



UNIVERSIDAD DE CUENCA



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

Facultad de Ingeniería

Maestría en Geología Aplicada y Geotecnia

ESTUDIO SOBRE CRITERIOS DE ROTURA MEDIANTE METODOS TENSO
DEFORMACIONALES Y METODOS DE EQUILIBRIO LIMITE PARA UN MACIZO
ROCOSO CON APLICACIÓN AL TALUD IZQUIERDO DEL CUENCO DISIPADOR DEL
PROYECTO HIDROELECTRICO MAZAR.

Director:

Ing. Esteban Samaniego, PhD

Proyecto de graduación previo a la obtención del grado de Magister en Geología Aplicada
y Geotecnia

Autor:

Ing. CESAR VANEGAS BRAVO

Cuenca, Ecuador

Abril, 2010

Autor: CESAR ALBERTO VANEGAS BRAVO

RESUMEN

El estudio del colapso de un talud de suelo o roca involucra conocer sus propiedades físicas y mecánicas, los tipos de falla y los factores que producen la falla del mismo. En este trabajo, mediante un análisis comparativo de métodos tradicionales de falla global, como son el equilibrio límite y por otro lado el análisis por métodos tenso deformacionales, se plantea comparar la forma de la superficie de falla obtenida con la aplicación de los métodos citados anteriormente.

Desde la década de los años 80, Evert Hoek y otros, han estudiado el comportamiento de los macizos rocosos y en la actualidad el criterio generalizado de Hoek-Brown 2002, cada vez es más utilizado, por su facilidad de aplicación y ser más representativo del fallo de un macizo rocoso.

En esta Tesis de Maestría, mediante la utilización de un modelo simplificado de la geometría del talud izquierdo del cuenco disipador de Mazar, con características geomecánicas representativas de un medio isótropo, elástico, perfectamente plástico, sin dilatación y con un criterio de rotura tipo Hoek-Brown por un lado y Mohr Coulomb por el otro, se realizan modelaciones de carácter numérico para estudiar los criterios de rotura para un macizo rocoso, bajo dos métodos de cálculo; equilibrio límite y

Autor: CESAR ALBERTO VANEGAS BRAVO

tensión deformación, con dos criterios de rotura Mohr-Coulomb y Hoek-Brown.

Al aplicar el criterio Hoek-Brown, se obtienen parámetros geomecánicos ajustados, se analizarán: la variación de los parámetros geomecánicos respecto al GSI, los factores de seguridad aplicando Hoek-Brown y Mohr-Coulomb y gráficamente se compararán las superficies de falla.

INDICE

AGRADECIMIENTOS.....	12
RESUMEN.....	13
ABSTRACT.....	15
CAPITULO 1.....	22
1 Introducción.....	22
1.1 Motivación.....	22
1.2 Problemática.....	24
1.3 Objetivos.....	26
1.4 Metodología.....	28
1.5 Estructura de la Tesis.....	31
CAPITULO 2.....	34
2 Estabilidad del talud de un macizo rocoso.....	34
2.1.- Propiedades mecánicas de un macizo rocoso.....	36
2.1.1.- Propiedades físicas y mecánicas de la roca intacta o matriz rocosa.....	37
2.1.2.- Propiedades de las discontinuidades.....	39
2.2 Tipos de falla de un talud en roca.....	43

2.3 Factores que producen falla en un macizo rocoso.....	44
2.3.1 Factores que producen un incremento de la tensión de corte.	45
2.3.2 Factores que contribuyen a reducir la resistencia al corte, inherente al material mismo.....	46
2.4. Fallo de manera rotacional (circular)	49
2.5 Métodos de análisis por Equilibrio límite	53
2.5.1 Método de Fellenius.....	65
2.5.2 Método de Bishop simplificado	66
2.6 Métodos de análisis tenso deformacionales	67
CAPITULO 3.....	69
3 Modelo constitutivo para el análisis de un macizo rocoso.....	69
3.1 Medio Continuo	71
3.2 Estado Tensional	73
3.3 Deformación	77
3.4 Elasticidad.....	79
3.4.1 Elasticidad Plana.....	82
3.5 Aspectos básicos de la Plasticidad	85
3.5.1 Criterio de Fluencia	88
3.5.2 Ley de Fluencia.....	89
3.5.3 Ley de Endurecimiento.....	89

3.6	Modelo constitutivo de plasticidad perfecta	90
CAPITULO 4.....		93
4	Criterios de Falla para Macizos Rocosos	93
4.1	Modelo de Mohr – Coulomb.....	95
4.1.1	Envolvente de rotura Lineal.....	95
4.1.2	Criterio de Mohr – Coulomb	99
4.2	Modelo de Hoek – Brown.....	102
	Envolvente de rotura No lineal	103
4.2.1	Criterio de Hoek-Brown Generalizado	105
4.3	Metodología de la Linealización.....	107
4.3.1	Método de la tangente.....	109
4.3.2	Método de la secante.....	110
4.3.3	Método de la regresión lineal.....	110
4.3.4	Método de la bilinealización.....	111
4.3.5	Propuesta de Hoek, Carranza-Torres y Corkum (2002).....	112
4.4	Correlación con el Criterio de Mohr-Coulomb	115
4.5	Síntesis de ROCLAB	122
CAPITULO 5.....		124
5	Aplicación.....	124

5.1 Comparación entre los criterios de Rotura Hoek-Brown y Mohr-Coulomb.....	124
5.2 Rango de aplicación.....	125
5.3 Parámetros del Modelo Hoek-Brown.....	129
5.4 Parámetros iniciales (Mazar)	131
5.5 Equivalencias Hoek-Brown y Mohr-Coulomb	132
5.6 Metodología para la comparación de los criterios de rotura	136
5.7 Disminución de las propiedades resistentes del material	136
5.7.1 Modelo Geométrico y Geomecánico	137
5.7.2 Modelación con parámetros Mohr-Coulomb y Hoek-Brown	139
5.7.3 Variación de parámetros geomecánicos respecto al original.	153
5.7.4 Variación de Factores de Seguridad	155
5.8 Incremento de la carga aplicada.....	159
5.8.1 Modelo Geométrico y Geomecánico	159
5.8.2 Modelación con parámetros Mohr-Coulomb y Hoek-Brown	160
5.8.3 Variación de Factores de Seguridad	165
5.9 Modelación con métodos de Equilibrio Límite.....	169

5.10 Comparación de Superficies de Falla: Métodos Tenso-Deformacionales y Métodos de Equilibrio Límite con disminución de las propiedades resistentes.	176
5.11 Comparación de Superficies de Falla: Métodos Tenso-Deformacionales y Métodos de Equilibrio Límite con incremento de la carga aplicada.....	179
CAPITULO 6.....	184
6 Conclusiones y Recomendaciones	184
6.1 Conclusiones	184
6.2 Recomendaciones.....	192
6.3 Referencias Bibliográficas	195

