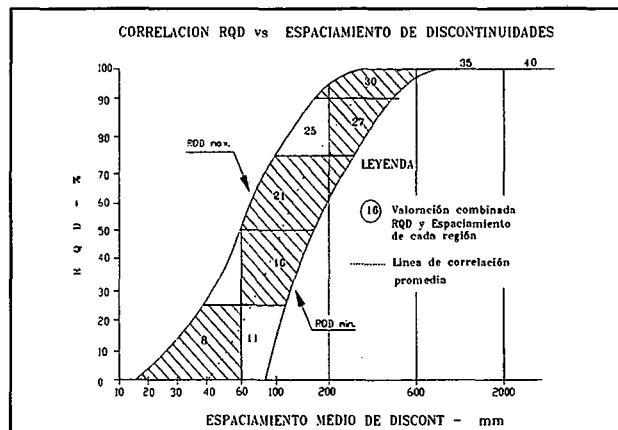
LUGAR: **JONGOS-PAMPAS-PALLASCA-ANCASH**
COORD.: **194955E ; 9102647N (P SAD 56)**
ESTACION: **E-15 (Superficial)**

POR: **EVC/DDG**
FECHA: **Marzo, 2007**
HOJA: **15 de 21**

N° ESTACION	ORIENTACION DE LA CARA		TRAMO		VALORACION DEL MACIZO ROCOSO (R.M.R.)									
	DIR. BUZAMIENTO	BUZAMIENTO	DESDE	HASTA	PARAMETRO					RANGO DE VALORES				
E-15	290	70	0	30						VALOR ESTIMADO				
TIPO DE ROCA					FRECUENCIA FRACTURA									
A		%	B		%	N° Fract. / ml.		R. COMPRES. UNIAxIAL (MPa)						
CALIZAS		95	ALTERACION		5	03 a 10		RQD %						
								ESPACIAMIENTO (m)						
TIPO	ORIENTACION		RELLENO		COMENTARIOS		CONDICION DE JUNTAS							
ESTRUC.	DIR. BUZAMIENT.(°)	BUZAMIENTO (°)	ESPACIAMIENTO	TIPO	ESPESOR			PERSISTENCIA	ABERTURA	RUGOSIDAD	RELLENO	ALTERACION	AGUA SUBTERRANEA	
J	41	73	3	Ox/Cal	< 5 mm	Sistema 1		<1m long. (6)	Cerrada (6)	Muy rugosa (6) X	Limpia (6)	Sana (6)	Seco (15) X	4
J	151	75	3	Ox	< 5 mm	Sistema 2		1-3 m Long. (4) X	<0.1mm apert. (5)	Rugosa (5)	Duro < 5mm (4)	Lig. Alterada. (5) X	humedo (10)	2
								3-10m (2)	0.1-1.0mm (4) X	Lig.rugosa (3)	Lig. > 5mm (2)	Mod.Alterada. (3)	Mojado (7)	1
								10-20 m (1)	1-5 mm (1)	lisa (1)	Suave < 5 mm. (1)	Muy Alterada. (2)	Soteo (4)	4
								> 20 m (0)	> 5 mm (0)	Espejo de falla (0)	Suave > 5 mm (0)	Descompuesta (0)	Frijo (0)	5
VALOR TOTAL RMR (suma de valoracion de 1 al 5)														52
CLASE DE MACIZO ROCOSO														
RMR		100 - 81		80 - 61		60 - 41		40 - 21		20 - 0				
DESCRIPCION		I MUY BUENA		II BUENA		III REGULAR		IV MALA		V MUY MALA		III		

GRADO	INDICE DE RESISTENCIAS IDENTIFICACION DE CAMPO	RANGO RESIS. COMP. Mpa
R1	Deleznable con golpes firmes con la punta de martillo de geólogo se desoncha con una cuchilla	1,0 - 5,0
R2	Se desoncha con dificultad con cuchilla. Marcas poco profundas en la roca con golpe firme del martillo (de punta)	5 - 25
R3	No se raya ni desoncha con cuchillo. La muestra se rompe con golpe firme del martillo	25 - 50
R4	La muestra se rompe con mas de un golpe del martillo	50 - 100
R5	Se requiere varios golpes de martillo para romper la muestra	100 - 250
R6	Solo se rompe esquirlas de la muestra con el martillo	> 250

GRADO	INDICE DE ALTERACION DESCRIPCION
I SANA	Ningún signo de alteración en el material rocoso. Quizás lig. decoloración sobre superficies de discontinuidades principales
II LIGERO	La decoloración indica alteración. del material rocoso y superf. de disc. El material rocoso descolorido extremadamente es más débil que en su condición sana.
III MODERADA	Menos de la mitad del mat. rocoso esta descomp. y/o desintegrado a un suelo la roca sana o decolorada se presenta como un marco continuo o como núcleo rocoso.
IV MUY ALTERD.	Mas de la mitad del mat. rocoso esta descomp. y/o desintegrado a un suelo. La roca sana o decolorada se presenta como un núcleo rocoso.
V DESCOMPU.	Todo el material rocoso esta descomp. y/o desintegrado a suelo. La estructura original de la masa rocosa aun se conserva intacta.



ABREVI.	ESPACIAMIENTO
1	> 2 m
2	0.6 - 2 m
3 X	0.2 - 0.6 m
4	0.06 - 0.2 m
5	< 0.06 m

ABREVIATURAS DE TIPOS DE RELLENO
Ox X OXIDO
Bx BRECHA
Arc ARCILLA
Pnz PANIZO
Cal X CALCITA

ABREVIACION DE TIPO DE ROCA	
Mz	Monzonita
Gr	Granito
Cz X	Caliza
Di	Diorita
Ar	Arenisca
Vo	Pórfido Riolítico

ABREVIATURAS DE TIPOS DE ESTRUCTURAS	
J X	JUNTAS
F	FALLA
V	VETA
E	ESTRATO
V	VENILLA
Gt	GRIETAS

COMENTARIOS ADICIONALES
En general la roca se rompe más de dos golpes de picota, esto como resultado de la prueba de la picota en 10 puntos del frente de talud.

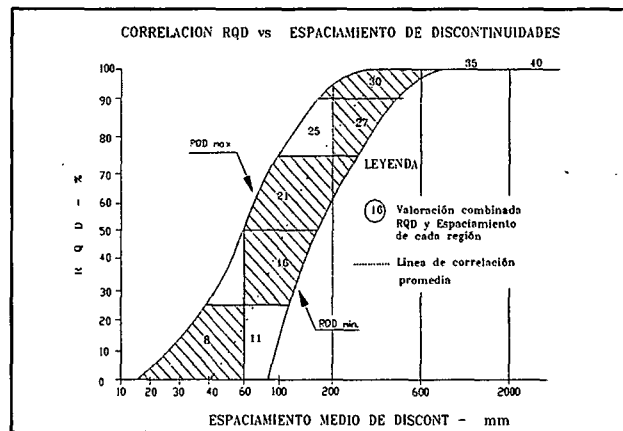
PROYECTO JONGOS
DATOS DE MAPEO GEOMECANICO

LUGAR: **JONGOS-PAMPAS- PALLASCA-ANCASH**
COORD.: **194955E ; 9102338N (P SAD 56)**
ESTACION: **E-16 (Superficial)**

POR: **EVC/DDG**
FECHA: **Marzo, 2007**
HOJA: **16 de 21**

N° ESTACION	ORIENTACION DE LA CARA		TRAMO		VALORACION DEL MACIZO ROCOSO (R.M.R.)																		
	DIR. BUZAMIENTO	BUZAMIENTO	DESDE	HASTA	PARAMETRO					RANGO DE VALORES					VALORACI.								
E-16	250	60	0	30						VALOR ESTIMADO													
TIPO DE ROCA				FRECUENCIA FRACTURA																			
A		%	B		%	N° Fract. / ml.		R. COMPRES. UNIAXIAL (MPa)		>250	(15)	100-250	(12)	X	50-100	(7)	25-50	(4)	<25(2)	<5(1)	<1(0)	1	7
CALIZAS		95	ALTERACION		5	03 a 10		RQD %		30-100	(20)	75-90	(17)	X	50-75	(13)	25-50	(8)	<25	(3)	2	13	
TIPO		ORIENTACION		RELLENO		COMENTARIOS		ESPACIAMIENTO (m)		>2	(20)	0,6-2	(15)	X	0,2-0,6	(10)	0,06-0,2	(8)	<0,06	(5)	3	10	
ESTRUC.	DIR. BUZAMIENT. (°)	BUZAMIENTO (°)	ESPACIAMIENTO	TIPO	ESPESOR			CONDICION DE JUNTAS		PERSISTENCIA	<1m long.	(6)	1-3 m Long.	(4)	X	3-10m	(2)	10-20 m	(1)	> 20 m	(0)	4A	2
J	311	69	3	Ox /Cal	< 5 mm	Sistema 1		ABERTURA		Cerrada	(6)	<0.1mm apert.	(5)	X	0.1-1.0mm	(4)	1- 5 mm	(1)	> 5 mm	(0)	4B	1	
J	246	68	3	Ox /Cal	< 5 mm	Sistema 2		RUGOSIDAD		Muy rugosa	(6)	X	Rugosa	(5)	Lig.rugosa	(3)	Jsa	(1)	Espejo de falla	(0)	4C	5	
								RELLENO		Limpia	(6)	X	Duro < 5mm	(4)	Duro> 5mm	(2)	Suave < 5 mm	(1)	Suave > 5 mm	(0)	4D	4	
								ALTERACION		Sana	(6)	X	Lig. Alterada.	(5)	Mod.Alterada.	(3)	Muy Alterada.	(2)	Descompuesta	(0)	4E	3	
								AGUA SUBTERRANEA		Seco	(15)	X	Humedo	(10)	Mojado	(7)	Goteo	(4)	Flujo	(0)	5	10	
VALOR TOTAL RMR (suma de valoracion de 1 al 5)																							55
CLASE DE MACIZO ROCOSO																							
RMR		100 - 81	80 - 61		60 - 41		40 - 21		20 - 0													III	
DESCRIPCION		I MUY BUENA	II BUENA		III REGULAR		IV MALA		V MUY MALA														

GRADO	INDICE DE RESISTENCIAS IDENTIFICACION DE CAMPO	RANGO RESIS. COMP. Mpa
R1	Deleznable con golpes firmes con la punta de martillo de geólogo se desconcha con una cuchilla	1,0 - 5,0
R2	Se desconcha con dificultad con cuchilla. Marcas poco profundas en la roca con golpe firme del martillo (de punta)	5 - 25
R3	No se raya ni desconcha con cuchillo. La muestra se rompe con golpe firme del martillo	25 - 50
R4	La muestra se rompe con mas de un golpe del martillo	50 - 100
R5	Se requiere varios golpes de martillo para romper la muestra	100 - 250
R6	Solo se rompe esquirlas de la muestra con el martillo	> 250



ABREVIACION DE TIPO DE ROCA	
Mz	Monzonita
Gr	Granito
Cz	X Caliza
Di	Diorita
Ar	Arenisca
Vo	Pórfido Riolítico

ABREVIATURAS DE TIPOS DE ESTRUCTURAS	
J	X JUNTAS
F	FALLA
V	VETA
E	ESTRATO
V	VENILLA
Gt	GRIETAS

GRADO	INDICE DE ALTERACION DESCRIPCION
I SANA	Ningún signo de alteración en el material rocoso. Quizás lig. decoloración sobre superficies de discontinuidades principales
II LIGERO	La decoloración indica alteración. del material rocoso y superf. de disc. El material rocoso descolorido extremadamente es más débil que en su condición sana.
III MODERADA	Menos de la mitad del mat. rocoso esta descomp. y/o desintegrado a un suelo la roca sana o decolorada se presenta como un marco continuo o como núcleo rocoso.
IV MUY ALTERD.	Mas de la mitad del mat. rocoso esta descomp. y/o desintegrado a un suelo. La roca sana o decolorada se presenta como un núcleo rocoso.
V DESCOMPU.	Todo el material rocoso esta descomp. y/o desintegrado a suelo. La estructura original de la masa rocosa aun se conserva intacta.

ABREVI.	ESPACIAMIENTO
1	> 2 m
2	0.6 - 2 m
3 X	0.2 - 0.6 m
4	0.06 - 0.2 m
5	< 0.06 m

ABREVIATURAS DE TIPOS DE RELLENO	
Ox	X OXIDO
Bx	BRECHA
Arc	ARCILLA
Pnz	PANIZO
Cal	X CALCITA

COMENTARIOS ADICIONALES	
En general la roca se rompe más de dos golpes de picota, esto como resultado de la prueba de la picota en 10 puntos del frente de talud.	

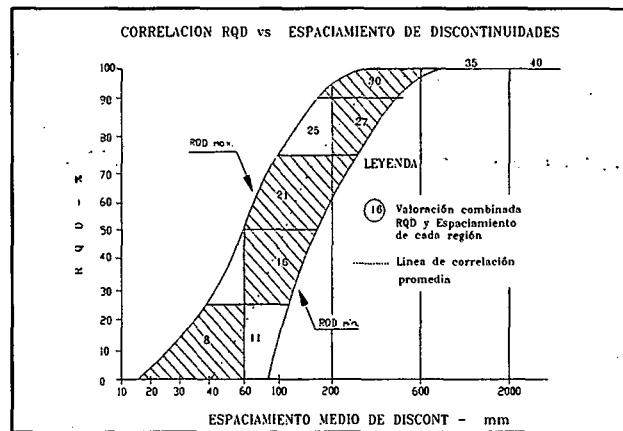
PROYECTO JONGOS
DATOS DE MAPEO GEOMECANICO

LUGAR: **JONGOS-PAMPAS- PALLASCA-ANCASH**
COORD.: **194897E ; 9102142N (P SAD 56)**
ESTACION: **E-17 (Superficial)**

POR: **EVC/DDG**
FECHA: **Marzo, 2007**
HOJA: **17 de 21**

N° ESTACION	ORIENTACION DE LA CARA		TRAMO		VALORACION DEL MACIZO ROCOSO (R.M.R.)											
	DIR. BUZAMIENTO	BUZAMIENTO	DESDE	HASTA	PARAMETRO					RANGO DE VALORES					VALORACI.	
E-17	325	80	0	30						VALOR ESTIMADO						
TIPO DE ROCA				FRECUECIA FRACTURA												
A	%	B	%	N° Fract. / ml.	R. COMPRES. UNIAXIAL (MPa)											
CALIZAS	95	ALTERACION	5	03 a 10	RQD %	>250 (15)	100-250 (12)	X 50-100 (7)	25-50 (4)	<25 (2)	<5(1)	<1(0)	1	7		
TIPO ESTRUCT.	ORIENTACION	RELLENO	ESPACIAMIENTO	COMENTARIOS	ESPACIAMIENTO (m)	>2 (20)	0.6-2 (15)	X 0.2-0.6 (10)	0.06-0.2 (8)	< 0.06 (5)	3	10				
J	311	69	3	Ox / Cal < 5 mm	Sistema 1	CONDICION DE JUNTAS	PERSISTENCIA	<1m long. (6)	1-3 m Long. (4)	X 3-10m (2)	10-20 m (1)	> 20 m (0)	4A	2		
J	246	68	3	Ox / Cal < 5 mm	Sistema 2	CONDICION DE JUNTAS	ABERTURA	Cerrada (6)	<0.1mm apart. (5)	X 0.1-1.0mm (4)	1-5 mm (1)	> 5 mm (0)	4B	1		
						CONDICION DE JUNTAS	RUGOSIDAD	Muy rugosa (6)	X Rugosa (5)	Lig.rugosa (3)	Lisa (1)	Espejo de falla (0)	4C	5		
						CONDICION DE JUNTAS	RELLENO	Limpia (6)	X Duro < 5mm (4)	Duro > 5mm (2)	Suave < 5 mm (1)	Suave > 5 mm (0)	4D	4		
						CONDICION DE JUNTAS	ALTERACION	Sana (6)	X Ujg. Alterada. (5)	Mod.Alterada. (3)	Muy Alterada. (2)	Descompuesta (0)	4E	3		
						AGUA SUBTERRANEA	Seco (15)	X Humedo (10)	Mojado (7)	Goteo (4)	Flujo (0)	5	10			
VALOR TOTAL RMR (suma de valoracion de 1 al 5)														55		
CLASE DE MACIZO ROCOSO																
RMR		100 - 81	80 - 61	60 - 41	40 - 21	20 - 0									III	
DESCRIPCION		I MUY BUENA	II BUENA	III REGULAR	IV MALA	V MUY MALA										

GRADO	INDICE DE RESISTENCIAS IDENTIFICACION DE CAMPO	RANGO RESIS. COMP. Mpa
R1	Deleznable con golpes firmes con la punta de martillo de geólogo se desconcha con una cuchilla	1,0 - 5,0
R2	Se desconcha con dificultad con cuchilla. Marcas poco profundas en la roca con golpe firme del martillo (de punta)	5 - 25
R3	No se raya ni desconcha con cuchillo. La muestra se rompe con golpe firme del martillo	25 - 50
R4	La muestra se rompe con mas de un golpe del martillo	50 - 100
R5	Se requiere varios golpes de martillo para romper la muestra	100 - 250
R6	Solo se rompe esquirirlas de la muestra con el martillo	> 250



ABREVIACION DE TIPO DE ROCA	
Mz	Monzonita
Gr	Granito
Cz	X Caliza
Di	Diorita
Ar	Arenisca
Va	Pórfido Riolítico

ABREVIATURAS DE TIPOS DE ESTRUCTURAS	
J	X JUNTAS
F	FALLA
V	VETA
E	ESTRATO
V	VENILLA
GI	GRIETAS

GRADO	INDICE DE ALTERACION DESCRIPCION
I SANA	Ningún signo de alteración en el material rocoso. Quizás lig. decoloración sobre superficies de discontinuidades principales
II LIGERO	La decoloración indica alteración. del material rocoso y superf. de disc. El material rocoso descolorido extremadamente es más débil que en su condición sana.
III MODERADA	Menos de la mitad del mat. rocoso esta descomp. y/o desintegrado a un suelo la roca sana o decolorada se presenta como un marco continuo o como núcleo rocoso.
IV MUY ALTERD.	Mas de la mitad del mat. rocoso esta descomp. y/o desintegrado a un suelo. La roca sana o decolorada se presenta como un núcleo rocoso.
V DESCOMP.	Todo el material rocoso esta descomp. y/o desintegrado a suelo. La estructura original de la masa rocosa aun se conserva intacta.

ABREVI. ESPACIAMIENTO	
1	> 2 m
2	0.6 - 2 m
3	X 0.2 - 0.6 m
4	0.06 - 0.2 m
5	< 0.06 m

ABREVIATURAS DE TIPOS DE RELLENO	
Ox	X OXIDO
Bx	BRECHA
Arc	ARCILLA
Pnz	PANIZO
Cal	X CALCITA

COMENTARIOS ADICIONALES	
En general la roca se rompe más de dos golpes de picota, esto como resultado de la prueba de la picota en 10 puntos del frente de talud.	