INDICE DE FIGURAS

Figura 1.1: Esquema de la obtención de parámetros resistentes.	30
Figura 2.1: Falla rotacional [5].	49
Figura 2.2: Falla rotacional idealizada a la forma circular [5].	50
Figura 2.3: División de la geometría del talud en dovelas, para un radio dado [5].	56
Figura 2.4: Detalle de una dovela o rebanada [7].	57
Figura 2.5: Fuerzas que actúan en una Dovela [7].	59
Figura 2.6: Resultante del incremento de tensiones [7].	59
Figura 2.7: Polígono de fuerzas [7].	62
Figura 3.1: Ejes de referencia. Esfuerzos presentes en una partícula de un material [6].	74
Figura 3.2: Deformación angular producida por una fuerza P, aplicada en un dominio Ω [2].	77
Figura 3.3: Modulo E, material isótropo [5].	80
Figura 3.4: Deformación plana.	83
Figura 3.5: Tensión plana.	85
Figura 3.6: Idealización del comportamiento elastoplástico perfecto [8].	87
Figura 4.1: Disposición de esfuerzos [3].	96
Figura 4.2: Envolvente Lineal; Modelo Mohr-Coulomb [3].	97
Figura 4.3: Envolvente NO lineal, modelo Hoek-Brown, Roc Lab, roca medianamente descomprimida. ...	104
Figura 4.4: Método de la tangente [8].	109
Figura 4.5: Método de la secante [8].	110
Figura 4.6: Método de la regresión lineal [8].	111
Figura 4.7: Método de la bilinealización [8].	112
Figura 4.8: Método de Hoek, Carranza – Torres y Corkum [8].	113
Figura 5.1: Criterio no lineal Hoek-Brown. (Fuente: Ejemplo RocData, RocScience).	129
Figura 5.2: Ajuste Mohr-Coulomb. Roca medianamente descomprimida, Fuente ROCLAB.	135
Figura 5.3: Modelo Geométrico y Geomecánico.	138
Figura 5.4: Envolventes de rotura HB (Hoek-Brown), MC (Mohr-Coulomb). Variación de GSI para roca medianamente descomprimida.	142
Figura 5.5: Variación de Angulo de fricción interna vs. GSI.	144
Figura 5.6: Variación de Cohesión vs. GSI.	145
Figura 5.7: Contornos Sigma 3, con parámetros resistentes disminuidos 50% del original.	147
Figura 5.8: Contornos Sigma 3, con parámetros resistentes disminuidos 25% del original.	147
Figura 5.9: Contornos Sigma 3, con parámetros resistentes disminuidos 15% del original.	148
Figura 5.10: Contornos Sigma 3, con parámetros resistentes originales.	148
Figura 5.11: Contornos Sigma 3, con parámetros resistentes incrementados 15% del original.	149
Figura 5.12: Contornos Sigma 3, con parámetros resistentes incrementados 25% del original.	149
Figura 5.13: Contornos Sigma 3, con parámetros resistentes incrementados 50% del original.	150
Figura 5.14: Comparación de las superficies de deslizamiento en contornos de máxima tensión por cortante, con parámetros resistentes originales. Criterio de rotura Mohr-Coulomb.	151
Figura 5.15: Factor de Seguridad vs. Variación de parámetros resistentes.	157

Autor: CESAR ALBERTO VANEGAS BRAVO



Figura 5.16: Variación del Factor de Seguridad.....	158
Figura 5.17: Modelo geométrico y geomecánico simplificado.....	160
Figura 5.18: Carga 0,0 MN/m ²	162
Figura 5.19: Carga 1,0 MN/m ²	163
Figura 5.20: Carga 1,5 MN/m ²	163
Figura 5.21: Carga 2,0 MN/m ²	164
Figura 5.22: Carga 3,0 MN/m ²	165
Figura 5.23: Evolución del factor de seguridad para los incrementos de carga.	167
Figura 5.24: Parámetros resistentes disminuidos 50% del original. FS(Bishop)=0.835.....	170
Figura 5.25: Parámetros resistentes disminuidos 50% del original. FS(Fellenius)=0.800.....	171
Figura 5.26: Parámetros resistentes originales. FS(Bishop)=1.162.....	171
Figura 5.27: Parámetros resistentes originales. FS(Fellenius)=1.123.....	172
Figura 5.28: Parámetros resistentes incrementados 50% del original. FS(Bishop)=1.466.....	172
Figura 5.29: Parámetros resistentes incrementados 50% del original. FS(Fellenius)=1.418.....	173
Figura 5.30: Factor de seguridad por métodos Tenso-deformacionales y Equilibrio Límite.....	175
Figura 5.31: Comparación superficies de falla (Bishop). Parámetros resistentes disminuidos 50% del original.	177
Figura 5.32: Comparación superficies de falla (Bishop). Parámetros resistentes originales.	177
Figura 5.33: Comparación superficies de falla (Bishop). Parámetros resistentes incrementados 50% del original.	178
Figura 5.34: Comparación superficies de falla (Bishop). Carga aplicada 0.0 MN/m ²	180
Figura 5.35: Comparación superficies de falla (Bishop). Carga aplicada 1.5 MN/m ²	181
Figura 5.36: Comparación superficies de falla (Bishop). Carga aplicada 3.0 MN/m ²	181

INDICE DE FOTOS

Foto 2.1: Macizo Rocoso.....	34
Foto 2.2: Discontinuidades; Orientación en varios planos.....	42
Foto 2.3: Discontinuidades; Continuidad.....	42
Foto 2.4: Discontinuidades; Espaciamiento.....	42
Foto 2.5: Discontinuidades, espesor de abertura, relleno.....	42

INDICE DE TABLAS

Tabla 1.1: Metodología de Evaluación.....	29
Tabla 2.1: Propiedades de la matriz rocosa y métodos para su determinación [2].	39
Tabla 4.1: Valor de alteración D, según la descripción del macizo rocoso. Fuente: RocScience [17].	121

Autor: CESAR ALBERTO VANEGAS BRAVO



Tabla 5.1: Caracterización Geomecánica de las rocas presentes en el Talud del Cuenco Disipador.	131
Tabla 5.2: Valores equivalentes Hoek-Brown y Mohr-Coulomb utilizando ROCLAB.	133
Tabla 5.3: Parámetros resistentes de los materiales. Incremento y disminución del GSI y sus correspondientes c y ϕ	141
Tabla 5.4: Variación de parámetros geomecánicos.	153
Tabla 5.5: Variación porcentual del factor de seguridad empleando los dos criterios de rotura.	156
Tabla 5.6: Resumen de variación del factor de seguridad.	157
Tabla 5.7: Resumen de variación del factor de seguridad y condiciones tensionales.	166
Tabla 5.8: Factor de Seguridad por métodos Tenso-deformacionales y Equilibrio Límite. Reducción de las propiedades resistentes del material.	174
Tabla 5.9: Factor de Seguridad por métodos Tenso-deformacionales y Equilibrio Límite. Incremento de la carga aplicada.	183

SIMBOLOGIA

$b=$	ancho de la dovela.
$W=$	peso propio de la dovela.
$\alpha=$	en la base de dovela, ángulo entre la tangente en su centro y la horizontal.
$O=$	centro del círculo de falla (superficie de falla supuesta).
$R=$	radio del círculo de falla (superficie de falla supuesta).
$x=$	distancia entre el centro del círculo de falla a la base de la dovela.
$\delta s=$	longitud inclinada de la base de la dovela.
$S =$	el esfuerzo resistente.
$c=$	cohesión.
$\phi=$	ángulo de fricción interna.
$C=$	cohesión por unidad de longitud
$F=$	factor de seguridad.
$F_{BS} =$	factor de seguridad supuesto.
$F_{BC} =$	factor de seguridad calculado.
$N'=$	esfuerzo normal de las partículas que no deslizan.
$U=$	presión de agua por unidad de longitud.
$u=$	presión intersticial en la base de la dovela.
$T=$	tensiones interdovelas.
$\Delta E=$	incremento de tensiones horizontales interdovelas.
$\Delta T =$	incremento de tensiones verticales interdovelas.
$\Delta R=$	resultante del incremento de tensiones interdovelas.
$\beta =$	ángulo respecto a la horizontal en el que actúa ΔR .
$\sigma_{xy} =$	esfuerzos o tensiones en los planos X, Y.
$E =$	modulo de Young.
$\nu =$	coeficiente de Poisson.
$\varepsilon =$	deformaciones en los planos x, y.
$\varepsilon_e=$	deformación elástica.
$\varepsilon_p=$	deformación plástica.
$\sigma_{xx} =$	esfuerzo normal al plano x.
$\sigma_{yy} =$	esfuerzo normal al plano y.
$\sigma_{zz} =$	esfuerzo normal al plano z.
$\tau_{xy}, \tau_{yx}=$	esfuerzo cortante en el plano x-y, y plano y-x.
$\tau_{xz}, \tau_{zx}=$	esfuerzo cortante en el plano x-z, y plano z-x.
$\tau_{yz}, \tau_{zy}=$	esfuerzo cortante en el plano y-z, y plano z-y.
$P=$	fuerza aplicada transversalmente.
$\Omega =$	dominio sobre el cual P es aplicada.

Autor: CESAR ALBERTO VANEGAS BRAVO



γ_{xy} =	deformación angular.
G =	módulo de elasticidad transversal o módulo de rigidez.
τ_{xy} =	P/Ω esfuerzo transversal (Ω dominio sobre el cual P es aplicada).
$\varepsilon_{xx}, \varepsilon_{yy}, \varepsilon_{zz}$ =	deformaciones en el sentido x,y,z .
γ_{xy}, γ_{yx} =	deformación tangencial en el plano $x-y$, y plano $y-x$.
γ_{xz}, γ_{zx} =	deformación tangencial en el plano $x-z$, y plano $z-x$.
γ_{yz}, γ_{zy} =	deformación tangencial en el plano $y-z$, y plano $z-y$.
F :	función.
K_i =	conjunto de parámetros representativos de las rocas.
σ_n =	esfuerzo normal.
σ_1 =	esfuerzo desviador.
σ_3 =	esfuerzo de confinamiento.
σ_2 =	esfuerzo de confinamiento.
τ =	esfuerzo de corte.
c =	cohesión.
ϕ =	ángulo de fricción interna.
θ =	ángulo de inclinación de la superficie de falla en la muestra.
m_b =	es un valor reducido de la constante del material.
m_h =	es un parámetro a dimensional, que depende del tipo de roca.
s y a =	parámetros a dimensionales de un macizo rocoso.
D =	grado de alteración del macizo.
σ_{ci} =	resistencia a la compresión simple de la roca intacta.
GSI =	índice de resistencia Geológica.
E_m =	modulo de elasticidad del macizo rocoso.
σ_{ref} =	esfuerzo de confinamiento de referencia para cada caso.
σ_t =	esfuerzo a tracción.
σ_{3max} =	esfuerzo principal menor máximo. Límite superior del esfuerzo de confinamiento
σ_{cm} =	resistencia a la compresión del macizo rocoso.
γ =	peso específico del macizo rocoso.
H =	altura del Talud

AGRADECIMIENTOS

Debo expresar mi más sincero reconocimiento al Ing. Esteban Samaniego, quien con el mejor espíritu investigativo, supo guiar desde el primer momento, el sendero a seguir en esta Tesis de Maestría; su opinión crítica, solidaria con el conocimiento, pero paciente con el aprendizaje, fueron los alicientes para llegar a culminar con éxito este trabajo.

A Hidropaute S. A., en la persona del Ing. Julio Robles, quien con su magnífica voluntad, generosidad, y posición progresista hacia la investigación, hizo posible que pudiera acceder a uno de los proyectos más importantes del Ecuador, el Proyecto Hidroeléctrico Mazar, su posición siempre colaboradora, facilitando al cien por ciento, el contingente de Hidropaute S. A., para así investigar desde un enfoque académico la problemática del Talud Izquierdo del Cuenco Disipador de Mazar.

Quiero expresar mi más sincero agradecimiento al Ing. Jaime Bojorque, como Asesor de esta Tesis, no solamente por la dedicación manifiesta sin demoras al tiempo de sugerir correcciones acertadas a los temas analizados, sino también al empaparse de inmediato, aún cuando esta Tesis tenía un avance

significativo, y, con su espíritu siempre constructivo, propuso el camino a seguir en el Capítulo 5 “Aplicación”, abordado en esta monografía.

RESUMEN

El estudio de la estabilidad de un talud rocoso, tradicionalmente fue abordado bajo el criterio de rotura de Mohr-Coulomb. Por su fácil aplicación, al ser de carácter lineal y su difusión muy extendida en el ambiente geotécnico, es un criterio de rotura muy empleado, aunque no representa adecuadamente el comportamiento de un macizo rocoso. Desde la década de los años 80, Evert Hoek y otros, han estudiado el comportamiento de los macizos rocosos y en la actualidad el criterio generalizado de Hoek-Brown 2002, cada vez es más utilizado, por su facilidad de aplicación y ser más representativo del fallo de un macizo rocoso.

El criterio de Hoek-Brown 2002 (carácter no lineal), plantea realizar un ajuste hacia el modelo Mohr-Coulomb, con parámetros resistentes equivalentes de ángulo de fricción y cohesión y obtener una envolvente de rotura de carácter lineal.

Mediante la utilización de un modelo simplificado de la geometría del talud izquierdo del cuenco disipador de Mazar, con características geomecánicas de dos materiales geológicos, son unidades analizadas cada una, como representativos de un medio isótropo, elástico, perfectamente plástico, sin dilatación y con un criterio de rotura tipo Hoek-Brown, estos condicionantes del modelo

constitutivo, se verán reflejados en la realidad para taludes de gran altura, en los cuales las discontinuidades, por su efecto escala son despreciables frente a las magnitudes geométricas y geomecánicas del talud, rocas blandas o meteorizadas y/o cuando el macizo rocoso se encuentre muy fracturado, casi similar a suelo. En el Talud Izquierdo del Cuenco disipador encontramos, esquistos sericíticos muy foliados, finamente laminados, en algunas localidades profundamente plegados y deformados, observando así la aplicabilidad idónea del criterio de Hoek-Brown.

Para desarrollar la modelación numérica, se escogió Rocscience, un paquete computacional, en el cual se pueden encontrar análisis por equilibrio límite y también el análisis tenso-deformacional; los métodos de equilibrio límite utilizados en este trabajo son Fellenius y Bishop, implementados en SLIDE y la metodología tenso-deformacional, está implementada en PHASE2.

Con el objeto de estudiar la variación de los factores de seguridad, la variación de los criterios de rotura y sus envolventes de falla, se procedió por un lado, a disminuir las propiedades resistentes del material y por otro a incrementar la carga aplicada. Con aplicación del análisis tenso-deformacional se estudiaron dos criterios de rotura Mohr-Coulomb y Hoek-Brown. Para estudiar, si las

simplificaciones (equilibrio vertical de fuerzas y equilibrio de momentos) realizadas por los métodos de equilibrio límite, influyen en el comportamiento a la rotura de un macizo rocoso, se planteó aplicar la metodología de equilibrio límite y el estudio tenso-deformacional al mismo problema, desarrolladas cada una de ellas bajo el criterio de falla de Mohr-Coulomb.

El objetivo primordial planteado en este trabajo, es el estudio de criterios de rotura para un macizo rocoso, bajo dos métodos de cálculo; el desarrollo de esta investigación, indica que la problemática de la estabilidad de un talud, debe ser analizada por lo menos con éstas dos metodologías (equilibrio límite y tensión deformación), con criterios de rotura escogidos adecuadamente (clasificación geomecánica GSI) por el proyectista; estudios que parezcan ser redundantes, pero que contribuyen a una mejor comprensión de la estabilidad de un talud.

ABSTRACT

Traditionally, the analysis of rock slope stability has been undertaken using the Mohr-Coulomb failure criterion. This criterion can be easily implemented on existing software because it's linear character and it is widely used in the geotechnical practice. However, this criterion does not represent accurately the behavior of rock masses. Since the 80s, Evert Hoek and others have studied the behavior of the rock mass, and at present, the Generalized Hoek-Brown Criterion 2002 has been spread because the simplicity of the constitutive model and it better represents the failure of rock masses.

The Generalized Hoek-Brown Criterion 2002 (nonlinear behavior) can be transformed to the Mohr-Coulomb criterion with equivalent strength parameters of cohesion and angle of friction, resulting in a lineal failure criterion.

This thesis uses a simplified geometrical model of the left slope of the Mazar discharge's dam, using the geotechnical parameters of two geological units. These units are considered to be isotropic, to behave elastic-perfectly plastic, to work without dilation, and to use

the Hoek-Brown failure criterion. These assumptions, regarding the constitutive model, can be considered representative for high slopes, in which the discontinuities, because the scale, are dismissed against the slope geometrical and geomechanical magnitudes, or when soft and weathered rocks are present, and/or when the rock mass is highly fractured, similar to soil.