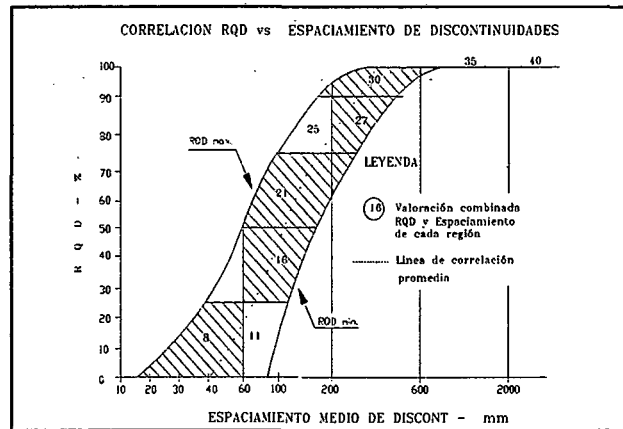
PROYECTO JONGOS
DATOS DE MAPEO GEOMECANICO

LUGAR: **JONGOS-PAMPAS- PALLASCA-ANCASH**
COORD.: **194750E ; 9101983N (P SAD 56)**
ESTACION: **E-18 (Superficial)**

POR: **EVC/DDG**
FECHA: **Marzo, 2007**
HOJA: **18 de 21**

N° ESTACION	ORIENTACION DE LA CARA		TRAMO		VALORACION DEL MACIZO ROCOSO (R.M.R.)											
	DIR. BUZAMIENTO	BUZAMIENTO	DESDE	HASTA	PARAMETRO					RANGO DE VALORES					VALORACI.	
E-18	250	80	0	30						VALOR ESTIMADO						
TIPO DE ROCA				FRECUENCIA FRACTURA												
A	%	B	%	N°Fract. / ml.	R. COMPRES. UNIAxIAL (MPa)											
CALIZAS	95	ALTERACION	5	03 a 10	RQD %											
TIPO	ORIENTACION		ESPACIAMIENTO	RELLENO		COMENTARIOS	ESPACIAMIENTO (m)									
ESTRUC.	DIR. BUZAMIENTO (°)	BUZAMIENTO (°)		TIPO	ESPESOR											
J	164	80	3	Ox/Cal	< 5 mm	Sistema 2	CONDICION DE JUNTAS									
J	199	60	3	Ox/Cal	< 5 mm	Sistema 3	AGUA SUBTERRANEA									
VALOR TOTAL RMR (suma de valoracion de 1 al 5)															55	
CLASE DE MACIZO ROCOSO																
					RMR	100 - 81	80 - 61	60 - 41	40 - 21	20 - 0						III
					DESCRIPCION	I MUY BUENA	II BUENA	III REGULAR	IV MALA	V MUY MALA						

GRADO	INDICE DE RESISTENCIAS IDENTIFICACION DE CAMPO	RANGO RESIS. COMP. Mpa
R1	Deleznable con golpes firmes con la punta de martillo de geólogo se desconcha con una cuchilla	1,0 - 5,0
R2	Se desconcha con dificultad con cuchilla. Marcas poco profundas en la roca con golpe firme del martillo (de punta)	5 - 25
R3	No se raya ni desconcha con cuchillo. La muestra se rompe con golpe firme del martillo	25 - 50
R4	La muestra se rompe con mas de un golpe del martillo	50 - 100
R5	Se requiere varios golpes de martillo para romper la muestra	100 - 250
R6	Solo se rompe esquirlas de la muestra con el martillo	> 250



ABREVIACION DE TIPO DE ROCA	
Mz	Monzonita
Gr	Granito
Cz	X Caliza
Di	Diorita
Ar	Arenisca
Vo	Pórfido Riolítico

ABREVIATURAS DE TIPOS DE ESTRUCTURAS	
J	X JUNTAS
F	FALLA
V	VETA
E	ESTRATO
V	VENILLA
Gt	GRIETAS

GRADO	INDICE DE ALTERACION DESCRIPCION
I SANA	Ningún signo de alteración en el material rocoso. Quizás lig. decoloración sobre superficies de discontinuidades principales
II LIGERO	La decoloración indica alteración. del material rocoso y superf. de disc. El material rocoso descolorido extremadamente es más débil que en su condición sana.
III MODERADA	Menos de la mitad del mat. rocoso esta descomp. y/o desintegrado a un suelo la roca sana o decolorada se presenta como un marco continuo o como núcleo rocoso.
IV MUY ALTERD.	Mas de la mitad del mat. rocoso esta descomp. y/o desintegrado a un suelo. La roca sana o decolorada se presenta como un núcleo rocoso.
V DESCOMPU.	Todo el material rocoso esta descomp. y/o desintegrado a suelo. La estructura original de la masa rocosa aun se conserva intacta.

ABREVA.	ESPACIAMIENTO
1	> 2 m
2	0.6 - 2 m
3	X 0.2 - 0.6 m
4	0.06 - 0.2 m
5	< 0.06 m

ABREVIATURAS DE TIPOS DE RELLENO	
Ox	X OXIDO
Bx	BRECHA
Arc	ARCILLA
Pnz	PANIZO
Cal	X CALCITA

COMENTARIOS ADICIONALES	
En general la roca se rompe más de dos golpes de picota, esto como resultado de la prueba de la picota en 10 puntos del frente de talud.	

PROYECTO JONGOS
DATOS DE MAPEO GEOMECANICO

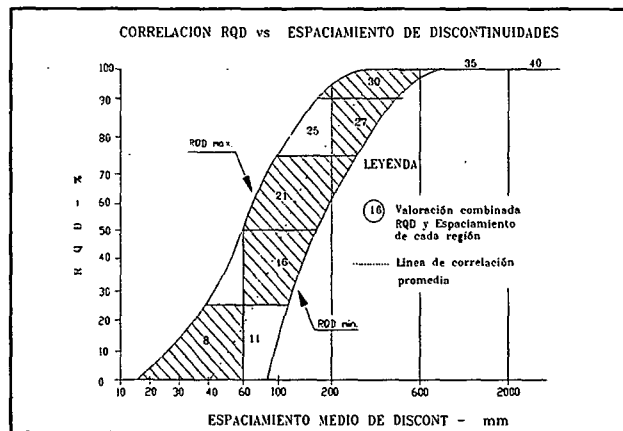
LUGAR: **JONGOS-PAMPAS- PALLASCA-ANCASH**
COORD.: **194325E ; 9102205N (P SAD 56)**
ESTACION **E-19 (Superficial)**

POR: **EVC/DDG**
FECHA: **Marzo, 2007**
HOJA: **19 de 21**

N°		ORIENTACION DE LA CARA		TRAMO		VALORACION DEL MACIZO ROCOSO (R.M.R.)												
ESTACION		DIR. BUZAMIENTO	BUZAMIENTO	DESDE	HASTA	PARAMETRO					RANGO DE VALORES					VALORACI.		
E-19		310	70	0	30													
TIPO DE ROCA					FRECUECIA FRACTURA					VALOR ESTIMADO					VALORACI.			
A		B		N° Fract. / ml.		R. COMPRES. UNIAxIAL (MPa)					RANGO DE VALORES					VALORACI.		
CALIZAS		95		ALTERACION 5		03 a 10												
TIPO	ORIENTACION		ESPACIAMIENTO	RELLENO		COMENTARIOS	ESPACIAMIENTO (m)					VALOR ESTIMADO					VALORACI.	
ESTRUC.	DIR. BUZAMIENT.(°)	BUZAMIENTO (°)		TIPO	ESPESOR													
J	259	42	3	Ox /Cal	< 5 mm	Sistema 1	PERSISTENCIA					CONDICION					VALORACI.	
J	29	76	3	Ox /Cal	< 5 mm	Sistema 2	ABERTURA					DE						
							RUGOSIDAD					JUNTAS					VALORACI.	
							RELLENO					ALTERACION						
							AGUA SUBTERRANEA										VALORACI.	
							Seco (15) X Humedo (10)					Mojado (7)						
VALOR TOTAL RMR (suma de valoracion de 1 al 5)												55						
CLASE DE MACIZO ROCOSO																		
RMR		100 - 81		80 - 61		60 - 41		40 - 21		20 - 0			III					
DESCRIPCION		I MUY BUENA		II BUENA		III REGULAR		IV MALA		V MUY MALA								

GRADO	INDICE DE RESISTENCIAS IDENTIFICACION DE CAMPO	RANGO RESIS. COMP. Mpa
R1	Deleznable con golpes firmes con la punta de martillo de geólogo se desconcha con una cuchilla	1,0 - 5,0
R2	Se desconcha con dificultad con cuchilla. Marcas poco profundas en la roca con golpe firme del martillo (de punta)	5 - 25
R3	No se raya ni desconcha con cuchillo. La muestra se rompe con golpe firme del martillo	25 - 50
R4	La muestra se rompe con mas de un golpe del martillo	50 - 100
R5	Se requiere varios golpes de martillo para romper la muestra	100 - 250
R6	Solo se rompe esquirlas de la muestra con el martillo	> 250

GRADO	INDICE DE ALTERACION DESCRIPCION
I SANA	Ningún signo de alteración en el material rocoso. Quizás lig. decoloración sobre superficies de discontinuidades principales
II LIGERO	La decoloración indica alteración. del material rocoso y superf. de disc. El material rocoso descolorido extremadamente es más débil que en su condición sana.
III MODERADA	Menos de la mitad del mat. rocoso esta descomp. y/o desintegrado a un suelo la roca sana o decolorada se presenta como un marco continuo o como núcleo rocoso.
IV MUY ALTERD.	Mas de la mitad del mat. rocoso esta descomp. y/o desintegrado a un suelo. La roca sana o decolorada se presenta como un núcleo rocoso.
V DESCOMP.	Todo el material rocoso esta descomp. y/o desintegrado a suelo. La estructura original de la masa rocosa aun se conserva intacta.



ABREVIACION DE TIPO DE ROCA	
Mz	Monzonita
Gr	Granito
Cz	X Caliza
Di	Diorita
Ar	Arenisca
Vo	Pórfido Riolitico

ABREVIATURAS DE TIPOS DE ESTRUCTURAS	
J	X JUNTAS
F	FALLA
V	VETA
E	ESTRATO
V	VENILLA
Gt	GRIETAS

ABREVI. ESPACIAMIENTO	
1	> 2 m
2	0.6 - 2 m
3	X 0.2 - 0.6 m
4	0.06 - 0.2 m
5	< 0.06 m

ABREVIATURAS DE TIPOS DE RELLENO	
Ox	X OXIDO
Bx	BRECHA
Arc	ARCILLA
Pnz	PANIZO
Cal	X CALCITA

COMENTARIOS ADICIONALES	
En general la roca se rompe más de dos golpes de picota, esto como resultado de la prueba de la picota en 10 puntos del frente de talud.	

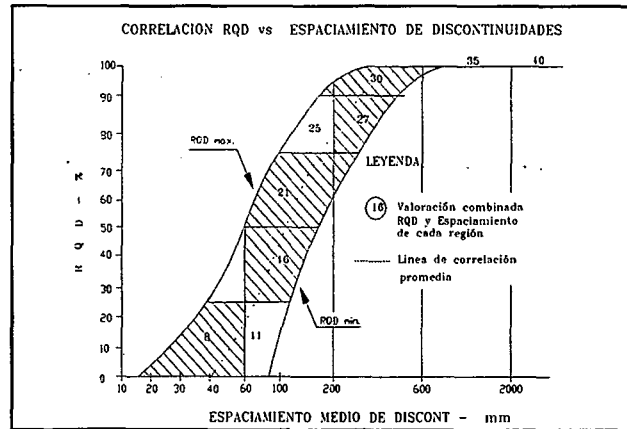
PROYECTO JONGOS
DATOS DE MAPEO GEOMECANICO

LUGAR: **JONGOS-PAMPAS- PALLASCA-ANCASH**
COORD.: **194267 E ; 9102097 N (P SAD 56)**
ESTACION **E-20 (Superficial)**

POR: **EVC/DDG**
FECHA: **Marzo, 2007**
HOJA: **20 de 21**

N° ESTACION	ORIENTACION DE LA CARA		TRAMO		VALORACION DEL MACIZO ROCOSO (R.M.R.)												
	DIR. BUZAMIENTO	BUZAMIENTO	DESDE	HASTA	PARAMETRO		RANGO DE VALORES								VALORACI.		
E-20	300	60	0	30	TIPO DE ROCA		VALOR ESTIMADO										
CALIZAS			ALTERACIÓN		FRECUENCIA FRACTURA		R. COMPRE. UNIAxIAL (MPa)		RANGO DE VALORES								
A			B		N°Fract. / ml.		RQD %		VALOR ESTIMADO								
95			5		03 a 10		RQD %		RANGO DE VALORES								
95			5		03 a 10		RQD %		RANGO DE VALORES								
TIPO ESTRUCT.	ORIENTACION		RELLENO		COMENTARIOS		CONDICION DE JUNTAS		RANGO DE VALORES								
	DIR. BUZAMIENT.(°)	BUZAMIENTO (°)	ESPACIAMIENTO	TIPO	ESPESOR				RANGO DE VALORES								
J	282	61	3	Ox/Cal	< 5 mm	Sistema 1	PERSISTENCIA	<1m long. (6)	1-3 m Long. (4)	X	3-10m (2)	10-20 m (1)	> 20 m (0)	4A	2		
J	46	68	3	Ox/Cal	< 5 mm	Sistema 2	ABERTURA	Cerrada (6)	<0.1mm apert. (5)	X	0.1-1.0mm (4)	1-5 mm (1)	> 5 mm (0)	4B	1		
							RUGOSIDAD	Muy rugosa (6)	X	Rugosa (5)	Lig.rugosa (3)	Lisa (1)	Espejo de falla (0)	4C	5		
							RELLENO	Limpia (6)	X	Duro < 5mm (4)	Duro > 5mm (2)	Suave < 5 mm (1)	Suave > 5 mm (0)	4D	4		
							ALTERACION	Sana (6)	X	Lig.Alterada. (5)	Mod.Alterada. (2)	Muy Alterada. (1)	Descompuesta (0)	4E	3		
							AGUA SUBTERRANEA	Seco (15)	X	Humedo (10)	Mojado (7)	Goteo (4)	Flujo (0)	5	10		
VALOR TOTAL RMR (suma de valoracion de 1 al 5)															55		
CLASE DE MACIZO ROCOSO																	
RMR		100 - 81	80 - 61	60 - 41	40 - 21	20 - 0											
DESCRIPCION		I MUY BUENA	II BUENA	III REGULAR	IV MALA	V MUY MALA											

GRADO	INDICE DE RESISTENCIAS IDENTIFICACION DE CAMPO	RANGO RESIS. COMP. Mpa
R1	Deleznable con golpes firmes con la punta de martillo de geólogo se desconcha con una cuchilla	1.0 - 5.0
R2	Se desconcha con dificultad con cuchilla. Marcas poco profundas en la roca con golpe firme del martillo (de punta)	5 - 25
R3	No se raya ni desconcha con cuchillo. La muestra se rompe con golpe firme del martillo	25 - 50
R4	La muestra se rompe con mas de un golpe del martillo	50 - 100
R5	Se requiere varios golpes de martillo para romper la muestra	100 - 250
R6	Solo se rompe esquirlas de la muestra con el martillo	> 250



ABREVIACION DE TIPO DE ROCA	
Mz	Monzonita
Gr	Granito
Cz	X Caliza
Di	Diorita
Ar	Arenisca
Vo	Pórfido Riolítico

ABREVIATURAS DE TIPOS DE ESTRUCTURAS	
J	X JUNTAS
F	FALLA
V	VETA
E	ESTRATO
V	VENILLA
Gt	GRIETAS

GRADO	INDICE DE ALTERACION DESCRIPCION
I SANA	Ningún signo de alteración en el material rocoso. Quizás lig. decoloración sobre superficies de discontinuidades principales
II LIGERO	La decoloración indica alteración del material rocoso y superf. de disc. El material rocoso descolorido extremadamente es más débil que en su condición sana.
III MODERADA	Menos de la mitad del mat. rocoso esta descomp. y/o desintegrado a un suelo la roca sana o decolorada se presenta como un marco continuo o como núcleo rocoso.
IV MUY ALTERD.	Mas de la mitad del mat. rocoso esta descomp. y/o desintegrado a un suelo. La roca sana o decolorada se presenta como un núcleo rocoso.
V DESCOMPU.	Todo el material rocoso esta descomp. y/o desintegrado a suelo. La estructura original de la masa rocosa aun se conserva intacta.

ABREVA. ESPACIAMIENTO	
1	> 2 m
2	0.6 - 2 m
3	X 0.2 - 0.6 m
4	0.06 - 0.2 m
5	< 0.06 m

ABREVIATURAS DE TIPOS DE RELLENO	
Ox	X OXIDO
Bx	BRECHA
Arc	ARCILLA
Pnz	PANIZO
Cal	X CALCITA

COMENTARIOS ADICIONALES	
En general la roca se rompe	
más de dos golpes de picota, esto como	
resultado de la prueba de la picota en	
10 puntos del frente de talud.	

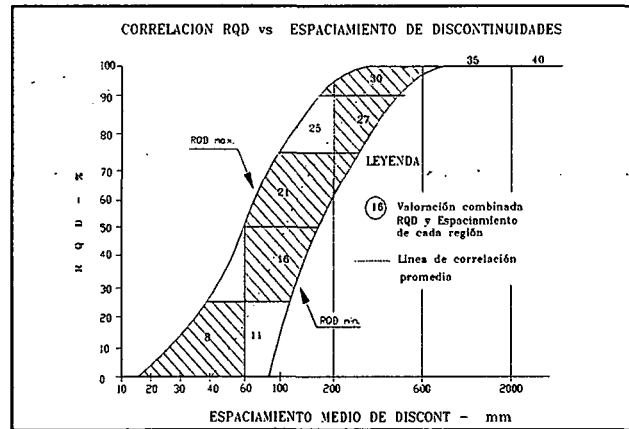
PROYECTO JONGOS
DATOS DE MAPEO GEOMECANICO

LUGAR: **JONGOS-PAMPAS- PALLASCA-ANCASH**
COORD.: **194176 E ; 9101908 N (P SAD 56)**
ESTACION **E-21 (Superficial)**

POR: **EVC/DDG**
FECHA: **Marzo, 2007**
HOJA: **21 de 21**

Nº ESTACION	ORIENTACION DE LA CARA		TRAMO		VALORACION DEL MACIZO ROCOSO (R.M.R.)																	
	DIR. BUZAMIENTO	BUZAMIENTO	DESDE	HASTA	PARAMETRO		RANGO DE VALORES										VALORACI.					
E-21	280	60	0	30			VALOR ESTIMADO															
TIPO DE ROCA					FRECUENCIA FRACTURA																	
A		%	B		%	N°Fract. / ml.	R. COMPRES. UNIAXIAL (MPa)	>250	(15)	100-250	(12)	X	50-100	(7)	25-50	(4)	<25(2)	<5(1)	<1(0)	1	7	
CALIZAS		95	ALTERACIÓN		5	03 a 10	RQD %	90-100	(20)	75-90	(17)	X	50-75	(13)	25-50	(8)	<25	(3)	2	13		
TIPO ESTRUCT.	ORIENTACION		ESPACIAMIENTO	RELLENO		COMENTARIOS	ESPACIAMIENTO (m)		>2	(20)	0,6-2	(15)	X	0,2-0,6	(10)	0,06-0,2	(8)	< 0,06	(5)	3	10	
	DIR. BUZAMIENT.(°)	BUZAMIENTO (°)		TIPO	ESPESOR		PERSISTENCIA	<1m long.	(6)	1-3 m Long.	(4)	X	3-10m	(2)	10-20 m	(1)	> 20 m	(0)	4A	2		
J	233	66	3	Ox/Cal	< 5 mm	Sistema 1	CONDICION DE JUNTAS	ABERTURA	Cerrada	(6)	<0.1mm apert.	(5)	X	0.1-1.0mm	(4)	X	1 - 5 mm	(1)	> 5 mm	(0)	4B	1
J	140	64	3	Ox/Cal	< 5 mm	Sistema 2	RUGOSIDAD	Muy rugosa	(6)	X	Rugosa	(5)	Lig.rugosa	(3)	Lisa	(1)	Espejo de falla	(0)	4C	5		
							RELLENO	Limpia	(6)	X	Duro < 5mm	(4)	Duro > 5mm	(2)	Suave < 5 mm	(1)	Suave > 5 mm	(0)	4D	4		
							ALTERACION	Sana	(6)	X	Lig. Alterada.	(5)	Mod.Alterada.	(3)	Muy Alterada.	(2)	Descompuesta	(0)	4E	3		
							AGUA SUBTERRANEA	Seco	(15)	X	Humedo	(10)	Mojado	(7)	Goteo	(4)	Flujo	(0)	5	10		
VALOR TOTAL RMR (suma de valoracion de 1 al 5)																					55	
CLASE DE MACIZO ROCOSO																						
RMR		100 - 81	80 - 61	60 - 41	40 - 21	20 - 0																
DESCRIPCION		I MUY BUENA	II BUENA	III REGULAR	IV MALA	V MUY MALA																

GRADO	INDICE DE RESISTENCIAS IDENTIFICACION DE CAMPO	RANGO RESIS. COMP. Mpa
R1	Deleznable con golpes firmes con la punta de martillo de geólogo se desconcha con una cuchilla	1,0 - 5,0
R2	Se desconcha con dificultad con cuchilla. Marcas poco profundas en la roca con golpe firme del martillo (de punta)	5 - 25
R3	No se raya ni desconcha con cuchillo. La muestra se rompe con golpe firme del martillo	25 - 50
R4	La muestra se rompe con mas de un golpe del martillo	50 - 100
R5	Se requiere varios golpes de martillo para romper la muestra	100 - 250
R6	Solo se rompe esquilras de la muestra con el martillo	> 250



ABREVIACION DE TIPO DE ROCA	
Mz	Monzonita
Gr	Granito
Cz	X Caliza
Di	Diorita
Ar	Arenisca
Vo	Pórfido Riolítico

ABREVIATURAS DE TIPOS DE ESTRUCTURAS	
J	X JUNTAS
F	FALLA
V	VETA
E	ESTRATO
V	VENILLA
Gt	GRIETAS

GRADO	INDICE DE ALTERACION DESCRIPCION
I SANA	Ningún signo de alteración en el material rocoso. Quizás lig. decoloración sobre superficies de discontinuidades principales
II LIGERO	La decoloración indica alteración del material rocoso y superf. de disc. El material rocoso descolorido extremadamente es más débil que en su condición sana.
III MODERADA	Menos de la mitad del mat. rocoso está descomp. y/o desintegrado a un suelo la roca sana o decolorada se presenta como un marco continuo o como núcleo rocoso.
IV MUY ALTERD.	Más de la mitad del mat. rocoso está descomp. y/o desintegrado a un suelo. La roca sana o decolorada se presenta como un núcleo rocoso.
V DESCOMPU.	Todo el material rocoso está descomp. y/o desintegrado a suelo. La estructura original de la masa rocosa aun se conserva intacta.