The left slope of Mazar discharge's dam is comprised of folded sericitic schists highly laminated, in some zones, the rock mass is heavily folded and deeply deformed, therefore, the Hoek-Brown criterion can be used adequately.

For the numerical simulation, Rocscience, was selected as software package, in which, it is implemented the Limit Equilibrium Analysis, and as well, the Stress-Strain Analysis. The Limit Equilibrium Methods used in this work are Fellenius and Bishop, implemented in the SLIDE software and the Stress-Strain Analysis implemented in the PHASE2 software.

The performance of the factors of safety and failure criteria were tackled, in one hand, by reducing the shear strength parameters, and by increasing the applied load at the crest of the model. Using the Stress-Strain Analysis, the Mohr-Coulomb and Hoek-Brown

failure criterion were studied. In order to investigate the effect on the failure of rock masses regarding the assumptions done by the Limit Equilibrium Method, i.e., vertical balance of forces and balance of moments, the methodology of the Limit Equilibrium and the Stress-Strain Analysis, in the same model, is applied. For these two analyses, the Mohr-Coulomb failure criterion was used.

The main goal of this Master Thesis is investigating the failure criteria for rock masses, considering two methods; as outcome of this investigation, it was found that the slope stability problem has to be analyzed at least by two methodologies (Limit Equilibrium and Stress-Strain Analysis), with failure criterion parameters carefully selected by the designer (geotechnical classification GSI). Even though, it seems to be unnecessary, however, they contribute to a better understanding of the rock slope stability.

CAPITULO 1

1 Introducción

1.1 Motivación

El estudio del colapso de un talud de suelo o roca involucra conocer sus propiedades físicas y mecánicas, los tipos de falla y los factores que producen la falla del mismo. Para el caso en estudio, mediante un análisis comparativo de métodos tradicionales de falla global, como son el equilibrio límite y por otro lado el análisis por métodos tenso deformacionales, se plantea comparar la forma de la superficie de falla obtenida con la aplicación de los métodos citados anteriormente. La aplicación conjunta de estas metodologías, nos ayudarán a comprender de mejor manera el colapso de un talud.

Los métodos de equilibrio límite son muy utilizados por su facilidad y sencillez de aplicación. Sin embargo, actualmente los métodos tenso-deformacionales están siendo más utilizados, porque con ellos se pueden abordar problemas de mayor complejidad con estructuras y condicionantes geológicos que el equilibrio límite no puede implementar, como por ejemplo estructuras condicionantes

de un posible fallo. Existen, además, metodologías que combinan los dos métodos de cálculo, como el *Enhanced Limit Equilibrium Method*, el cual utiliza el método del equilibrio límite, luego de un análisis tenso-deformacional, para definir el factor de seguridad de un talud.

Tradicionalmente en mecánica de rocas, el criterio de Mohr-Coulomb ha sido utilizado para el estudio de la estabilidad de un talud rocoso. Desde la década de los años 80, Evert Hoek y otros [17] han estudiado el comportamiento de los materiales rocosos, hasta llegar al criterio generalizado de Hoek-Brown 2002 [9]. Estos dos criterios estudian la falla del material, siendo Hoek-Brown de representación no lineal y Mohr-Coulomb representando una envolvente de rotura lineal. En el presente trabajo se estudiará una metodología de transformación entre Hoek-Brown y Mohr-Coulomb, con el objeto de linealizar el primero, hacia una envolvente de rotura aproximada de carácter lineal.

Al abordar el criterio generalizado de Hoek-Brown, se observa su facilidad de aplicación, teniendo como parámetros de entrada, tanto datos de investigación en campo cuanto clasificaciones geomecánicas (Geological Strength Index), así como datos de laboratorio de un ensayo de compresión uniaxial. Para ésta Tesis,

partiendo de datos geotécnicos, proporcionados por Hidropaute, correspondientes al estudio del talud izquierdo del cuenco dissipador del Proyecto Hidroeléctrico Mazar, se realizan modelaciones numéricas, usando geometrías simplificadas, en unos casos disminuyendo las propiedades resistentes del material y en otro incrementado la carga aplicada, con el objeto de estudiar las variaciones del factor de seguridad y las variaciones en las envolventes de falla o criterios de rotura del material.

Al analizar los dos criterios de rotura mencionados, éstos se aplican con dos métodos de cálculo: El método de Equilibrio Límite y el método Tenso-deformacional, siendo un objetivo comparar las superficies de falla de un talud por ambas técnicas. Como resultado de aplicar la linealización Hoek-Brown, se obtienen parámetros geomecánicos ajustados, se analizarán la variación de los parámetros geomecánicos respecto al GSI, los factores de seguridad obtenidos aplicando Hoek-Brown y Mohr-Coulomb y gráficamente se compararán las superficies de falla obtenidas.

1.2 Problemática

En la mecánica de suelos, comúnmente es utilizado el criterio de Mohr-Coulomb, por ser un criterio de rotura muy apropiado para la

mayoría de suelos. En rocas es muy difundido el criterio generalizado de Hoek-Brown. Hoek-Brown, al ser un criterio de rotura que representa una envolvente no lineal, los autores plantearon su linealización teniendo como referente Mohr-Coulomb, debido a que éste criterio es muy difundido, de fácil aplicación y muchos paquetes computacionales están desarrollados con énfasis en Mohr-Coulomb.

Al plantear el análisis de las superficies de deslizamiento, utilizando dos criterios de rotura, distintos en su envolvente, surge la pregunta si, se verán reflejadas sus diferencias o similitudes al variar los parámetros resistentes del material o será más provechoso incrementar la carga aplicada, por lo que en esta Tesis de Maestría se trabajó de ambas formas.

Al abordar el análisis por equilibrio límite, a priori en la mente ingenieril, se dibuja una superficie de deslizamiento, que pretende describir casi sin lugar a duda, una curva por la que fallará el talud. En la naturaleza no podemos esperar éste comportamiento casi ideal. Sin querer desmerecer ninguna metodología, se requiere el empleo de mejores herramientas. Aunque parezcan ser redundantes en la investigación del problema, es decir, al aplicar diversas formas de análisis y criterios de rotura, en una relación

cruzada, nos servirán para profundizar en su estudio y comprender mejor el problema. Con la aplicación de métodos tenso-deformacionales, se observará la coincidencia de la superficie de rotura y además se podrá analizar los factores de seguridad obtenidos, versus la aplicación del método de equilibrio límite.

1.3 Objetivos

El objetivo primordial del presente trabajo es estudiar dos criterios de rotura, uno que representa una envolvente de carácter lineal, Mohr-Coulomb, y el otro Hoek-Brown, de carácter no lineal, para comparar la forma de la superficie de falla, y evaluar si son válidas las simplificaciones realizadas por los métodos de equilibrio límite, utilizando dos metodologías de cálculo, métodos tenso-deformacionales y métodos de equilibrio límite, desarrollados en la base de modelos constitutivos elastoplásticos de plasticidad perfecta (para el caso tenso-deformacional). Con los resultados obtenidos al final de las modelizaciones numéricas realizadas, se podrá conjeturar, si las simplificaciones (equilibrio de fuerzas verticales y equilibrio de momentos) realizadas por los métodos de equilibrio límite, tienen influencia en la superficie de deslizamiento de un talud y su factor de seguridad.

Se partió de parámetros reales obtenidos del talud izquierdo del cuenco disipador de Mazar [14], son datos que representan los parámetros geotécnicos de una roca muy descomprimida en la parte superior y una roca medianamente descomprimida en la parte inferior, la geometría utilizada representa una simplificación de las presentadas en el informe [14], con un nivel freático promedio. El talud del cuenco disipador, al presentar falta de uniformidad en sus secciones, su geometría fue simplificada como una media de sus dimensiones.

En el desarrollo de esta Tesis de maestría, se han seguido varios objetivos específicos que complementan y contribuyen a lograr el objetivo general de la misma, como son:

1. Estudiar detalladamente el criterio de rotura no lineal para materiales rocosos, conocido como Criterio Generalizado de Hoek-Brown 2002.
2. Estudiar la metodología tenso-deformacional, en lo que respecta a la reducción de la fuerza cortante (SSR), con el objeto de establecer un factor de seguridad y compararlo con el obtenido con métodos de equilibrio límite, Fellenius y Bishop en este trabajo.

3. Comparar la forma de la superficie de deslizamiento supuesta con métodos de equilibrio límite con la calculada con métodos tenso – deformacionales.

El desarrollo de esta trabajo indica que la investigación numérica de la estabilidad de un talud debe ser realizada por varias metodologías de cálculo (equilibrio límite y tenso-deformacional), con criterios de rotura escogidos adecuadamente por el proyectista, estudios que a primera vista parecen ser redundantes, pero que contribuirán a la comprensión de la estabilidad de un talud.

1.4 Metodología

Como se puede apreciar en la Tabla 1.1, para analizar los criterios de falla y sus superficies de deslizamiento, se utilizaron dos metodologías de análisis, con sus respectivos criterios de falla (Mohr-Coulomb y Hoek-Brown) y en cada caso se procedió tanto con la variación de parámetros resistentes como con el incremento de carga aplicada.

ANÁLISIS EMPLEADO	CRITERIO DE FALLA	PROGRAMA EMPLEADO	METODOLOGÍA DE EVALUACIÓN
Análisis por Equilibrio Límite	Mohr-Coulomb (ajuste)	SLIDE	1. Variación de parámetros resistentes
		PHASE2	2. Incremento de carga aplicada
Análisis Tenso-deformacional	Mohr-Coulomb (ajuste)	PHASE2	1. Variación de parámetros resistentes
	Hoek-Brown (2002)		2. Incremento de carga aplicada

Tabla 1.1: Metodología de Evaluación.

Con la colaboración del Ing. Julio Robles (Hidropaute S.A.), quien facilitó los parámetros geomecánicos del talud izquierdo del cuenco disipador Mazar [14]. El material geológico encontrado fue clasificado en roca medianamente descomprimida y roca muy descomprimida. Los parámetros de los materiales geológicos iniciales son: γ =peso específico del material, GSI=Geological Strength Index (Índice de Resistencia Geológica), m_i =parámetro a dimensional que depende del tipo de roca, σ_{ci} =resistencia a la compresión simple de la matriz rocosa.

El paquete computacional de cálculo empleado fue *RocScience*, dentro del cual se utilizó ROCLAB, PHASE2 y SLIDE. Con los parámetros mencionados en el párrafo anterior, se aplicó el criterio generalizado de Hoek-Brown 2002, mediante el uso de ROCLAB, para obtener tanto el criterio Hoek-Brown y su ajuste a Mohr-Coulomb, Figura 1.1. Con SLIDE, el cálculo numérico fue

desarrollado por equilibrio límite. En tanto que PHASE2 fue empleado para aplicar la metodología tenso-deformacional. Con el objeto de desarrollar el cálculo numérico, se emplearon como apoyo las referencias [15] y [16].

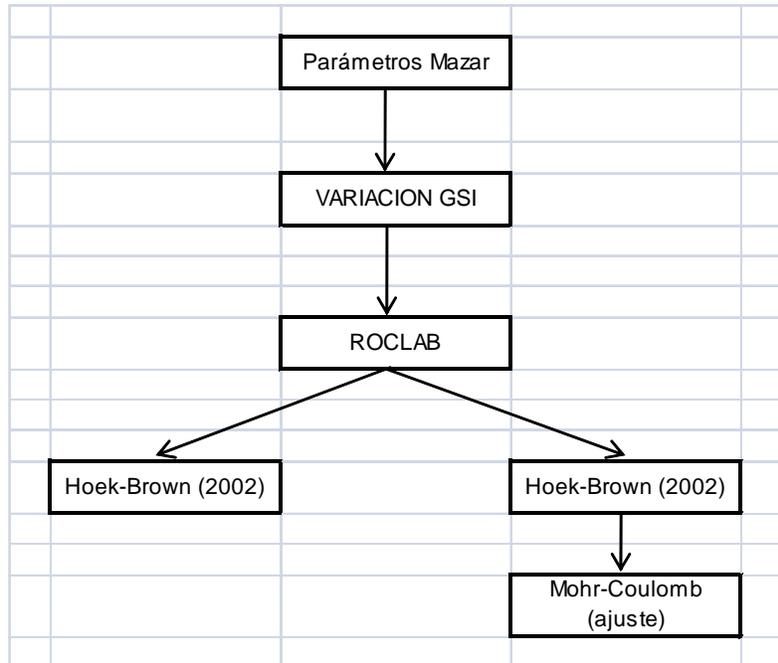


Figura 1.1: Esquema de la obtención de parámetros resistentes.

Dentro del análisis tenso-deformacional, se procedió a realizar la experimentación numérica. Por un lado se disminuyeron las propiedades resistentes del material y, por el otro, se incrementó la carga aplicada. Con la aplicación PHASE2, utilizada para el análisis tenso-deformacional, luego del ingreso de datos y procesamiento de los mismos. Para cada caso se realizaron gráficos comparativos de la superficie de deslizamiento, incluyendo los dos criterios de

Autor: CESAR ALBERTO VANEGAS BRAVO

rotura Hoek-Brown y Mohr-Coulomb; además se presentan tablas comparativas de los factores de seguridad obtenidos.

Se debe recalcar que en el procedimiento de obtener factores de seguridad por la metodología tenso-deformacional se utilizó el criterio de reducción de la fuerza cortante (SSR), implementada en PHASE2.

Para el análisis comparativo de equilibrio límite vs. tensión - deformación, se utilizó como único criterio de rotura Mohr-Coulomb, se disminuyeron las propiedades resistentes del material y se procedió a realizar la experimentación numérica. La aplicación SLIDE fue utilizada para equilibrio límite y PHASE2 para el caso tenso-deformacional. De igual forma se realizaron gráficos comparativos de la superficie de deslizamiento y tablas con los resultados de factores de seguridad obtenidos.

1.5 Estructura de la Tesis

En el capítulo 2 se realiza una revisión de conceptos básicos relacionados con el fallo de macizos rocosos, las propiedades físicas y mecánicas son descritas tanto para la matriz como para

las discontinuidades. Se aborda de manera general los tipos de falla y los factores que producen la misma.

A partir de esta revisión general, se profundiza en los métodos tenso-deformacionales en el capítulo 3. En éste capítulo se realiza una descripción general de conceptos de la Mecánica del Medio Continuo, que constituyen la base de la formulación matemática orientada a la descripción del comportamiento mecánico de los macizos rocosos como un continuo.

Luego en el capítulo 4 se introducen los criterios de fallo en la formulación de la mecánica de medios continuos. El enfoque utilizado entiende a estos criterios como parte integrante de los modelos constitutivos que describen el comportamiento del material.

En el capítulo 5 se presenta la aplicación de los criterios de rotura. Se describen los parámetros utilizados por Hoek-Brown, se presentan modelaciones numéricas tanto para disminución de parámetros resistentes como para incremento de carga aplicada, y finalmente se presentan gráficos comparativos de las superficies de deslizamiento o falla de los modelos analizados. Finalmente en el capítulo 6 se presentan conclusiones y recomendaciones.

CAPITULO 2

2 Estabilidad del talud de un macizo rocoso



Foto 2.1: Macizo Rocoso

La Foto 2.1 fue tomada en el sector de la Josefina a 20 Km de la ciudad de Cuenca, se observa un talud rocoso, de escarpe casi vertical, se aprecian su superficie alterada, desprendimientos de bloques de distintos tamaños, y se pretende resaltar que no es

trivial la obtención de parámetros que nos den una interpretación geomecánica del talud analizado.

La forma de definir un macizo rocoso en cuanto a su interpretación mediante parámetros geomecánicos, presenta gran dificultad y demanda mucha experiencia. Es difícil definir un proceso sistematizado a fin de llegar a valores que sean representativos; y a veces la obtención de éstos los convierte casi en un fin y no en un medio para alcanzar coherentemente el proceso de diseño de estabilidad del talud de un macizo rocoso [4].