ABREVIA.	ESPACIAMIENTO
1	> 2 m
2	0,6 - 2 m
3 X	0,2 - 0,6 m
4	0,06 - 0,2 m
5	< 0,06 m

ABREVIATURAS DE TIPOS DE RELLENO	
Ox	X OXIDO
Bx	BRECHA
Arc	ARCILLA
Pnz	PANIZO
Cal	X CALCITA

COMENTARIOS ADICIONALES	
En general la roca se rompe más de dos golpes de picota, esto como resultado de la prueba de la picota en 10 puntos del frente de talud.	

B.2 ENSAYOS DE LABORATORIO Y CAMPO

**ENSAYO DE RESISTENCIA A LA COMPRESION EN ROCA
ASTM D-3148**

PROYECTO : ESTABILIDAD DE TALUDES DEL TAJO JONGOS
SOLICITADO : CIA. MINERA SAN SIMON
UBICACIÓN : PAMPAS-PALLASCA-ANCASH
FECHA : JUNIO-2007

MUESTRA : M-1 **DIAMETRO(cm)** : 4.00
LITOLOGIA : ROCA CALIZA **ALTURA(cm)** : 8.00
UBICACIÓN : ESTACION GEOMECANICA E-16
PROF(m) : REPRESENTATIVA

DESCRIPCION: Roca Sedimentaria - Caliza
Color gris, roca dura
Menor Alteracion

Prensa hidraulica utilizada **12 Tn- CARVER**

Muestra	Profundidad(m)	Fuerza(Kg)	Area (cm2)	Resistencia a la compresion simple(Mpa)
Roca Caliza	Representativa	887.29	12.60	70.42

Observaciones:

Peso : 273.00 gr
Volumen : 101.83 cm3
Densidad : 2.68 g/cm3

**ENSAYO DE RESISTENCIA A LA COMPRESION EN ROCA
ASTM D-3148**

PROYECTO : ESTABILIDAD DE TALUDES DEL TAJO JONGOS
SOLICITADO : CIA. MINERA SAN SIMON
UBICACIÓN : PAMPAS-PALLASCA-ANCASH
FECHA : JUNIO-2007

MUESTRA : M-2
LITOLOGIA : ROCA CALIZA
UBICACIÓN : ESTACION GEOMECANICA E-14
PROF(m) : REPRESENTATIVA

DIAMETRO(cm) : 4.00
ALTURA(cm) : 8.00

DESCRIPCION: Roca Sedimentaria - Caliza

Color gris, roca dura

Menor Alteracion

Prensa hidraulica utilizada	12 Tn- CARVER
-----------------------------	---------------

Muestra	Profundidad(m)	Fuerza(Kg)	Area (cm2)	Resistencia a la compresion simple(Mpa)
Roca Caliza	Representativa	458.14	12.60	36.36

Observaciones:

Peso : 216.13 gr
Volumen : 87.5 cm3
Densidad : 2.47 g/cm3

**ENSAYO DE RESISTENCIA A LA COMPRESION EN ROCA
ASTM D-3148**

PROYECTO : ESTABILIDAD DE TALUDES DEL TAJO JONGOS
SOLICITADO : CIA. MINERA SAN SIMON
UBICACIÓN : PAMPAS-PALLASCA-ANCASH
FECHA : JUNIO-2007

MUESTRA : M-3
LITOLOGÍA : ROCA CALIZA
UBICACIÓN : ESTACION GEOMECANICA E-19
PROF(m) : REPRESENTATIVA

DIAMETRO(cm) : 4.00
ALTURA(cm) : 8.00

DESCRIPCION: Roca Sedimentaria - Caliza
Color gris, roca dura
Menor Alteracion

Prensa hidraulica utilizada 12 Tn- CARVER

Muestra	Profundidad(m)	Fuerza(Kg)	Area (cm2)	Resistencia a la compresion simple(Mpa)
Roca Caliza	Representativa	1056.13	12.60	83.82

Observaciones:

Peso : 267.96 gr
Volumen : 101.5 cm3
Densidad : 2.64 g/cm3

**ENSAYO DE RESISTENCIA A LA COMPRESION EN ROCA
ASTM D-3148**

PROYECTO : ESTABILIDAD DE TALUDES DEL TAJO JONGOS
SOLICITADO : CIA. MINERA SAN SIMON
UBICACIÓN : PAMPAS-PALLASCA-ANCASH
FECHA : JUNIO-2007

MUESTRA : M-4
LITOLOGÍA : ROCA CALIZA
UBICACIÓN : ESTACION GEOMECANICA E-2
PROF(m) : REPRESENTATIVA

DIAMETRO(cm) : 4.00
ALTURA(cm) : 8.00

DESCRIPCION: Roca Sedimentaria - Caliza

Color gris, roca dura

Menor Alteracion

Prensa hidraulica utilizada	12 Tn- CARVER
-----------------------------	---------------

Muestra	Profundidad(m)	Fuerza(Kg)	Area (cm2)	Resistencia a la compresion simple(Mpa)
Roca Caliza	Representativa	1318.84	12.60	104.67

Observaciones:

Peso : 272.12 gr
Volumen : 102.3 cm3
Densidad : 2.66 g/cm3

**ENSAYO DE RESISTENCIA A LA COMPRESION EN ROCA
ASTM D-3148**

PROYECTO : ESTABILIDAD DE TALUDES DEL TAJO JONGOS
SOLICITADO : CIA. MINERA SAN SIMON
UBICACIÓN : PAMPAS-PALLASCA-ANCASH
FECHA : JUNIO-2007

MUESTRA : M-5
LITOLOGIA : ROCA CALIZA
UBICACIÓN : ESTACION GEOMECANICA E-3
PROF(m) : REPRESENTATIVA

DIAMETRO(cm) : 4.00
ALTURA(cm) : 8.00

DESCRIPCION: Roca Sedimentaria - Caliza
Color gris, roca dura
Menor Alteracion

Prensa hidraulica utilizada			12 Tn- CARVER	
Muestra	Profundidad(m)	Fuerza(Kg)	Area (cm2)	Resistencia a la compresion simple(Mpa)
Roca Caliza	Representativa	1199.90	12.60	95.23

Observaciones:

Peso : 249.48 gr
Volumen : 99.00 cm3
Densidad : 2.52 g/cm3

**ENSAYO DE RESISTENCIA A LA COMPRESION EN ROCA
ASTM D-3148**

PROYECTO : ESTABILIDAD DE TALUDES DEL TAJO JONGOS
SOLICITADO : CIA. MINERA SAN SIMON
UBICACIÓN : PAMPAS-PALLASCA-ANCASH
FECHA : JUNIO-2007

MUESTRA : M-6
LITOLOGIA : ROCA CALIZA
UBICACIÓN : ESTACION GEOMECANICA E-6
PROF(m) : REPRESENTATIVA

DIAMETRO(cm) : 4.00
ALTURA(cm) : 8.00

DESCRIPCION: Roca Sedimentaria - Caliza
Color grís, roca dura
Menor Alteracion

Prensa hidraulica utilizada			12 Tn- CARVER	
Muestra	Profundidad(m)	Fuerza(Kg)	Area (cm2)	Resistencia a la compresion simple(Mpa)
Roca Caliza	Representativa	1237.32	12.60	98.20

Observaciones:

Peso : 265.63 gr
Volumen : 101.00 cm3
Densidad : 2.63 g/cm3

**ENSAYO DE RESISTENCIA A LA COMPRESION EN ROCA
ASTM D-3148**

PROYECTO : ESTABILIDAD DE TALUDES DEL TAJO JONGOS
SOLICITADO : CIA. MINERA SAN SIMON
UBICACIÓN : PAMPAS-PALLASCA-ANCASH
FECHA : JUNIO-2007

MUESTRA : M-7
LITOLOGIA : ROCA CALIZA
UBICACIÓN : ESTACION GEOMECANICA E-18
PROF(m) : REPRESENTATIVA

DIAMETRO(cm) : 4.00
ALTURA(cm) : 8.00

DESCRIPCION: Roca Sedimentaria - Caliza

Color gris, roca dura

Menor Alteracion

Prensa hidraulica utilizada			12 Tn- CARVER	
Muestra	Profundidad(m)	Fuerza(Kg)	Area (cm ²)	Resistencia a la compresion simple(Mpa)
Roca Caliza	Representativa	883.76	12.60	70.14

Observaciones:

Peso : 264.67 gr
Volumen : 99.5 cm³
Densidad : 2.66 g/cm³

ROMA
INGENIERIA - ANDINA
HUBALDO V. MARTEL INGENIERIA ANDINA S.A.C.

[Signature]
Obed Ysai Rosales Salazar
Gerente General



**ENSAYO DE RESISTENCIA A LA COMPRESION EN ROCA
ASTM D-3148**

PROYECTO : ESTABILIDAD DE TALUDES DEL TAJO JONGOS
SOLICITADO : CIA. MINERA SAN SIMON
UBICACIÓN : PAMPAS-PALLASCA-ANCASH
FECHA : JUNIO-2007

MUESTRA : M-8
LITOLOGIA : ROCA CALIZA
UBICACIÓN : ESTACION GEOMECANICA E-21
PROF(m) : REPRESENTATIVA

DIAMETRO(cm) : 4.00
ALTURA(cm) : 8.00

DESCRIPCION: Roca Sedimentaria - Caliza
Color gris, roca dura
Menor Alteracion

Prensa hidraulica utilizada 12 Tn- CARVER

Muestra	Profundidad(m)	Fuerza(Kg)	Area (cm2)	Resistencia a la compresion simple(Mpa)
Roca Caliza	Representativa	984.94	12.60	78.17

Observaciones:

Peso : 506.58 gr
Volumen : 196.35 cm3
Densidad : 2.58 g/cm3

**ENSAYO DE RESISTENCIA A LA COMPRESION EN ROCA
ASTM D-3148**

PROYECTO : ESTABILIDAD DE TALUDES DEL TAJO JONGOS
SOLICITADO : CIA. MINERA SAN SIMON
UBICACIÓN : PAMPAS-PALLASCA-ANCASH
FECHA : JUNIO-2007

MUESTRA : M-9 **DIAMETRO(cm)** : 4.00
LITOLÓGIA : ROCA CALIZA **ALTURA(cm)** : 8.00
UBICACIÓN : ESTACION GEOMECANICA E-7
PROF(m) : REPRESENTATIVA

DESCRIPCION: Roca Sedimentaria - Caliza

Color gris, roca dura

Menor Alteracion

Prensa hidraulica utilizada			12 Tn- CARVER	
Muestra	Profundidad(m)	Fuerza(Kg)	Area (cm²)	Resistencia a la compresion simple(Mpa)
Roca Caliza	Representativa	984.94	12.60	78.17

Observaciones:

Peso : 379.04 gr
Volumen : 140.9 cm³
Densidad : 2.69 g/cm³



**ENSAYO DE RESISTENCIA A LA COMPRESION EN ROCA
ASTM D-3148**

PROYECTO : ESTABILIDAD DE TALUDES DEL TAJO JONGOS
SOLICITADO : CIA. MINERA SAN SIMON
UBICACIÓN : PAMPAS-PALLASCA-ANCASH
FECHA : JUNIO-2007

MUESTRA : M-10 **DIAMETRO(cm)** : 4.00
LITOLÓGIA : ROCA CALIZA **ALTURA(cm)** : 8.00
UBICACIÓN : ESTACION GEOMECANICA E-13
PROF(m) : REPRESENTATIVA

DESCRIPCION: Roca Sedimentaria - Caliza

Color gris, roca dura

Menor Alteracion

Prensa hidraulica utilizada			12 Tn- CARVER	
Muestra	Profundidad(m)	Fuerza(Kg)	Area (cm2)	Resistencia a la compresion simple(Mpa)
Roca Caliza	Representativa	549.99	12.60	43.65

Observaciones:

Peso : 345.87 gr
Volumen : 133.54 cm3
Densidad : 2.59 g/cm3

**ENSAYO DE RESISTENCIA A LA COMPRESION EN ROCA
ASTM D-3148**

PROYECTO : ESTABILIDAD DE TALUDES DEL TAJO JONGOS
SOLICITADO : CIA. MINERA SAN SIMON
UBICACIÓN : PAMPAS-PALLASCA-ANCASH
FECHA : JUNIO-2007

MUESTRA : M-11 **DIAMETRO(cm)** : 4.00
LITOLOGIA : ROCA CALIZA **ALTURA(cm)** : 8.00
UBICACIÓN : ESTACION GEOMECANICA E-9
PROF(m) : REPRESENTATIVA

DESCRIPCION: Roca Sedimentaria - Caliza

Color gris, roca dura

Menor Alteracion

Prensa hidraulica utilizada			12 Tn- CARVER	
Muestra	Profundidad(m)	Fuerza(Kg)	Area (cm2)	Resistencia a la compresion simple(Mpa)
Roca Caliza	Representativa	563.22	12.60	44.70

Observaciones:

Peso : 345.67 gr
Volumen : 131.43 cm3
Densidad : 2.63 g/cm3

**ENSAYOS DE CARGA PUNTUAL EN ROCA
(ASTM D 5731)**

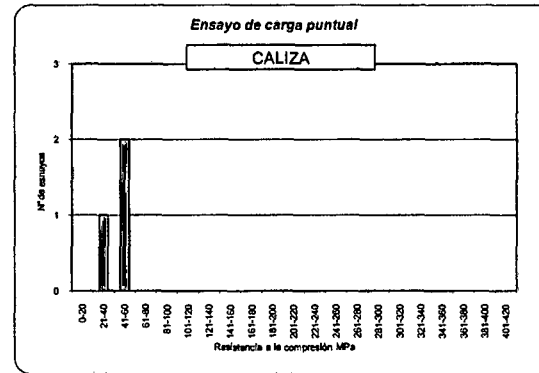
PROYECTO : ESTABILIDAD DE TALUDES DEL TAJO JONGOS
SOLICITADO : CIA. MINERA SAN SIMON
UBICACIÓN : PAMPAS-PALLASCA-ANCASH
FECHA : JUNIO - 2007

ESTACION : E-14
MUESTRA : M-2
PROFUND. : REPRESENTATIVA



Set de ensayo	N° de Muestra	Tipo de Roca	Dureza de roca (Martillo Geologo)	GEOMETRIA DE LA MUESTRA				Presión Hidraulica P _{fall} (kN)	I _s Calculado (N/mm ²)	I _s Calculado (Mpa)	I _{s(50)} Corregido (Mpa)	σ _{c1} Calculado (Mpa)	σ _{c2} Calculado (Mpa)
				Ancho (mm)	Largo (mm)	Altura (mm)	D _s ²						
01	M1	CALIZA	R3	55.00	65.00	41.00	2871.16	5.60	1.95	1.95	2.01	48.3	45.6
	M2	CALIZA	R3	60.00	90.00	35.00	2673.80	4.20	1.57	1.57	1.59	38.3	36.2
	M3	CALIZA	R3	60.00	70.00	39.00	2979.38	5.30	1.78	1.78	1.85	44.4	41.9

R1 : Roca muy débil (1.0 - 5.0) MPa
R2 : Roca débil (5.0 - 25.0) MPa
R3 : Roca media (25.0 - 50.0) MPa
R4 : Roca dura (50.0 - 100.0) MPa
R5 : Roca muy dura (100.0 - 250.0) MPa
R6 : Roca extremadamente dura (> 250.0) MPa



Indice de Carga Puntual [I_s] (MPa)

I_s(máx) = 2.0
I_s(mín) = 1.6
I_s(prom) = 1.8

Resistencia a la Compresión (MPa)

σ_c (máx) = 45.6
σ_c (mín) = 36.2
σ_c (prom) = 41.2

**ENSAYOS DE CARGA PUNTUAL EN ROCA
(ASTM D 5731)**

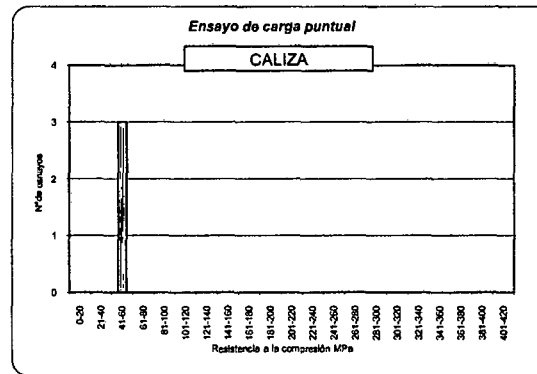
PROYECTO : ESTABILIDAD DE TALUDES DEL TAJO JONGOS
SOLICITADO : CIA. MINERA SAN SIMON
UBICACIÓN : PAMPAS-PALLASCA-ANCASH
FECHA : JUNIO - 2006

ESTACION : E-13
MUESTRA : M-10
PROFUND. : REPRESENTATIVA



Set de ensayo	N° de Muestra	Tipo de Roca	Dureza de roca (Martillo Geologo)	GEOMETRIA DE LA MUESTRA				Presión Hidráulica P _{hid} (kN)	I _s Calculado (N/mm ²)	I _s Calculado (Mpa)	I _{s(50)} Corregido (Mpa)	σ _{c1} Calculado (Mpa)	σ _{c2} Calculado (Mpa)
				Ancho (mm)	Largo (mm)	Altura (mm)	D _e ²						
01	M1	CALIZA	R4	80.00	90.00	46.00	4685.52	9.80	2.09	2.09	2.41	57.8	54.3
	M2	CALIZA	R4	75.00	90.00	45.00	4297.18	8.80	2.05	2.05	2.31	55.5	52.2
	M3	CALIZA	R4	75.00	85.00	50.00	4774.65	9.50	1.99	1.99	2.30	55.2	51.9