A continuación se presenta un brevísimo resumen del marco teórico referente al estudio de la estabilidad de un talud rocoso, señalado por *Evert Hoek y otros* [3]:

- Conocimiento de la Geología regional y particular del emplazamiento del talud.
- Obtención de los parámetros de geología y geotecnia necesarios.
- Investigación de las entidades geológicas determinantes como: discontinuidades, contactos litológicos, fallas y juntas.

- Investigación de los parámetros del macizo rocoso, siendo éste el aspecto más deficiente en el diseño de estabilidad de un talud en roca.
- Efecto de la alteración tanto de la matriz como del macizo rocoso.
- Efecto del agua subterránea.
- Tensiones in situ del macizo rocoso.
- Efecto de las voladuras o explosiones en la etapa de construcción.
- Manejo y monitoreo del talud en la etapa posterior a la construcción.

El cuestionamiento de evaluar la cantidad de parámetros geomecánicos que deben ser recolectados para que éstos sean útiles en el diseño de taludes rocosos, teniendo en cuenta la naturaleza discontinua de un macizo rocoso y sobre todo la forma supuesta (etapa de diseño), por la que fallará ya sea por sus estructuras principales o por una falla global del macizo mismo, representa un problema a solucionarse mediante la contribución del conocimiento teórico formal y la experiencia.

2.1.- Propiedades mecánicas de un macizo rocoso

En el análisis de la estabilidad de un macizo rocoso es de vital importancia determinar de manera precisa las propiedades mecánicas o ingenieriles de un macizo rocoso, las mismas consisten en:

1. Las propiedades físicas y mecánicas de la roca intacta o matriz rocosa.
2. Las propiedades de las discontinuidades, como son: juntas, fallas, foliación, zonas de corte y zonas de contacto litológico dentro del macizo.

2.1.1.- Propiedades físicas y mecánicas de la roca intacta o matriz rocosa

Generalmente llamadas propiedades índice y nos sirven además como una primera clasificación con fines geotécnicos para la identificación y descripción cuantitativa de las propiedades básicas de las rocas.

En la Tabla 2.1, se puede apreciar que las propiedades de la matriz rocosa, pueden ser determinadas ya sea por una descripción visual o con la utilización de técnicas de laboratorio no complejas y hasta

el empleo de pruebas de laboratorio complejas como el triaxial, por lo que su obtención requiere experiencia para obtener datos que nos puedan ser sobretodo representativos y útiles en el estudio de estabilidad de un talud.

Propiedades de la matriz rocosa y métodos para su determinación		
	Propiedades	Métodos de determinación
Propiedades de identificación y clasificación	Composición Mineralógica	
	Fábrica y Textura	Descripción visual
	Tamaño de Grano	Microscopía óptica y electrónica
	Color	Difracción de rayos X
	Porosidad	Técnicas de Laboratorio
	Peso específico	
	Contenido en humedad	
	Permeabilidad	Ensayo de permeabilidad
Alterabilidad	Ensayos de alterabilidad	
Propiedades mecánicas	Resistencia a la compresión simple	Ensayo de compresión uniaxial
		Ensayo de carga puntual
		Martillo Schmidt
	Resistencia a la tracción	Ensayo de tracción directa
		Ensayo de tracción indirecta
Velocidad de ondas sísmicas	Medida de velocidad de ondas elásticas en laboratorio	
Resistencia: cohesión y ángulo de fricción interna	Ensayo de compresión triaxial	
Deformabilidad: Módulo de Elasticidad y coeficiente de Poisson	Ensayo de compresión uniaxial	
	Ensayo de velocidad sísmica	

Tabla 2.1: Propiedades de la matriz rocosa y métodos para su determinación [2].

2.1.2.- Propiedades de las discontinuidades

Las discontinuidades rigen el comportamiento deformacional, tensional e hidráulico de un macizo rocoso y además definen el carácter discontinuo y anisótropo del mismo. Su correcta evaluación y caracterización es un trabajo fundamental para definir los parámetros geomecánicos e hidrogeológicos de un macizo rocoso.

Los principales tipos de discontinuidades son:

- Juntas o Diaclasas
- Planos de estratificación
- Foliación
- Planos de laminación
- Superficies de contacto litológico
- Fallas.

Podemos decir que las juntas son las discontinuidades más comunes en un macizo rocoso y las fallas son las más serias. Desde discontinuidades más comunes a las más serias presentan las siguientes propiedades físicas:

- Orientación
- Espaciamiento

- Continuidad
- Espesor de la abertura
- Relleno
- Intensidad
- Rugosidad



Foto 2.2: Discontinuidades: Orientación en varios planos.



Foto 2.4: Discontinuidades: Espaciamiento entre ellas.



Foto 2.3: Discontinuidades: Continuidad, longitud.



Foto 2.5: Discontinuidades: Espesor de abertura, relleno.

Las Fotos 2.2 a 2.5, fueron tomadas del mismo macizo de la Foto 2.1, se pueden observar las propiedades físicas de las discontinuidades como orientación, espaciamiento, continuidad y relleno

Las discontinuidades pueden estar o no rellenas de algún material geológico el cual es determinante en su comportamiento mecánico, además de permitir la percolación de agua superficial y flujo de agua subterránea.

En relación a los problemas de estabilidad de macizos rocosos respecto a la cara del talud, cimentación, dirección de un túnel u otra obra de ingeniería, resulta que la orientación de las discontinuidades es un punto condicionante del grado de seguridad del proyecto a construir.

2.2 Tipos de falla de un talud en roca

A continuación se enumeran los tipos de falla de un macizo rocoso que se encuentran descritas en la literatura geotécnica. No se describirá cada tipo de falla en detalle,

considerando que ésta investigación desarrollará la falla de tipo rotacional. Posteriormente se describirá la misma.

Los principales modos de falla en un talud de un macizo rocoso son:

- Falla plana
- Falla rotacional
- Falla tipo cuña
- Falla por volcamiento

2.3 Factores que producen falla en un macizo rocoso

La pregunta secuencial y lógica que surge es el por qué se produce la falla de un macizo rocoso. La falla de un talud, sea en roca o suelo, es atribuible a un sin número de causas; lo que sí es posible aseverar que no es debido a una sola de ellas.

En concordancia con las condiciones geométricas, geológicas, litológicas, hidrogeológicas, cada tipo de falla tiene su preponderancia para cada proyecto. La

complejidad de un macizo rocoso nos obliga a comprobar su fallo por todos los métodos señalados o la combinación de los mismos, los factores que producen falla en un macizo rocoso pueden ser agrupados en:

1. Factores que producen un incremento de la tensión de corte.
2. Factores que contribuyen a reducir la resistencia al corte, resistencia inherente al material mismo.

2.3.1 Factores que producen un incremento de la tensión de corte.

Entre los factores producen un incremento de la tensión de corte tenemos [4]:

- La remoción de soporte lateral se observa comúnmente como causa de la inestabilidad de un talud, por ejemplo la erosión de ríos, el trabajo del hombre en minería, vías terrestres.
- El incremento de cargas sobre el talud, por ejemplo la acumulación de cargas en taludes de forma natural

como la lluvia, nieve, material volcánico y de manera artificial como sitios de relleno, sitio de desecho de materiales, peso de agua producto de fugas de sistemas de agua potable, canales o reservorios.

- Aplicación de cargas transitorias como las producidas por movimientos telúricos, explosiones, tráfico de maquinaria pesada.
- El incremento lento y progresivo del tamaño del talud producto de fuerzas tectónicas.
- La remoción del soporte en el subsuelo producto del lavado de materiales susceptibles a solución por efecto de agua subterránea como rocas calizas.
- El incremento de la presión de agua de poros en grietas, juntas, discontinuidades en general producto de heladas o percolación de agua superficial.
- El vulcanismo, producido por el paso del magma por ejemplo en los flancos de un volcán.
- Los procesos geológicos que intervienen en la formación de un talud como por ejemplo reptación.