R1 : Roca muy débil (1.0 - 5.0) MPa
R2 : Roca débil (5.0 - 25.0) MPa
R3 : Roca media (25.0 - 50.0) MPa
R4 : Roca dura (50.0 - 100.0) MPa
R5 : Roca muy dura (100.0 - 250.0) MPa
R6 : Roca extremadamente dura (> 250.0) MPa



Indice de Carga Puntual [I_s] (MPa)

I_s(máx) = 2.4
I_s(min) = 2.3
I_s(prom) = 2.3

Resistencia a la Compresión (MPa)

σ_c (máx) = 54.3
σ_c (min) = 51.9
σ_c (prom) = 52.8



**ENSAYOS DE CARGA PUNTUAL EN ROCA
(ASTM D 5731)**

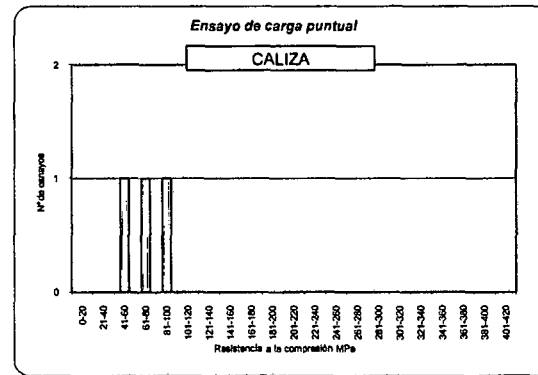
PROYECTO : ESTABILIDAD DE TALUDES DEL TAJO JONGOS
SOLICITADO : CIA. MINERA SAN SIMON
UBICACIÓN : PAMPAS-PALLASCA-ANCASH
FECHA : JUNIO - 2006

ESTACION : E-16
MUESTRA : M-1
PROFUND. : REPRESENTATIVA



Set de ensayo	N° de Muestra	Tipo de Roca	Dureza de roca (Martillo Geologo)	GEOMETRIA DE LA MUESTRA				Presión Hidráulica P_{100} (kN)	I_s Calculado (N/mm ²)	I_s Calculado (Mpa)	$I_s(90)$ Corregido (Mpa)	σ_{c1} Calculado (Mpa)	σ_{c2} Calculado (Mpa)
				Ancho (mm)	Largo (mm)	Altura (mm)	D_c^2						
01	M1	CALIZA	R4	70.00	80.00	50.00	4456.34	10.00	2.24	2.24	2.56	61.3	57.6
	M2	CALIZA	R4	70.00	84.00	45.00	4010.70	14.40	3.59	3.59	3.99	95.8	90.1
	M3	CALIZA	R4	70.00	80.00	50.00	4456.34	13.10	2.94	2.94	3.35	80.4	75.5

R1 : Roca muy débil (1.0 - 5.0) MPa
R2 : Roca débil (5.0 - 25.0) MPa
R3 : Roca media (25.0 - 50.0) MPa
R4 : Roca dura (50.0 - 100.0) MPa
R5 : Roca muy dura (100.0 - 250.0) MPa
R6 : Roca extremadamente dura (> 250.0) MPa



Indice de Carga Puntual [I_s] (MPa)

I_s (máx) = 4.0
 I_s (mín) = 2.6
 I_s (prom) = 3.3

Resistencia a la Compresión (MPa)

σ_c (máx) = 90.1
 σ_c (mín) = 57.6
 σ_c (prom) = 74.4

ROMA
INGENIERIA ANDINA
Rosales y Maruri Ingenieros S.A.
Obed Yari Rosales - Salazar
Gerente General

**ENSAYOS DE CARGA PUNTUAL EN ROCA
(ASTM D 5731)**

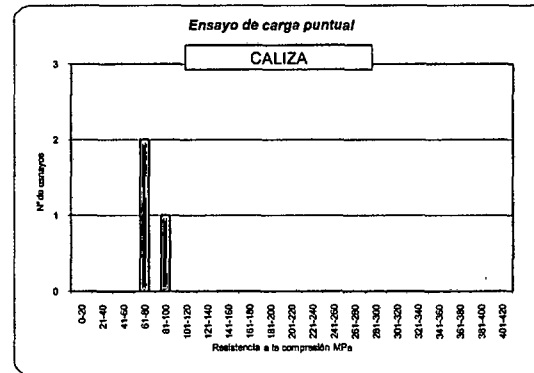
PROYECTO : ESTABILIDAD DE TALUDES DEL TAJO JONGOS
SOLICITADO : CIA. MINERA SAN SIMON
UBICACIÓN : PAMPAS-PALLASCA-ANCASH
FECHA : JUNIO - 2006

ESTACION : E-18
MUESTRA : M-7
PROFUND. : REPRESENTATIVA



Set de ensayo	N° de Muestra	Tipo de Roca	Dureza de roca (Martillo Geologo)	GEOMETRIA DE LA MUESTRA				Presión Hidraulica P _{ra} (kN)	I _p Calculado (N/mm ²)	I _p Calculado (Mpa)	I _{p(50)} Corregido (Mpa)	σ _{c1} Calculado (Mpa)	σ _{c2} Calculado (Mpa)
				Ancho (mm)	Largo (mm)	Altura (mm)	D _c ²						
01	M1	CALIZA	R4	42.00	88.00	32.00	1711.23	7.60	4.44	4.44	4.08	97.9	94.3
	M2	CALIZA	R4	54.00	50.00	38.00	2612.69	7.50	2.87	2.87	2.90	69.6	65.9
	M3	CALIZA	R4	50.00	60.00	35.00	2228.17	7.50	3.37	3.37	3.28	78.7	74.9

- R1 : Roca muy débil (1.0 - 5.0) MPa
- R2 : Roca débil (5.0 - 25.0) MPa
- R3 : Roca media (25.0 - 50.0) MPa
- R4 : Roca dura (50.0 - 100.0) MPa
- R5 : Roca muy dura (100.0 - 250.0) MPa
- R6 : Roca extremadamente dura (> 250.0) MPa



Indice de Carga Puntual [I_p] (MPa)

I_p(máx) = 4.1
I_p(min) = 2.9
I_p(prom) = 3.4

Resistencia a la Compresión (MPa)

σ_c (máx) = 94.3
σ_c (min) = 65.9
σ_c (prom) = 78.4



ENSAYO DE TILT TEST

PROYECTO : ESTABILIDAD DE TALUDES DEL TAJO JONGOS
SOLICITADO : CIA. MINERA SAN SIMON
UBICACIÓN : PAMPAS-PALLASCA-ANCASH
FECHA : JUNIO-2007

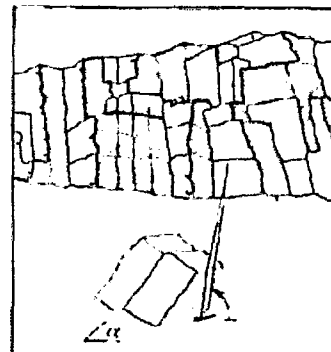
Muestra	Ángulo											Ángulo basico de fricción
	α1	α2	α3	α4	α5	α6	α7	α8	α9	α10	α	
ES-1	29	29	27	29	27	27	26	28	33	29	27.3	30.84
ES-2	26	25	28	28	24	28	24	27	27	30	26.5	29.94
ES-3	27	29	26	34	25	23	24	23	28	32	25.8	29.21
ES-4	32	30	30	25	24	30	25	28	29	28	27.0	30.48
ES-5	28	25	29	25	25	24	29	26	25	30	26.3	29.76
ES-6	33	29	30	29	27	24	25	25	27	27	26.7	30.12
ES-7	29	29	24	29	28	24	29	30	29	31	27.3	30.84
ES-8	28	29	30	24	28	28	24	24	23	31	26.3	29.76
ES-9	29	30	31	30	24	23	29	25	25	27	27.0	30.48
ES-10	31	29	30	27	31	29	22	24	29	32	27.2	30.66
ES-11	31	32	25	30	29	24	24	23	23	28	25.8	29.21
ES-12	24	24	26	27	30	28	28	24	27	22	27.2	30.66
ES-13	30	30	27	33	32	22	23	25	29	31	27.0	30.48
ES-14	29	30	28	32	28	25	22	23	27	29	26.3	29.76
ES-15	33	36	25	23	30	23	27	26	31	32	25.7	29.03
ES-16	23	29	29	26	27	27	28	23	29	29	26.7	30.12
ES-17	28	26	25	23	27	24	28	30	34	30	26.2	29.57
ES-18	31	32	30	26	28	23	26	30	33	33	27.2	30.66
ES-19	26	27	24	27	28	23	27	28	33	31	26.2	29.57
ES-20	26	23	25	28	31	25	28	23	33	28	26.7	30.12
ES-21	29	31	28	23	25	27	26	27	34	31	26.0	29.39

Ángulo basico de fricción (Stimpson) = $\arctg(1.155 \times tga)$

OBSERVACIONES : Para el cálculo se desprecian los cuatro valores extremos y se hace la media aritmética, roca caliza

ROMA
INGENIERIA - ANDINA
Rosaes y Martel Ingeniería Andina S.A.C.

Obed Ysai Rosales Salazar
Gerente General



ESQUEMA DEL ENSAYO



ENSAYO DE PROPIEDADES FISICAS

Los ensayos se realizaron según la norma ASTM C 97 – 02

Los resultados son los siguientes:

Muestra #	Litología	Diám (cm.)	Altura (cm.)	Densidad Seca (gr./cm ³)	Densidad Húmeda (gr./cm ³)	Porosidad Aparente (%)	Absorción (%)	Peso Especifico Aparente (KN/m ³)
M1	Caliza	6.06	2.76	2.68	2.70	3.72	1.37	26.80
M2	Caliza	6.03	3.17	2.47	2.50	0.45	0.16	24.70
M3	Caliza	6.09	2.62	2.64	2.69	5.28	2.00	26.40
M4	Caliza	6.09	2.52	2.66	2.67	3.51	1.34	26.60
M5	Caliza	6.03	3.54	2.52	2.57	6.70	2.63	25.20
M6	Caliza	5.91	2.09	2.63	2.65	1.15	0.42	26.30
M7	Caliza	6.09	2.69	2.66	2.69	2.09	0.73	26.60
M8	Caliza	6.09	3.33	2.58	2.60	2.04	0.75	25.80
M9	Caliza	6.07	2.47	2.69	2.71	4.87	1.83	26.90
M10	Caliza	6.07	2.47	2.59	2.63	4.87	1.83	25.90
M11	Caliza	6.08	3.43	2.63	2.64	1.39	0.50	26.30

B.3 REGISTRO FOTOGRÁFICO Y PROYECCIÓN ESTEREOGRÁFICA

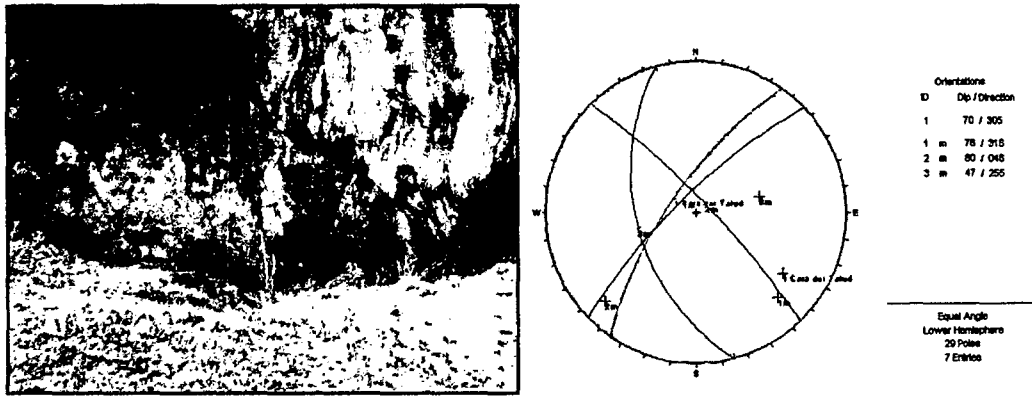


Figura B.1.- Estación geomecánica E-01

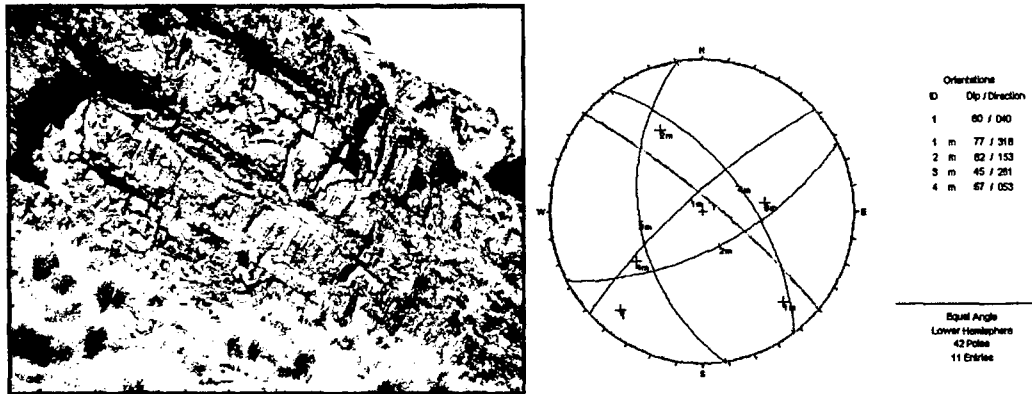


Figura B.2.- Estación geomecánica E-02

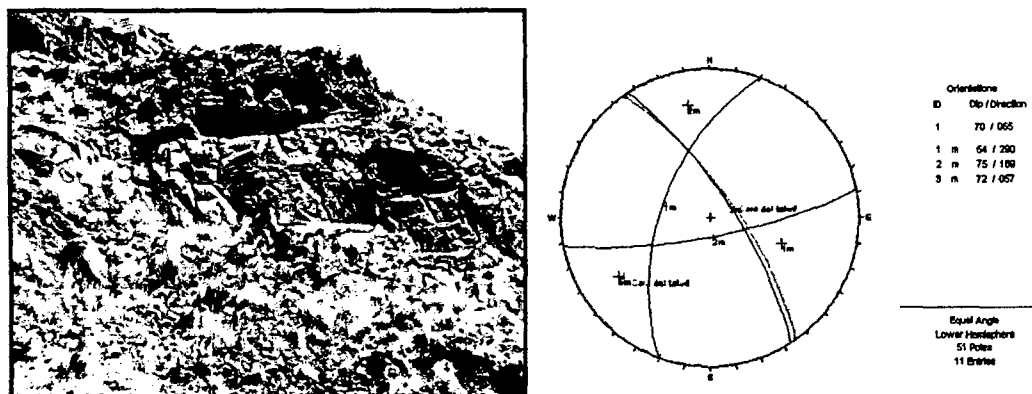


Figura B.3.- Estación geomecánica E-03

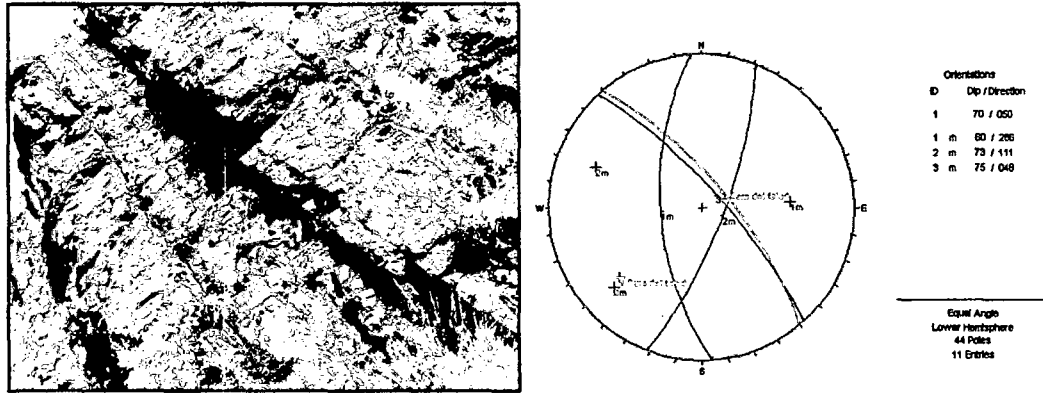


Figura B.4.- Estación geomecánica E-04

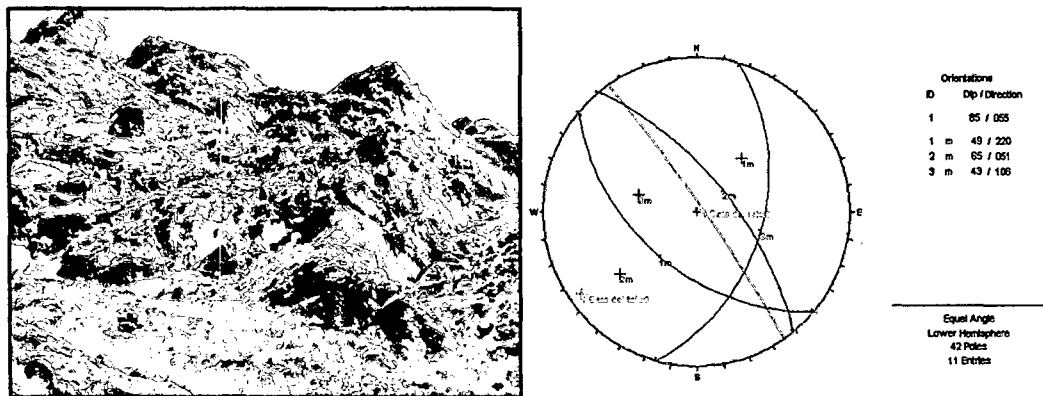


Figura B.5.- Estación geomecánica E-05

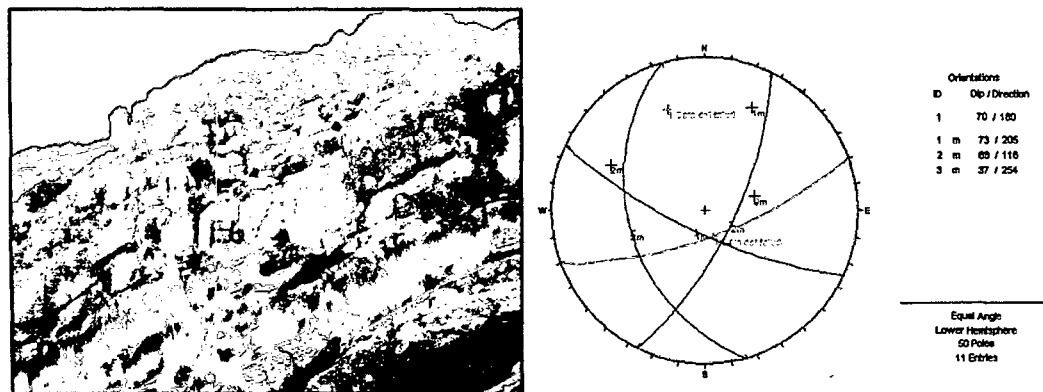


Figura B.6.- Estación geomecánica E-06

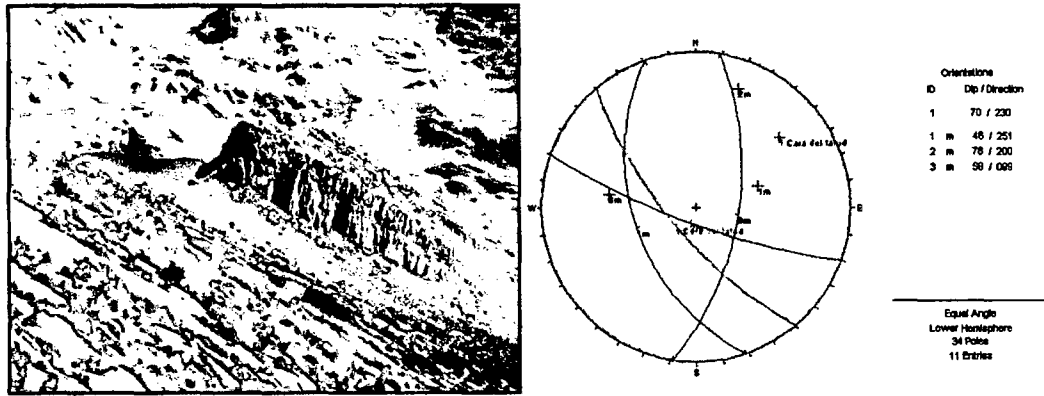


Figura B.7.- Estación geomecánica E-07

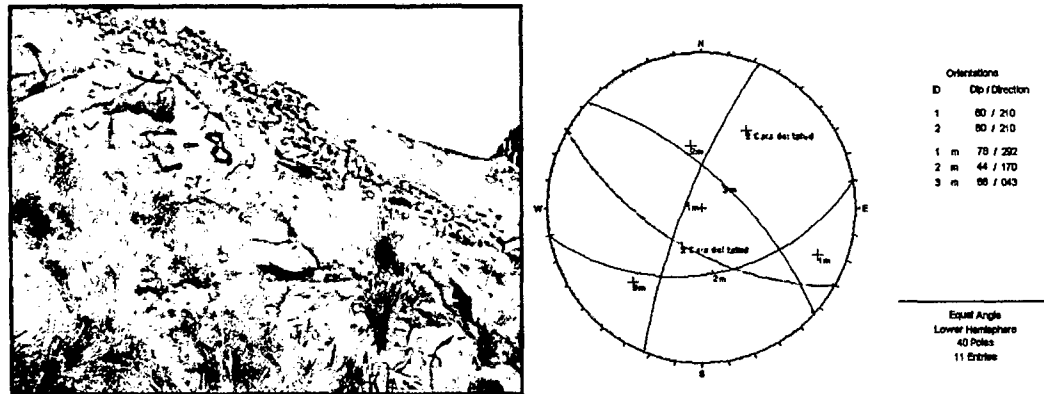


Figura B.8.- Estación geomecánica E-08

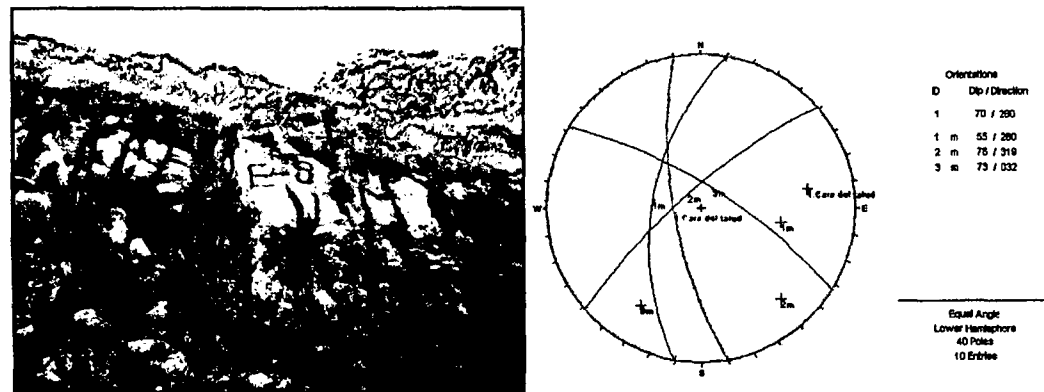


Figura B.9.- Estación geomecánica E-09

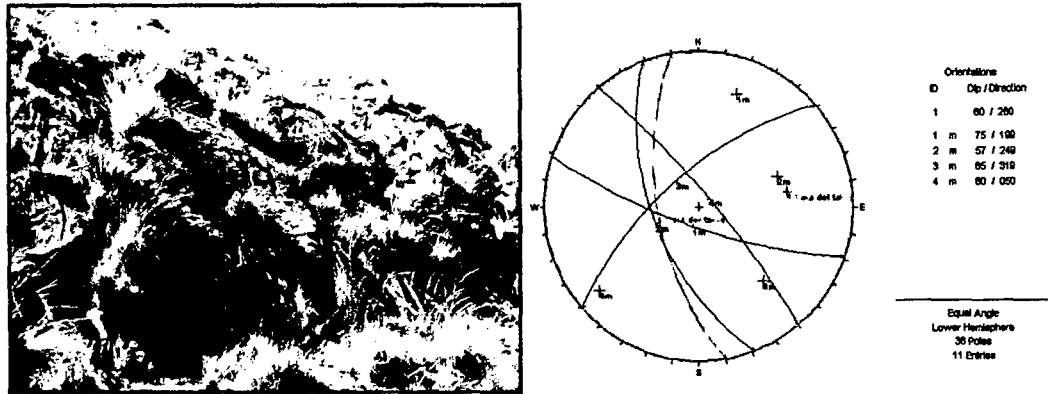


Figura B.10.- Estación geomecánica E-10

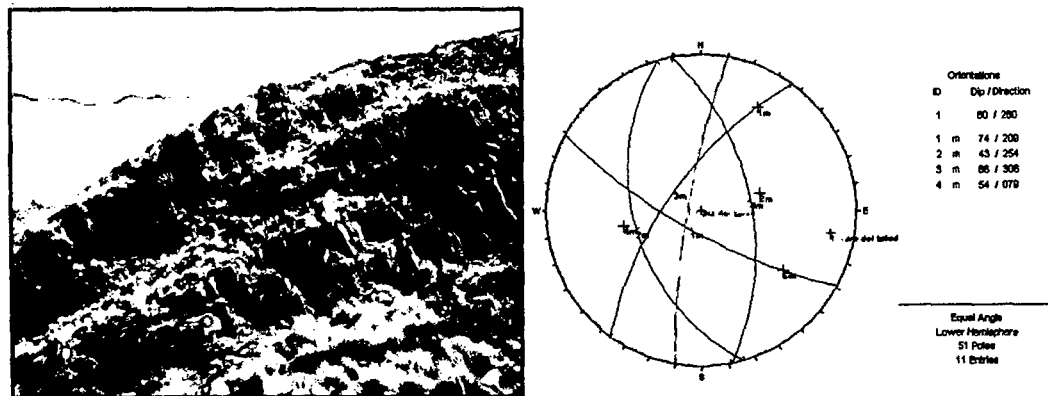


Figura B.11.- Estación geomecánica E-11

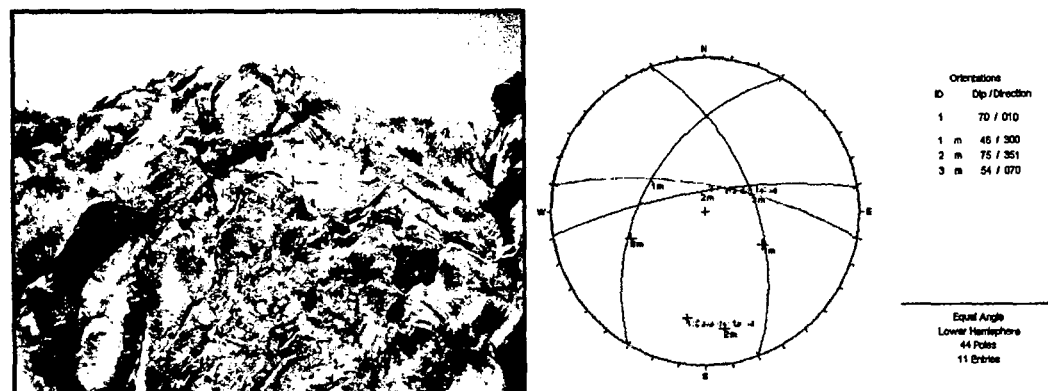


Figura B.12.- Estación geomecánica E-12

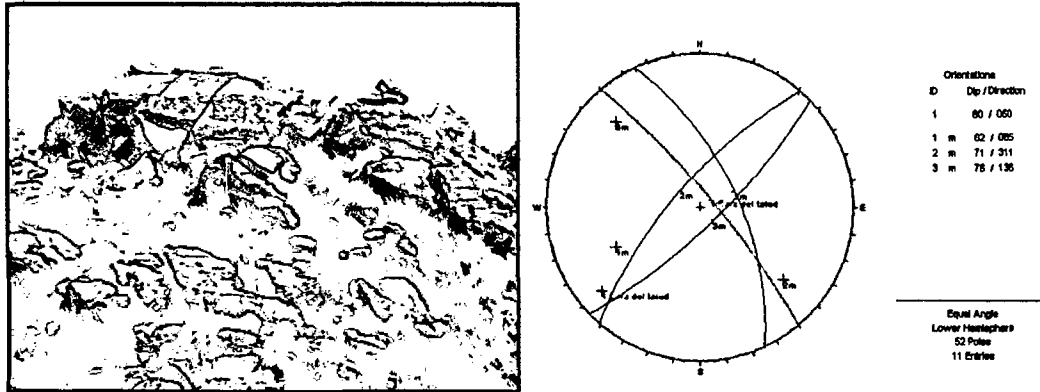


Figura B.13.- Estación geomecánica E-13

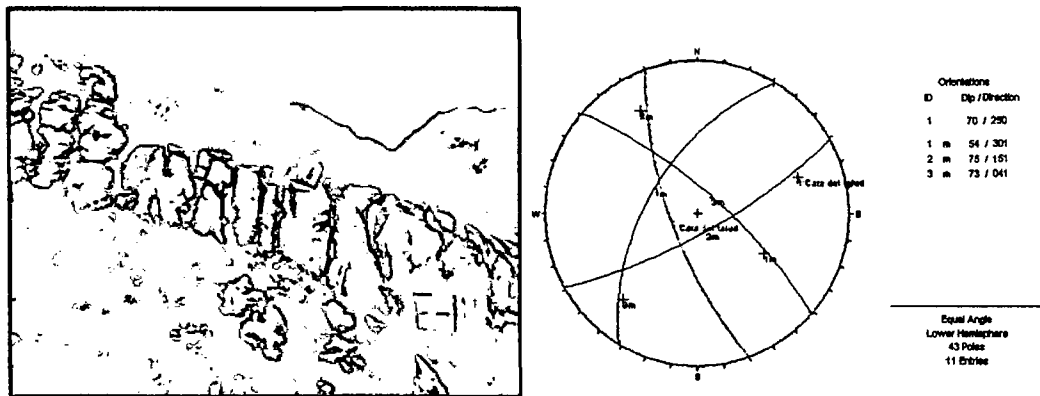


Figura B.14.- Estación geomecánica E-14

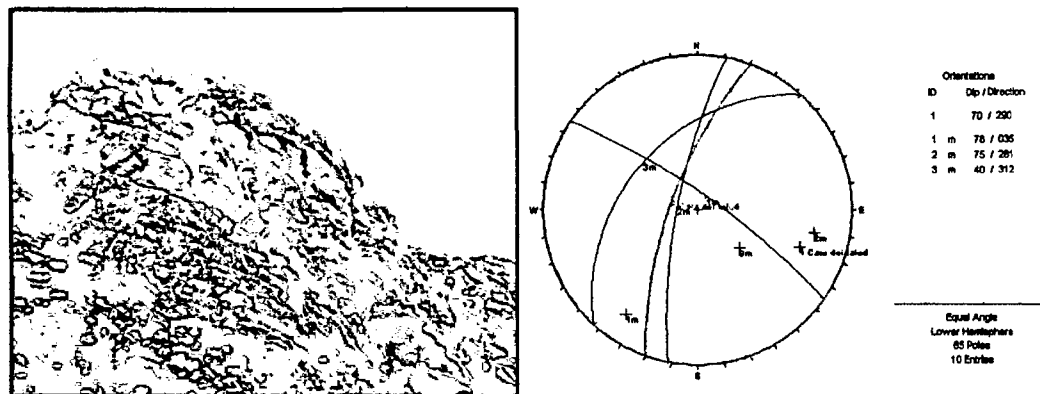


Figura B.15.- Estación geomecánica E-15

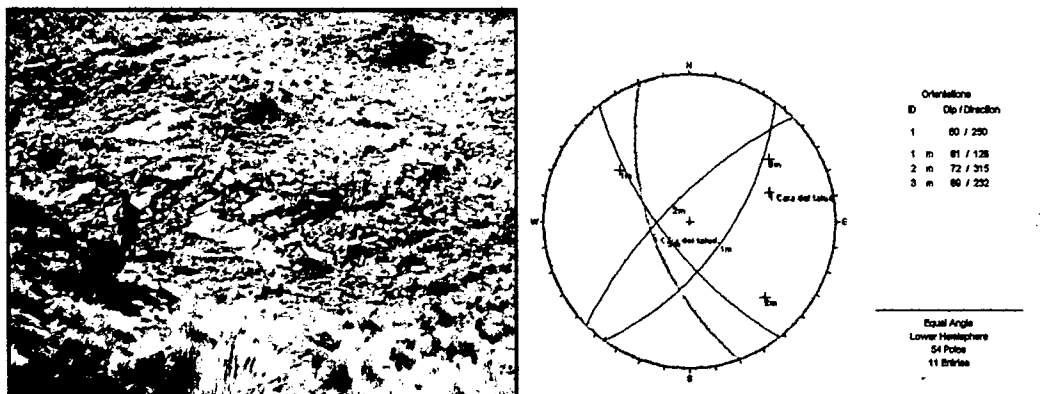


Figura B.16.- Estación geomecánica E-16

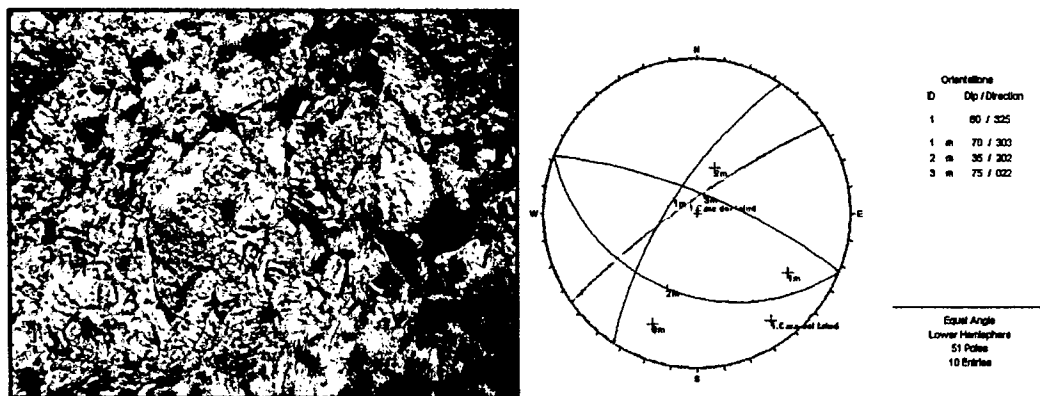


Figura B.17.- Estación geomecánica E-17

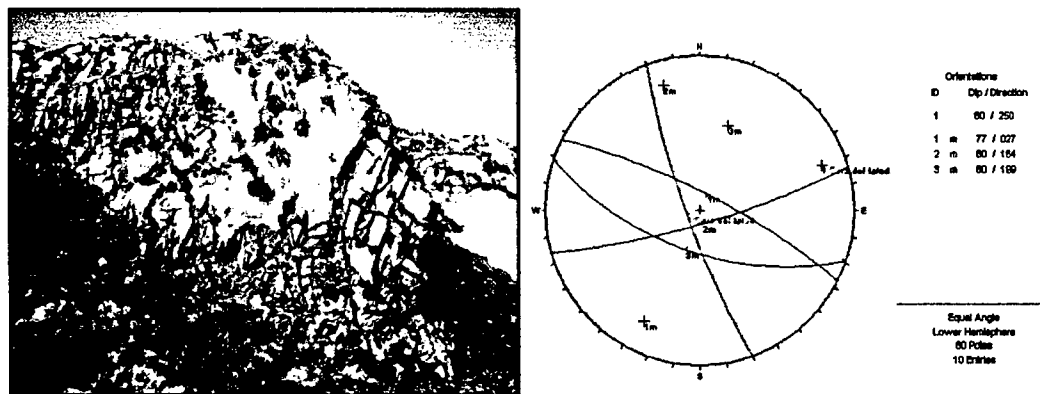


Figura B.18.- Estación geomecánica E-18

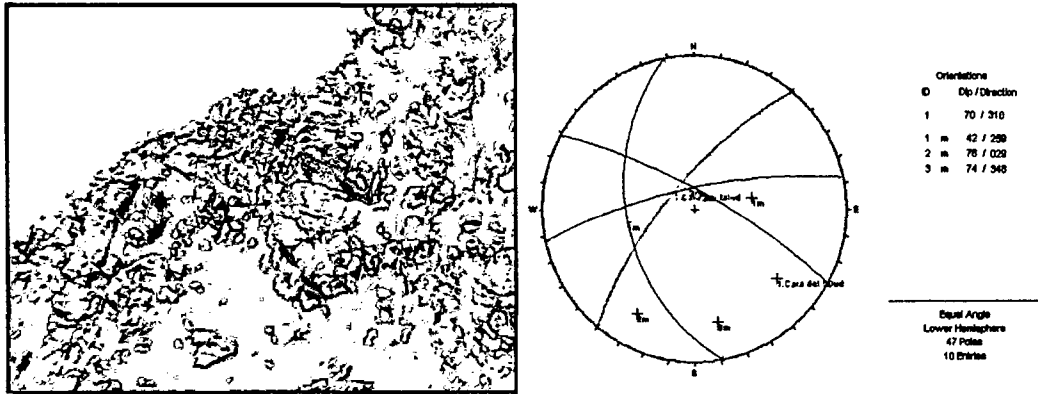


Figura B.19.- Estación geomecánica E-19

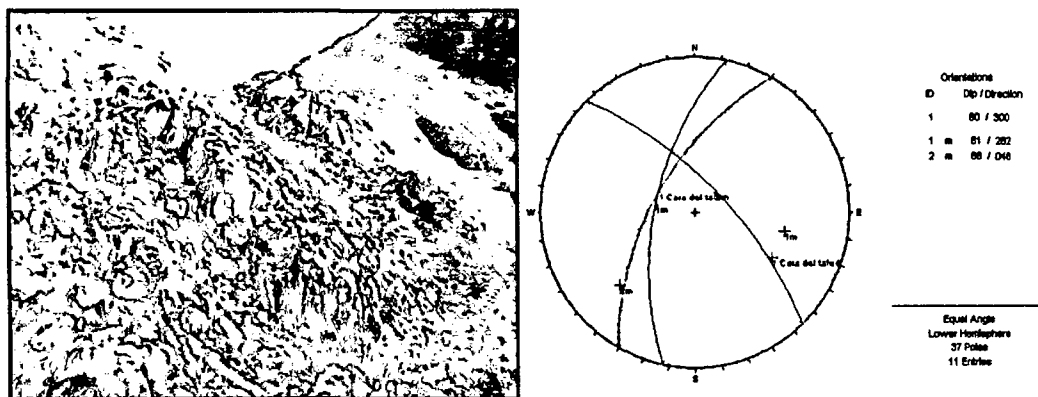


Figura B.20.- Estación geomecánica E-20

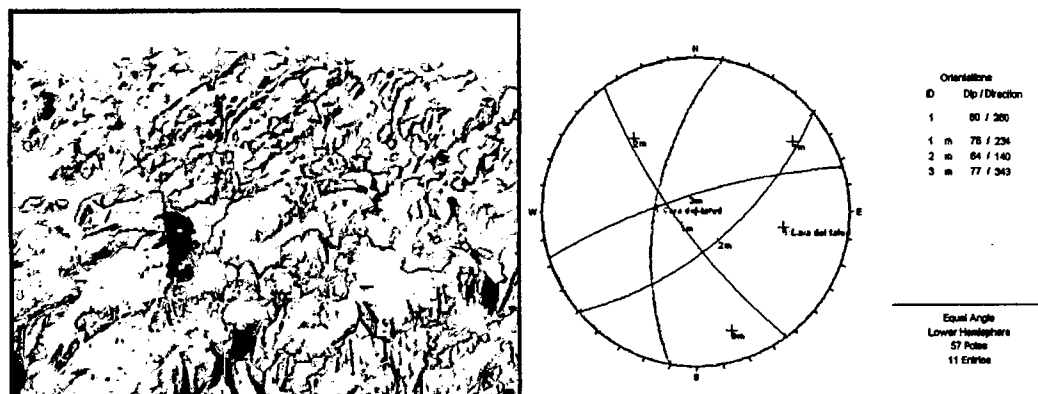


Figura B.21.- Estación geomecánica E-21

ANEXO C

PLANOS (APLICACIÓN A UN CASO REAL)