2.3.2 Factores que contribuyen a reducir la resistencia al corte, inherente al material mismo.

Entre los factores que contribuyen a reducir la resistencia al corte inherente al material mismo tenemos [4]:

- Factores relacionados con la geometría del talud y la orientación de diaclasas, estratos apoyados sobre material plástico o de baja capacidad de carga, estratos permeables alterados y estratos débiles impermeables
- Factores que se relacionan con cambios en la fuerza cortante por etapas de humedecimiento y secamiento y reacciones físico-químicas del material con el medio ambiente, como por ejemplo: desintegración física de la roca por etapas de hielo y deshielo o por la expansión térmica, hidratación y deshidratación de materiales de arcillas, consolidación de arcillas, desecación de arcillas, lavado del mineral cementante en juntas o discontinuidades debido a disolución.
- Factores relacionados con cambios en las fuerzas intergranulares producidas por variación del contenido de humedad.
- Cambios en la estructura misma del material como pueden ser el remoldeo de arcillas o la fracturación de

un macizo rocoso por variaciones en la presión de confinamiento luego de excavación.

- Factores por causas misceláneas, en las que se puede señalar el debilitamiento de un talud por la acción progresiva del crecimiento de raíces o la acción de animales.

Fallo de macizos rocosos

Esta tesis se enfoca al estudio de la falla de tipo rotacional, analizada bajo el punto de vista de Fellenius y Bishop (métodos de Equilibrio Límite). Se han escogido éstas dos metodologías de cálculo, siendo éstas académicamente las más demostrativas del método de dovelas, sin tratar de pormenorizar en sus metodologías, sino teniendo un enfoque en las simplificaciones que realizan por ser métodos estáticamente indeterminados, además son métodos que fueron desarrollados tanto en las asignaturas de Mecánica de Suelos como Estabilidad de Taludes de la Maestría en Geología Aplicada y Geotecnia de la Universidad de Cuenca. En el desarrollo de este trabajo, fue acogida la recomendación de Rolando Armas, de

utilizar Fellenius y Bishop simultáneamente, para el cálculo de estabilidad de taludes y establecer el nivel probable de variación del factor de seguridad en un caso dado [7].

El tipo de fallo rotacional, abordado desde un enfoque tenso-deformacional (elasto-plasticidad perfecta), y resuelto por el método de los elementos finitos, evidenciará una metodología muy innovadora, por medio del método de Reducción de Resistencia al Cortante, por sus siglas en inglés SSR, el cual reduce sistemáticamente la resistencia al cortante del macizo rocoso y bajo ciertos condicionantes, obtiene un factor de seguridad.

2.4. Fallo de manera rotacional (circular)

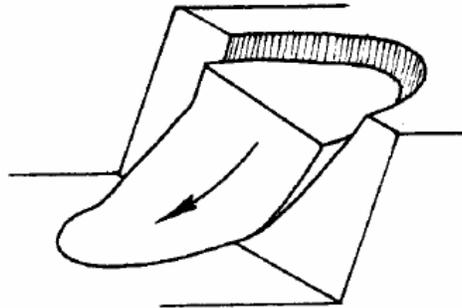


Figura 2.1: Fallo rotacional [5].

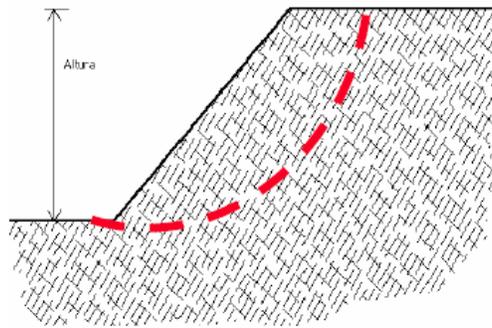


Figura 2.2: Falla rotacional idealizada a la forma circular [5].

En las Figuras 2.1 y 2.2, se idealiza que el fallo de un talud se produce a través de una superficie de falla, de tipo circular, de manera rotacional a través de un eje paralelo al talud. En el sector superior (cabeza) Figura 2.1, el movimiento es completamente hacia abajo formando un escarpe casi vertical (grieta de tracción). Sin embargo la superficie superior del deslizamiento se inclina hacia atrás del talud existente, indicando rotación. En la Figura 2.2 se observa la falla rotacional de una manera idealizada a la forma circular.

Una falla de tipo rotacional pura es muy rara debido la existencia de discontinuidades como fallas, diaclasas, contactos litológicos y por diferente estratigrafía. La influencia de las discontinuidades debe ser estudiada rigurosamente dentro del fallo de manera rotacional.

Fallas de tipo rotacional ocurren con mayor frecuencia en materiales homogéneos [4], como son:

- Taludes compuestos por suelo o materiales de condiciones similares a suelo como pueden ser rellenos sanitarios.
- Terraplenes construidos por el hombre.
- Rellenos en general
- Rocas altamente diaclasadas o fracturadas.

Se ha observado como condicionante de una falla de tipo rotacional [5], los siguientes aspectos.

- Macizos rocosos altamente fracturados
- Suelos y rocas blandas
- Taludes formados por roca estéril
- Macizos rocosos altamente meteorizados y alterados

En la actualidad el problema del análisis de estabilidad de taludes cuenta con numerosos enfoques mecánicos como: métodos de Equilibrio Límite, métodos Probabilísticos [4], métodos basados en Elementos Finitos y Diferencias



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Finitas. El método más fácil de utilizar es el de Equilibrio Límite para evaluar sobre todo las condiciones geométricas del talud y los parámetros resistentes del material.

2.5 Métodos de análisis por Equilibrio límite

Concepto de Equilibrio Límite

El estado de equilibrio límite se define como aquel en el cual un macizo de suelo o roca se encuentra en un estado de fallo incipiente, es decir, al borde del colapso; en éste punto las Fuerzas Actuantes son iguales a las Fuerzas Resistentes y el factor de seguridad por consiguiente es igual a 1. Cuando las Fuerzas Resistentes son mayores a las Fuerzas Actuantes, el factor de seguridad es mayor que uno y el talud es estable. Cuando las Fuerzas Resistentes son menores a las Fuerzas Actuantes, el factor de seguridad es menor que uno y el talud es inestable.

Los métodos de equilibrio límite más utilizados son los siguientes **[18]**:

- Método Ordinario o Fellenius
- Método de Bishop
- Método de Janbu
- Método de Spencer
- Método de Morgenstern and Price

- General Limit Equilibrium (GLE)
- Corps of Engineers
- Lowe-Karafiath
- Sarma

Debido a que la formulación por el concepto de equilibrio límite es un problema estáticamente indeterminado (el número de ecuaciones es mayor que el número de incógnitas). El desarrollo de cada método depende de las simplificaciones que realiza el mismo, así pueden estar desarrollados dentro de tres grandes categorías

- Métodos que establecen equilibrio de fuerzas
- Métodos que establecen equilibrio de momentos
- Métodos que establecen equilibrio de fuerzas y momentos

Su aplicación depende de las condiciones del problema a analizar y la experiencia del proyectista.

Métodos de análisis considerando falla circular



Los métodos para evaluar el mecanismo de falla por superficie circular se basan en la división de la geometría del talud en dovelas o rebanadas y establecer el equilibrio de cada rebanada por separado; estos modelos se diferencian entre sí por las suposiciones (hipótesis) necesarias para obtener sistemas de ecuaciones estáticamente determinados, por ejemplo algunos realizan equilibrio de fuerzas verticales y momentos (Fellenius, Bishop), otros realizan equilibrio de fuerzas verticales (dovela), equilibrio de fuerzas horizontales (dovela), equilibrio de fuerzas y momentos (masa deslizante).

Para lograr sistemas de ecuaciones puedan ser resueltos, cada uno de los métodos plantea sus hipótesis particulares como por ejemplo: **[18]**

Fellenius: Supone que las fuerzas entre dovelas se anulan entre sí. Es usado solamente para deslizamiento circular.

Bishop: Supone la fuerza resultante entre dovelas es horizontal. Es usado solamente para deslizamiento circular.