ANEXO D

SALIDAS GRÁFICAS DEL PROGRAMA PHASE 2 (APLICACIÓN A UN CASO REAL)

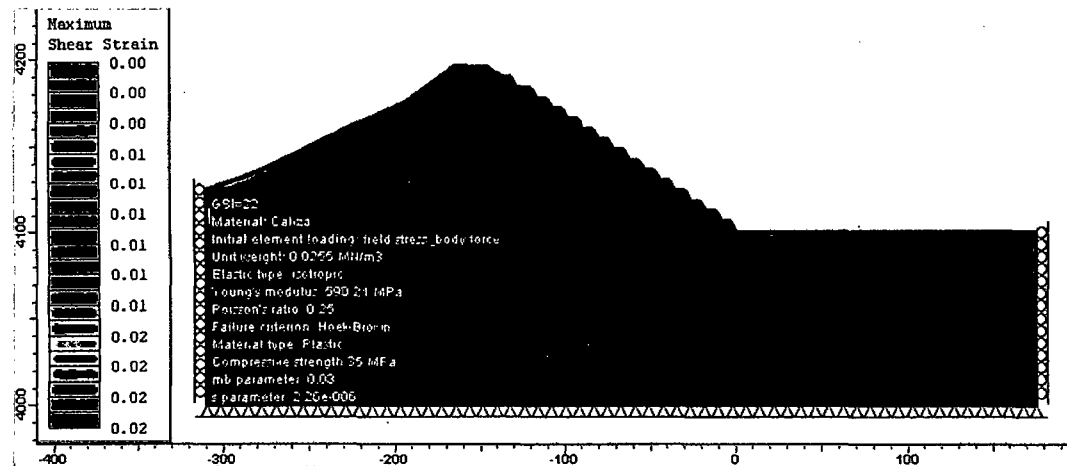


Figura D.1.- Análisis estático de la sección 1, deformaciones por esfuerzo cortante para GSI =22 (equilibrio límite)

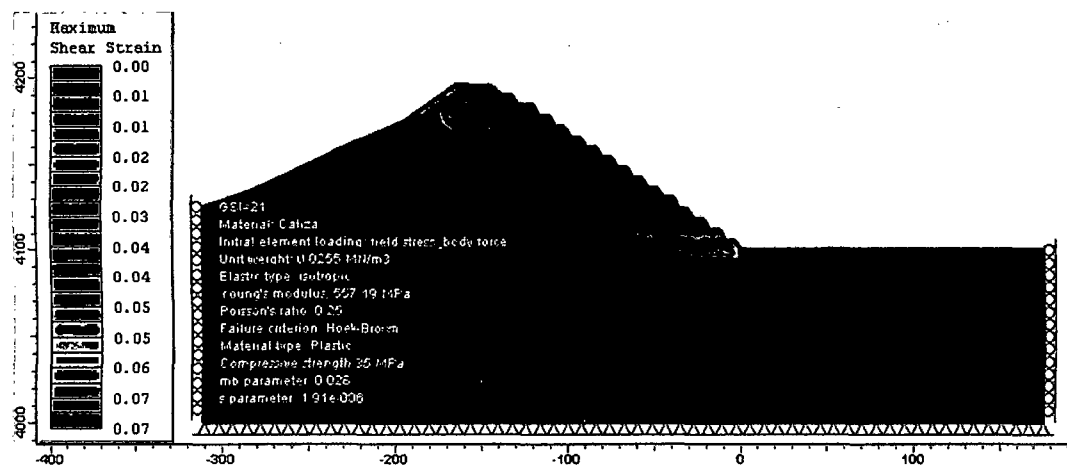


Figura D.2.- Análisis estático de la sección 1, deformaciones por esfuerzo cortante para GSI =21 (inestable)

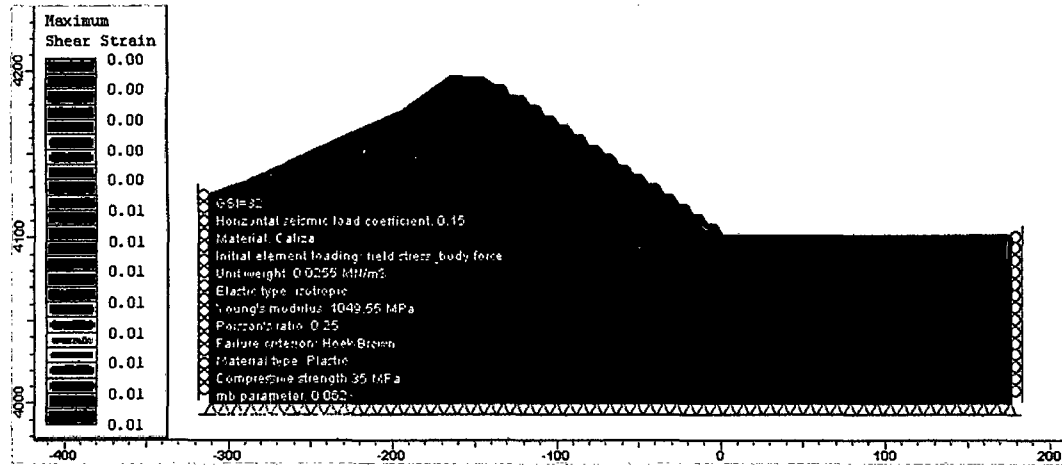


Figura D.3.- Análisis seudoestático de la sección 1, deformaciones por esfuerzo cortante para GSI =32 (equilibrio límite)

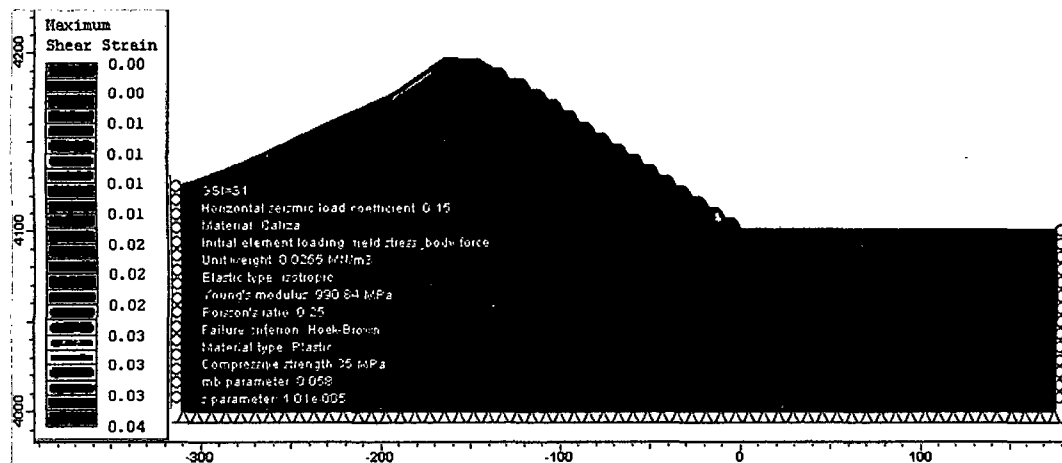


Figura D.4.- Análisis seudoestático de la sección 1, deformaciones por esfuerzo cortante para GSI =31 (inestable)

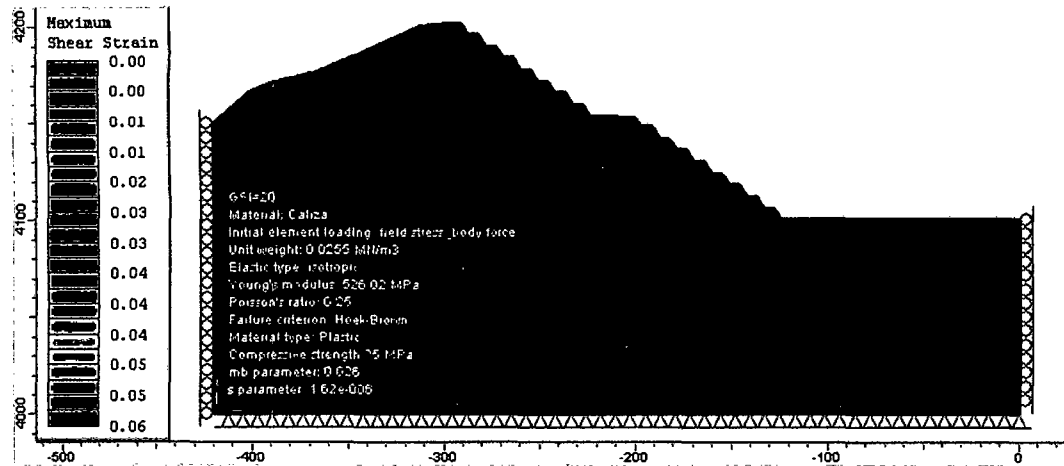


Figura D.5.- Análisis estático de la sección 2, deformaciones por esfuerzo cortante para GSI =20 (equilibrio límite)

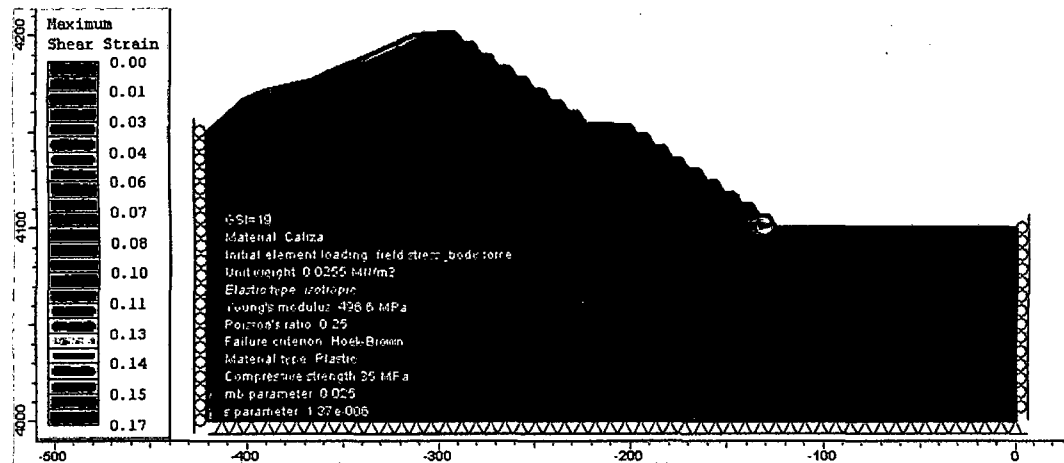


Figura D.6.- Análisis estático de la sección 2, deformaciones por esfuerzo cortante para GSI =19 (inestable)

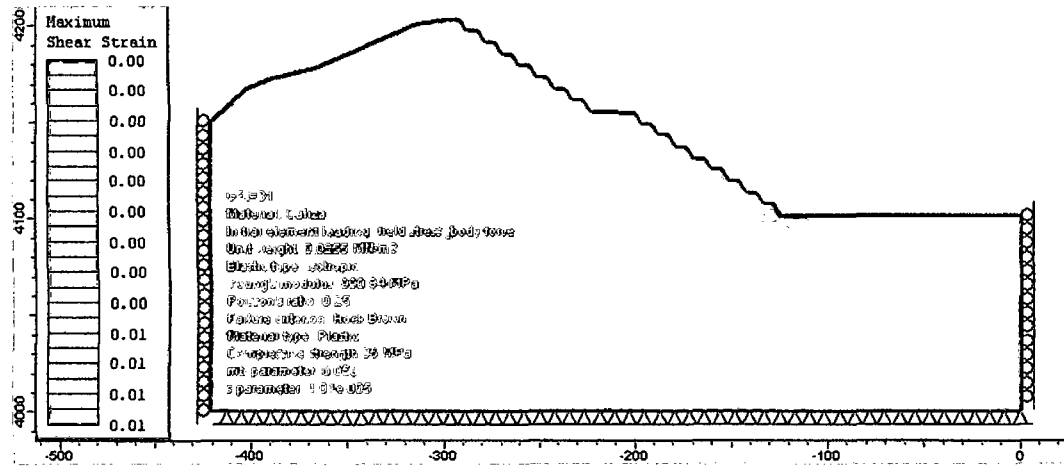


Figura D.7.- Análisis pseudoestático de la sección 2, deformaciones por esfuerzo cortante para GSI =31 (equilibrio límite)

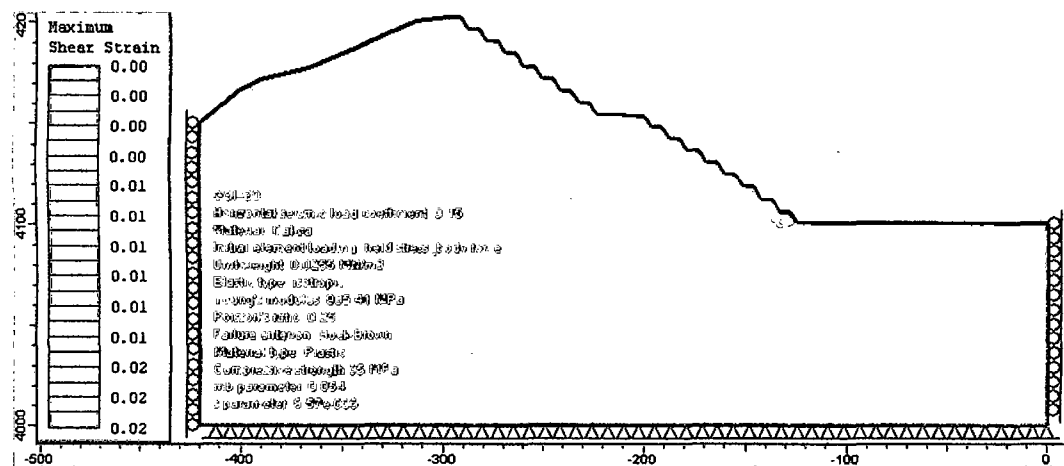


Figura D.8.- Análisis pseudoestático de la sección 2, deformaciones por esfuerzo cortante para GSI =30 (inestable)

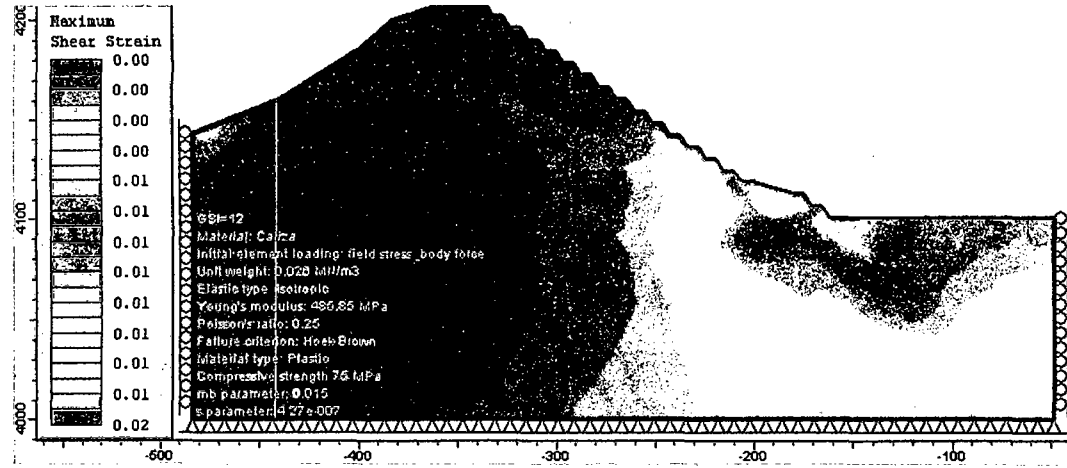


Figura D.9.- Análisis estático de la sección 3, deformaciones por esfuerzo cortante para GSI =12 (equilibrio límite)

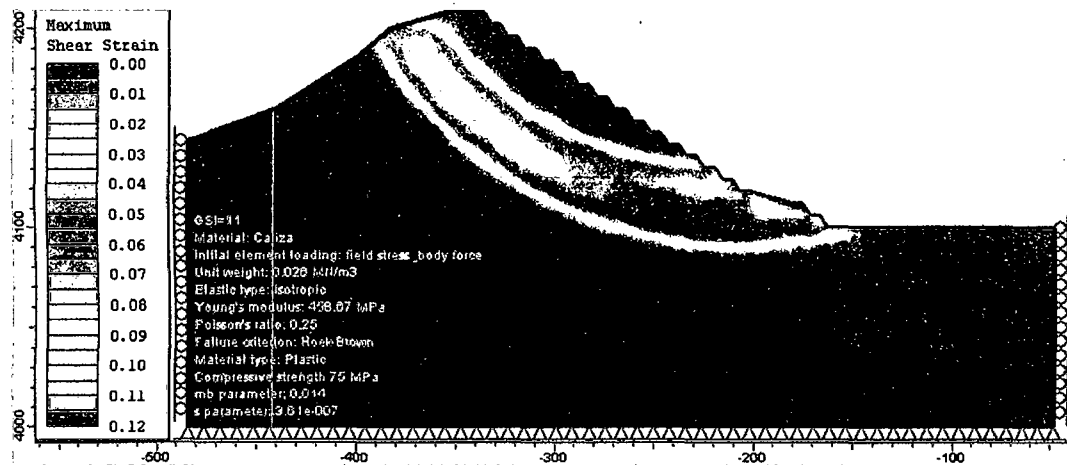


Figura D.10.- Análisis estático de la sección 3, deformaciones por esfuerzo cortante para GSI =11 (inestable)

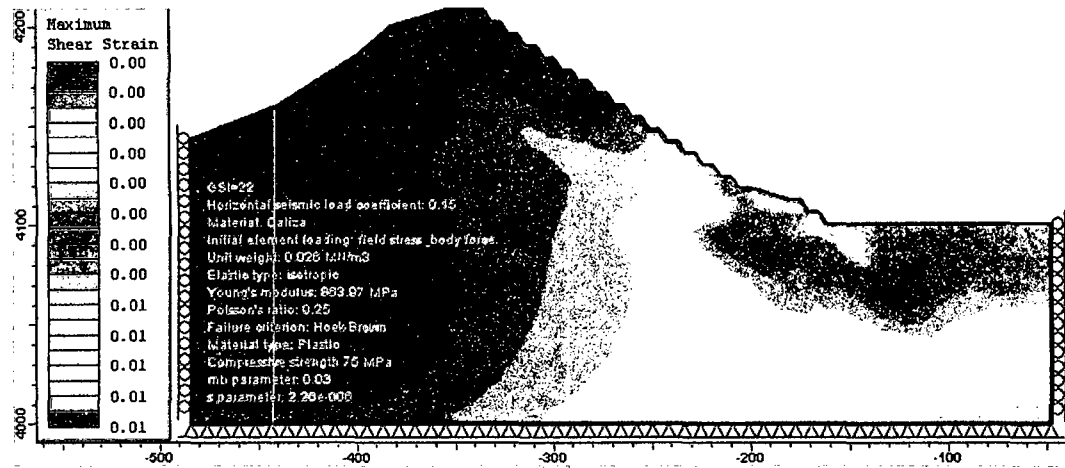


Figura D.11.- Análisis seudoestático de la sección 3, deformaciones por esfuerzo cortante para GSI =22 (equilibrio límite)

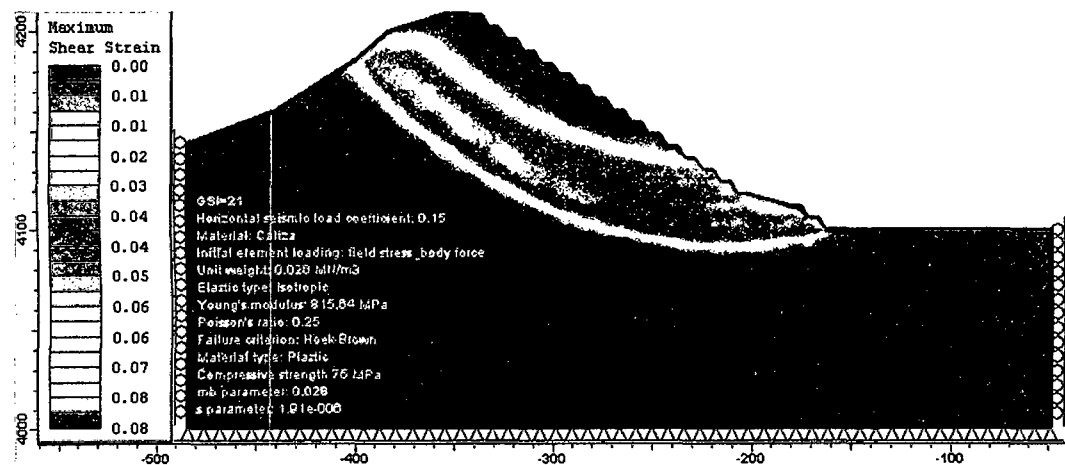


Figura D.12.- Análisis seudoestático de la sección 3, deformaciones por esfuerzo cortante para GSI =21 (inestable)

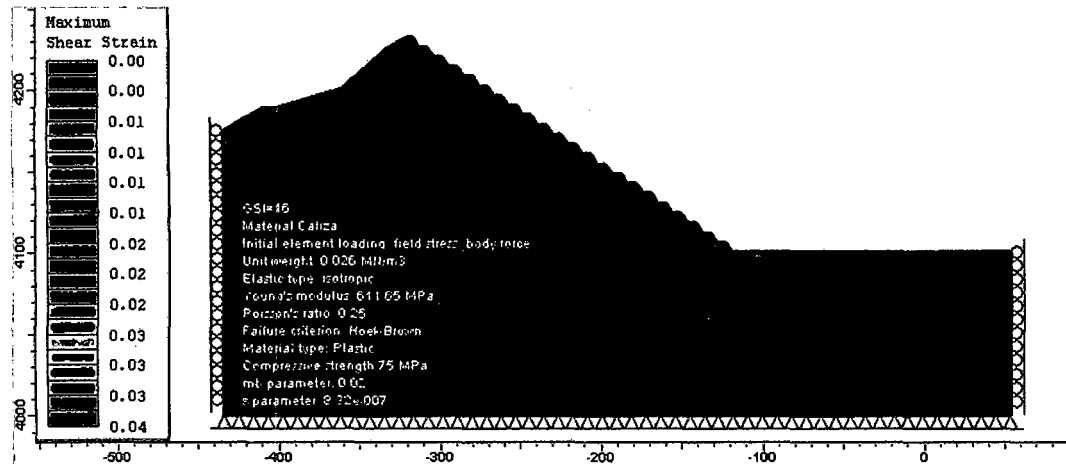


Figura D.13.- Análisis estático de la sección 4, deformaciones por esfuerzo cortante para GSI =16 (equilibrio límite)

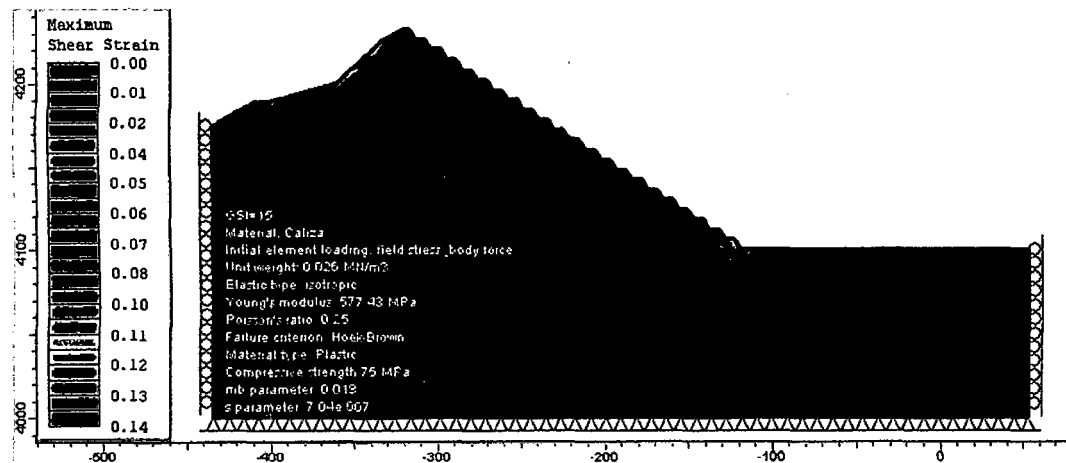


Figura D.14.- Análisis estático de la sección 4, deformaciones por esfuerzo cortante para GSI =15 (inestable)

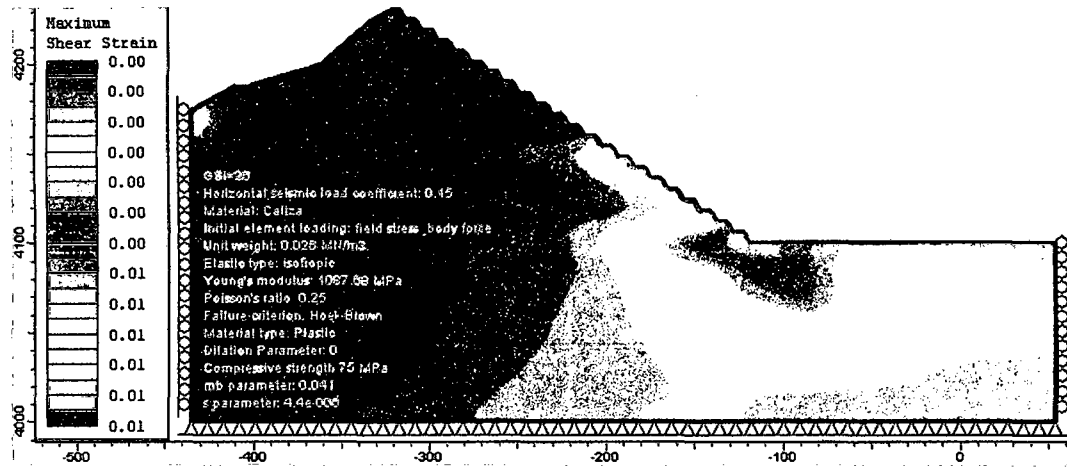


Figura D.15.- Análisis seudoestático de la sección 4, deformaciones por esfuerzo cortante para GSI =26 (equilibrio límite)

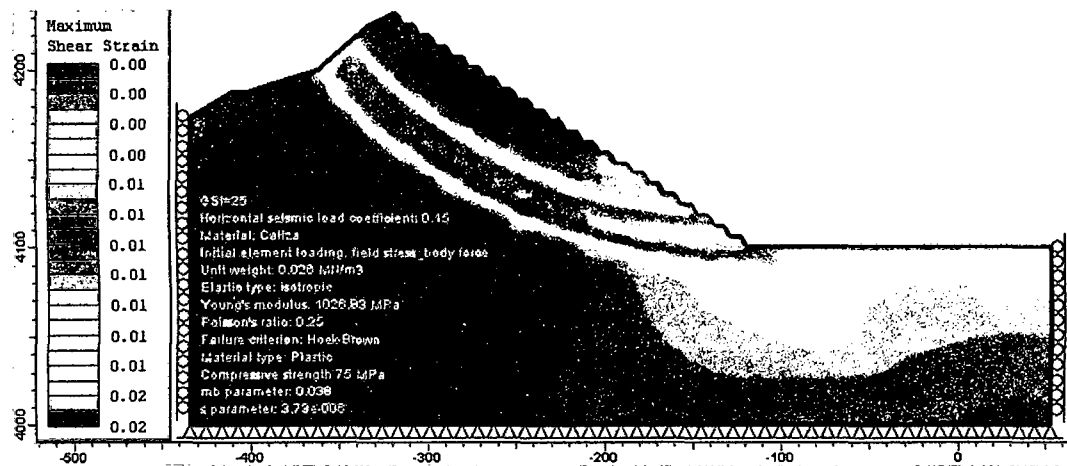


Figura D.16.- Análisis seudoestático de la sección 4, deformaciones por esfuerzo cortante para GSI =25 (Inestable)

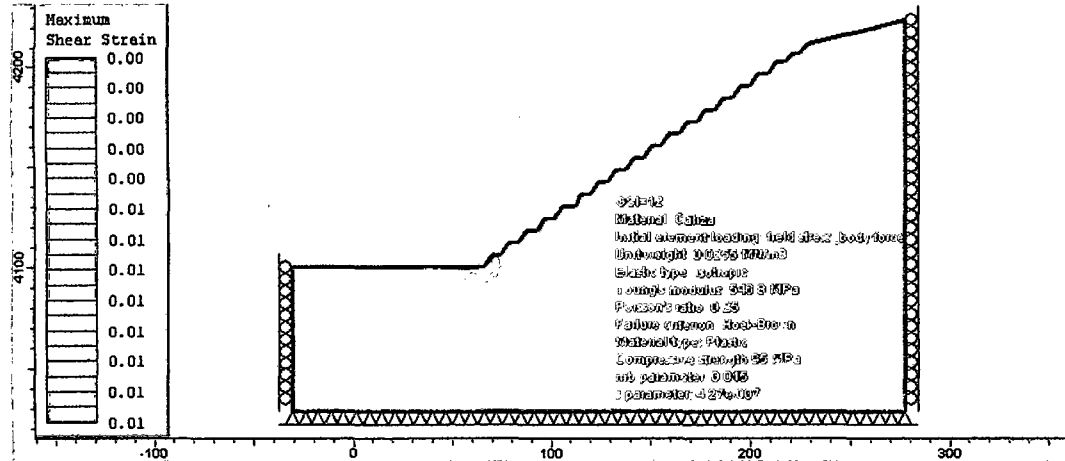


Figura D.17.- Análisis estático de la sección 5, deformaciones por esfuerzo cortante para GSI =12 (equilibrio límite)

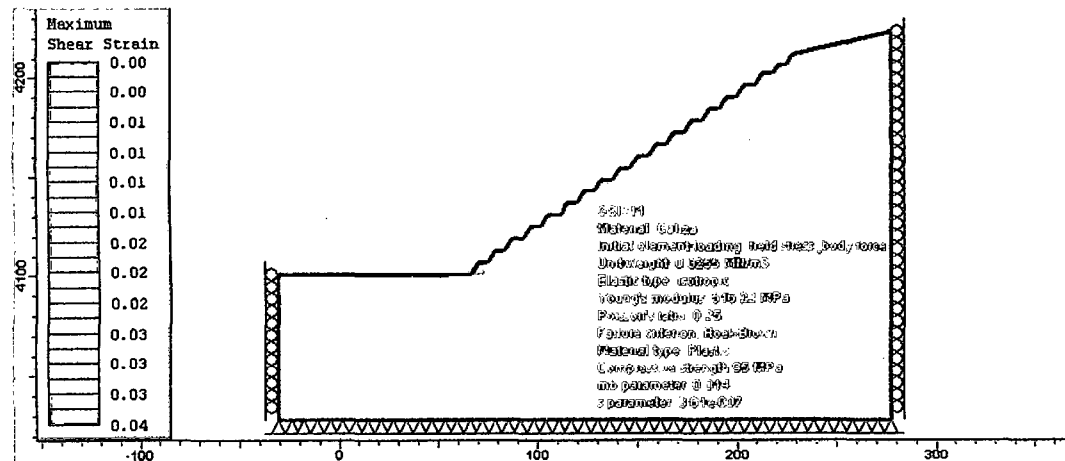


Figura D.18.- Análisis estático de la sección 5, deformaciones por esfuerzo cortante para GSI =11 (estable)

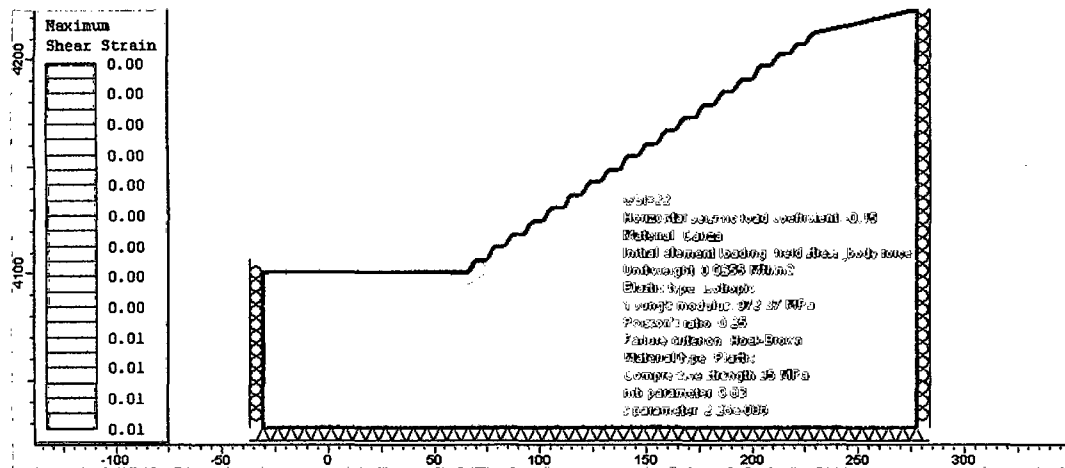


Figura D.19.- Análisis seudoestático de la sección 5, deformaciones por esfuerzo cortante para GSI =22 (equilibrio límite)

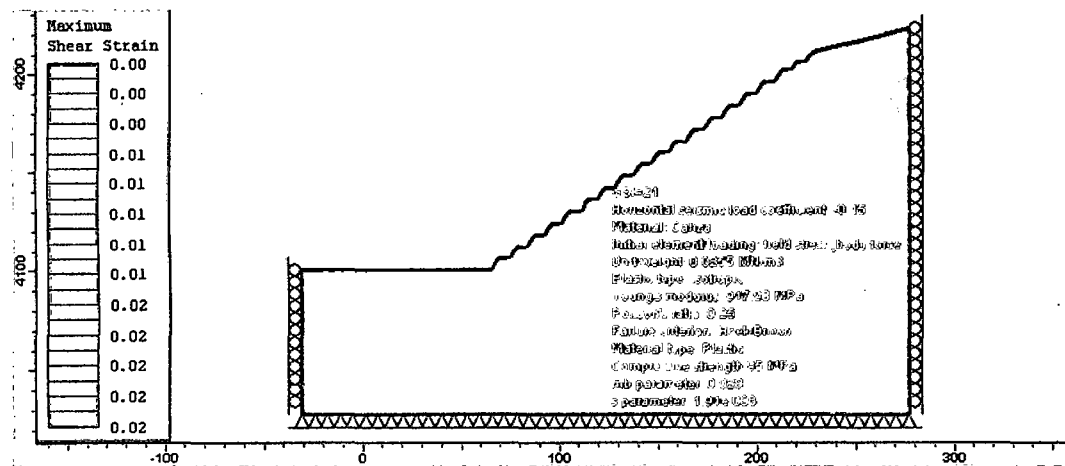


Figura D.20.- Análisis seudoestático de la sección 5, deformaciones por esfuerzo cortante para GSI =21 (inestable)

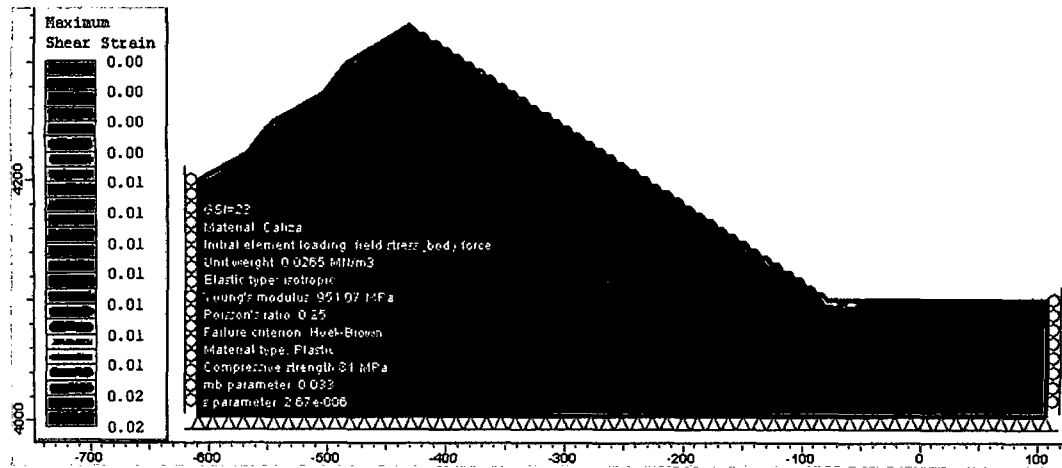


Figura D.21.- Análisis estático de la sección 6, deformaciones por esfuerzo cortante para GSI =23 (equilibrio límite)

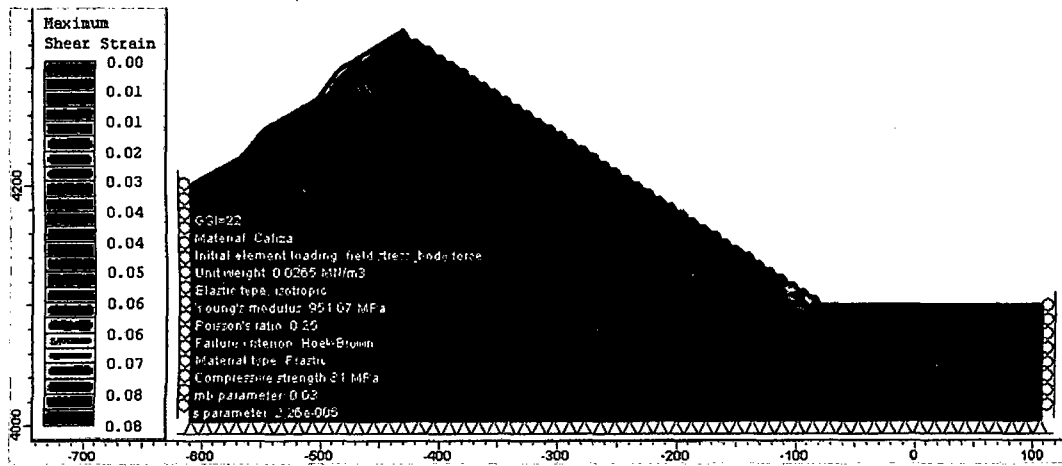


Figura D.22.- Análisis estático de la sección 6, deformaciones por esfuerzo cortante para GSI =22 (inestable)

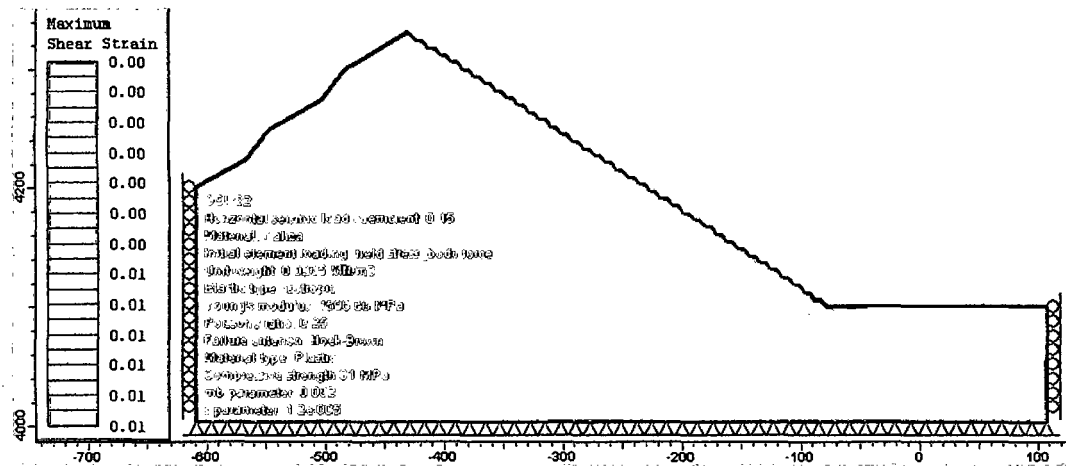


Figura D.23.- Análisis seudoestático de la sección 6, deformaciones por esfuerzo cortante para GSI =32 (equilibrio límite)

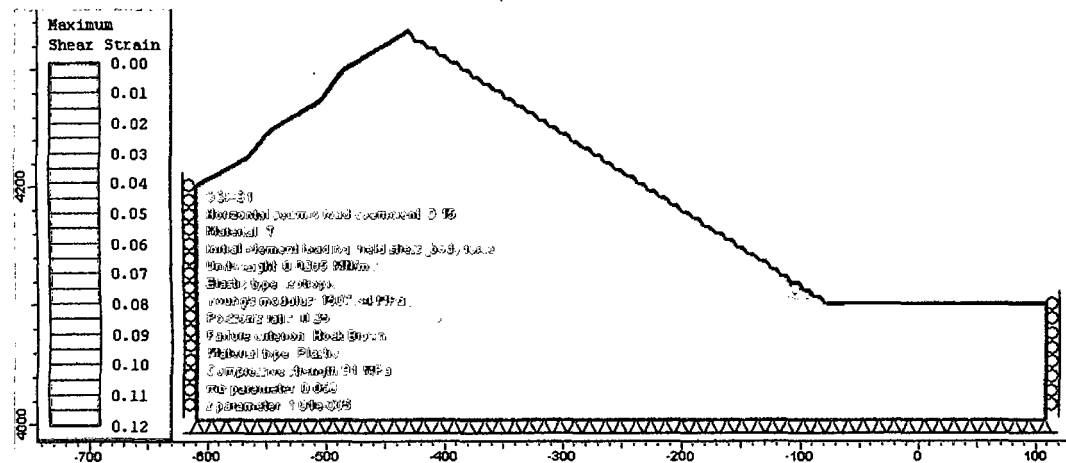


Figura D.24.- Análisis seudoestático de la sección 6, deformaciones por esfuerzo cortante para GSI =31 (inestable)

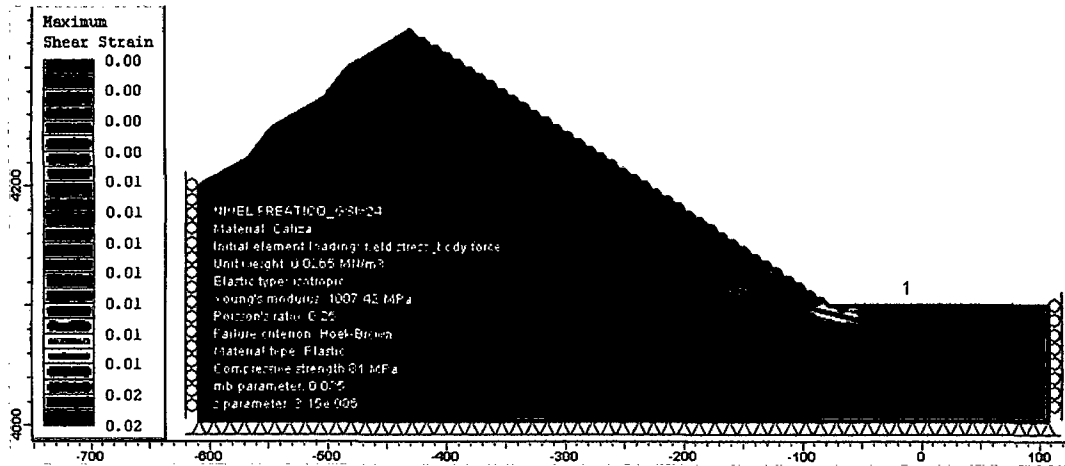


Figura D.25.- Análisis estático de la sección 6, considerando la presencia de nivel freático, deformaciones por esfuerzo cortante para GSI =24 (equilibrio límite)

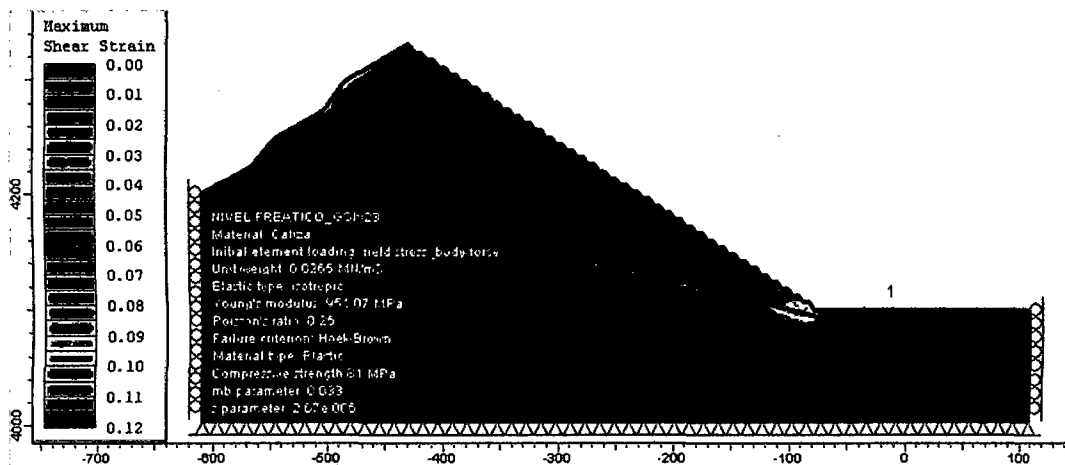


Figura D.26.- Análisis estático de la sección 6, considerando la presencia de nivel freático, deformaciones por esfuerzo cortante para GSI =23 (inestable)

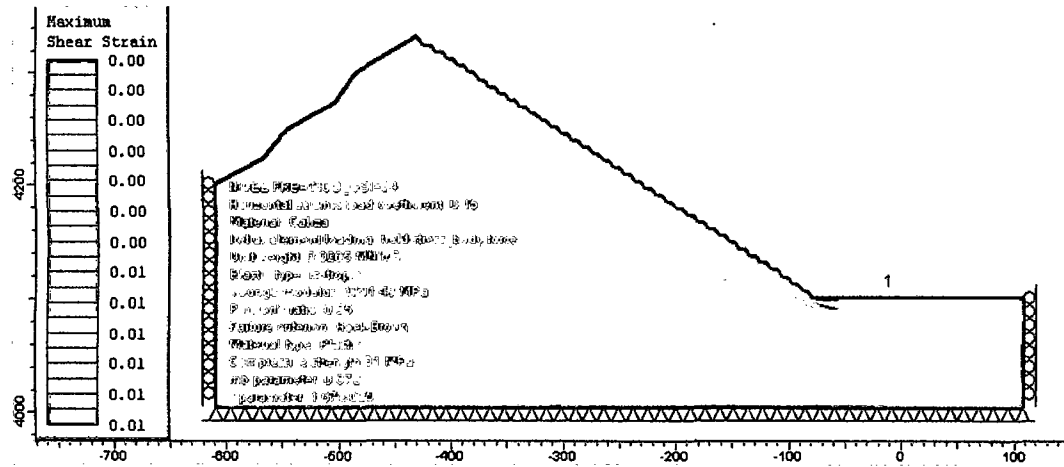


Figura D.27.- Análisis pseudoestático de la sección 6, considerando la presencia de nivel freático, deformaciones por esfuerzo cortante para GSI =34 (equilibrio límite)

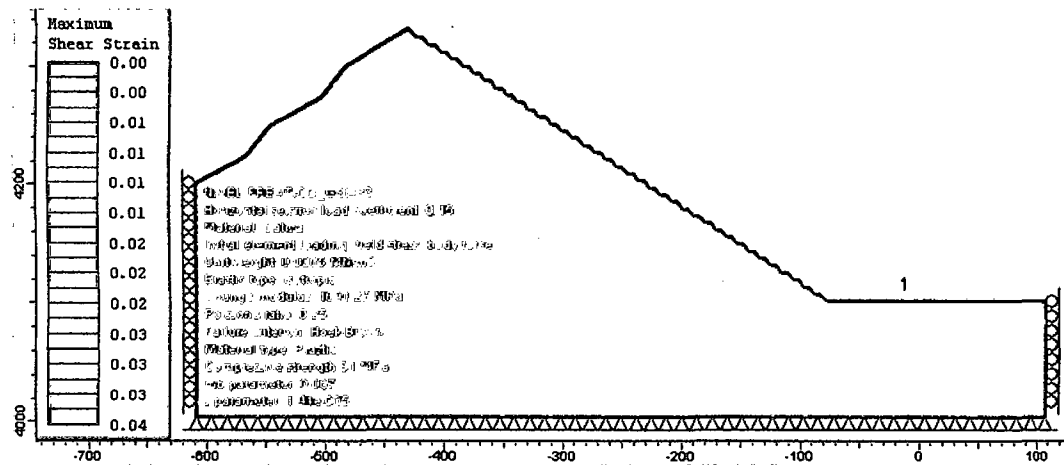


Figura D.28.- Análisis pseudoestático de la sección 6, considerando la presencia de nivel freático, deformaciones por esfuerzo cortante para GSI =33 (inestable)

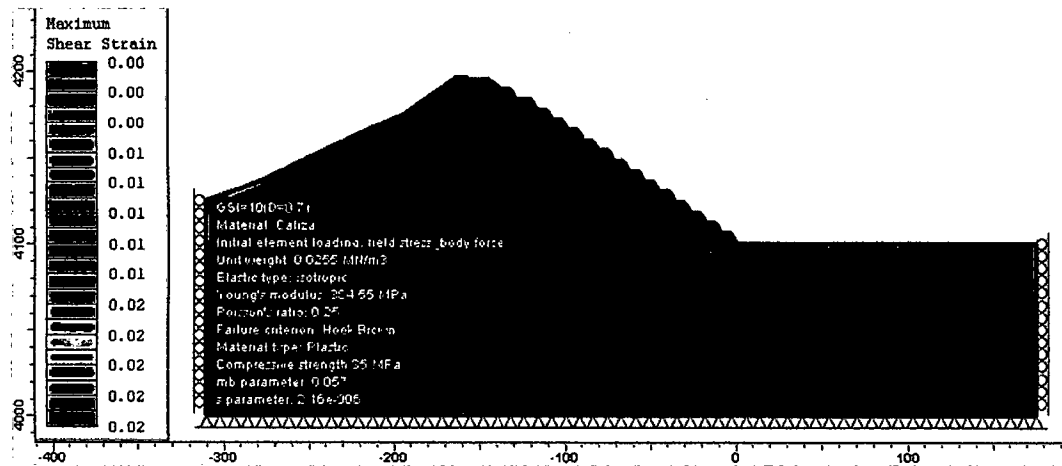


Figura D.29.- Análisis estático de la sección 1, considerando un factor de alteración $D=0.7$, deformaciones por esfuerzo cortante para $GSI = 10$ (estable)

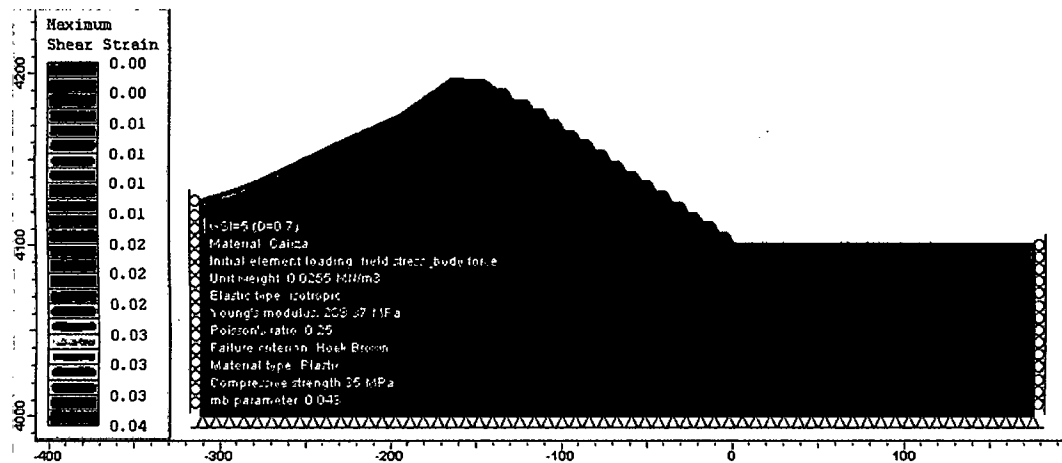


Figura D.30- Análisis estático de la sección 1, considerando un factor de alteración $D=0.7$, deformaciones por esfuerzo cortante para $GSI = 5$ (estable)

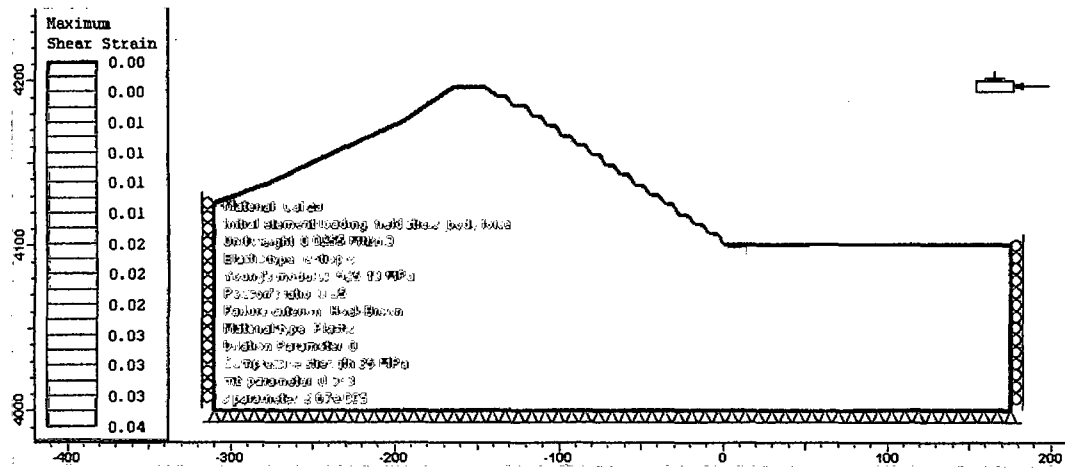


Figura D.31.- Análisis estático de la sección 1, considerando un factor $K_0=3.0$, deformaciones por esfuerzo cortante para $GSI = 23$ (equilibrio límite)

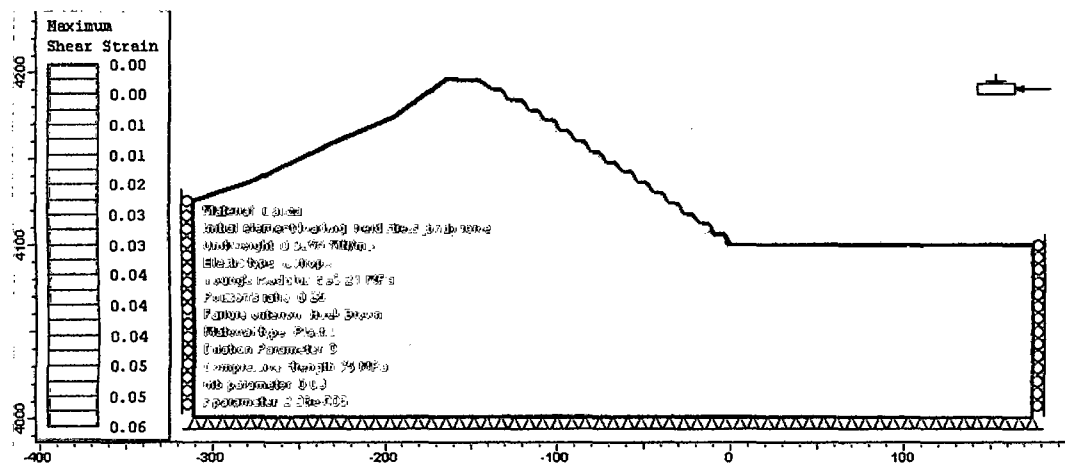


Figura D.32.- Análisis estático de la sección 1, considerando un factor $K_0=3.0$, deformaciones por esfuerzo cortante para $GSI = 22$ (inestable)

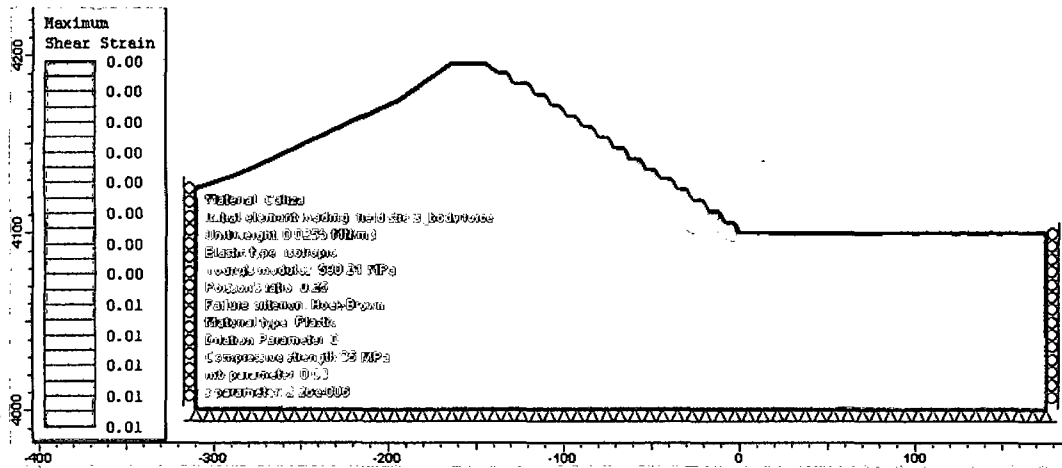


Figura D.33.- Análisis estático de la sección 1, considerando un factor $K_0=0.33$, deformaciones por esfuerzo cortante para $GSI = 22$ (equilibrio límite)

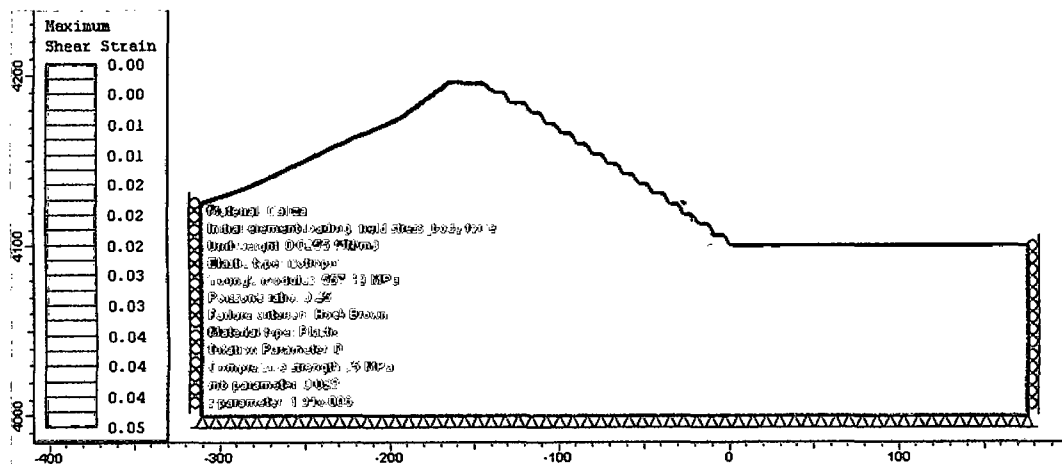


Figura D.34.- Análisis estático de la sección 1, considerando un factor $K_0=0.33$, deformaciones por esfuerzo cortante para $GSI = 21$ (inestable)