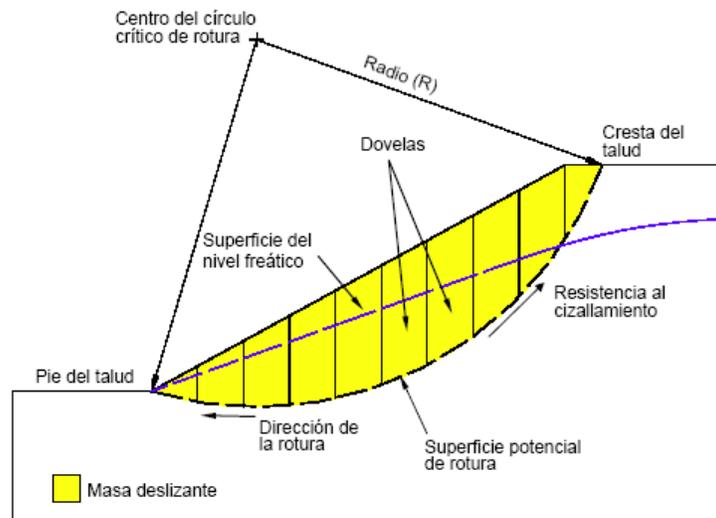


Figura 2.3: División de la geometría del talud en dovelas, para un radio dado [5].

Para el análisis de estabilidad por equilibrio límite, se realizará una recopilación bibliográfica en base a la referencia [7].

En la Figura 2.3, se observa un corte transversal, de un talud, en el cual se representa la división en dovelas, que pueden ser de cualquier número, se encuentran definidos la masa deslizante, dirección de rotura, la resistencia al corte o cizallamiento, y se observa la superficie (circular) potencial de rotura definida por su centro y radio, se observan además elementos propios del talud como su pie y cresta o cabeza.

Para hacer el análisis de la estabilidad de taludes en suelos que tienen cohesión y fricción, es necesario dividir la masa deslizante en dovelas. El cálculo del factor de seguridad para una superficie de deslizamiento cualquiera implica la solución de un problema indeterminado desde el punto de vista de la estática.

En la Figura 2.4, se realiza el análisis para una sola dovela de ancho b , en la cual se encuentran su peso propio W y una tangente en su centro forma un ángulo α con la horizontal, además se observa un centro O y un radio R , el centro O cambiará de posición hasta conseguir el factor de seguridad más bajo.

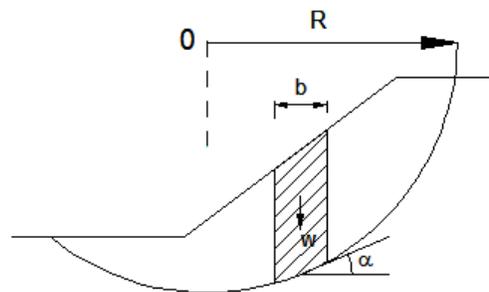


Figura 2.4: Detalle de una dovela o rebanada [7].

Donde:

b = ancho de la dovela.

W = peso propio de la dovela.

α = ángulo entre la tangente en su centro y la horizontal.

O = centro del círculo de falla (superficie de falla supuesta).

R = radio del círculo de falla (superficie de falla supuesta).

En la Figura 2.5, se observan las fuerzas que actúan en una dovela de ancho b , con peso propio W , se observan fuerzas interdovelas T y su incremento ΔT , δs es la longitud inclinada de la base de la dovela, S el esfuerzo resistente, en función de la cohesión y el ángulo de fricción interna, N' esfuerzo normal de las partículas que no deslizan y U presión de agua.

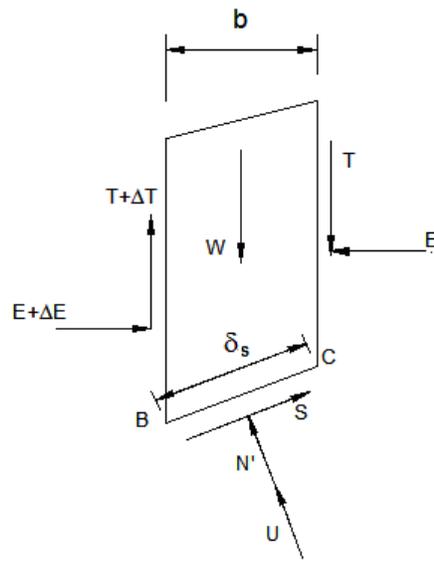


Figura 2.5: Fuerzas que actúan en una Dovela [7].

En la Figura 2.6, se observa la resultante del incremento de tensiones, en donde se observa, para cada una de las dovelas, ΔE , incremento de tensiones horizontales, ΔT incremento de tensiones verticales y ΔR resultante del incremento de tensiones, β ángulo en el que actúa ΔR .

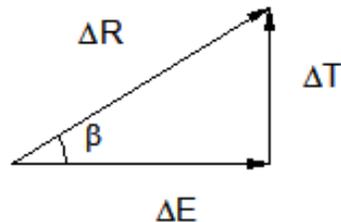


Figura 2.6: Resultante del incremento de tensiones [7].

Se observa en la Figura 2.5 y Figura 2.6, las fuerzas que actúan en una dovela, con las acotaciones anteriores se realiza el siguiente análisis de incógnitas:

Al dividir la masa deslizante en n dovelas tenemos:

1. Incógnitas asociadas al equilibrio de fuerzas

n Resultantes Normales N' sobre la base de cada dovela.

1 Factor de Seguridad.

$n-1$ Resultantes de las fuerzas laterales en la cara de contacto de las dovelas o rebanadas.

$n-1$ Angulos β que expresa la inclinación de la resultante ΔR con respecto al horizonte.

$3n-1$ Incógnitas para $2n$ ecuaciones.

2. Incógnitas asociadas al equilibrio de momentos

n Coordenadas de situación de las resultantes N' en la base de cada dovela

$n-1$ Coordenadas de situación de la resultante ΔR .

$2n-1$ Incógnitas para n ecuaciones.

3. Total de incógnitas

$5n-2$ Incógnitas para $3n$ ecuaciones.

Los métodos más usados en la práctica no consideran el equilibrio de momentos en cada una de las dovelas [7], reduciéndose de esta forma el problema a $3n-1$ incógnitas para $2n$ ecuaciones.

Para eliminar la indeterminación se hacen $n-1$ hipótesis con respecto al ángulo β y queda un sistema de $2n$ ecuaciones con $2n$ incógnitas.

En la Figura 2.7, se observa la composición del polígono de esfuerzos unitarios que actúan en una dovela, **N'** esfuerzo normal de las partículas que no deslizan y **U** presión de agua, que actúan perpendiculares a la base de la dovela, **S** esfuerzo resistente actúa tangente al centro de la base de una dovela, en ángulo α , ΔR , resultante del incremento de tensiones, actúa en un ángulo β respecto a la horizontal y el peso propio de la dovela **W**.

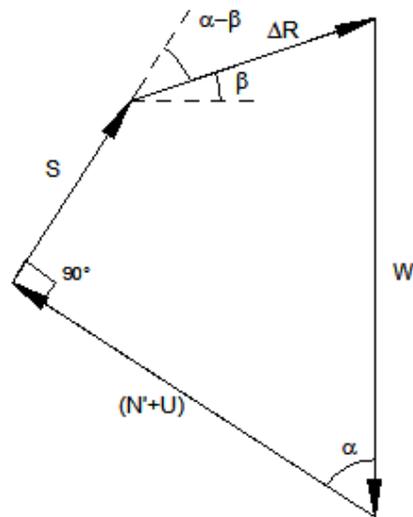


Figura 2.7: Polígono de fuerzas [7].

En la Figura 2.7 se muestra el polígono de fuerzas correspondientes a una dovela cuando se supone conocido el ángulo β . Proyectando las fuerzas en las direcciones de N' y S pueden obtenerse las ecuaciones de equilibrio siguientes:

$$N'+U = W \cos(\alpha) + \Delta R * \text{sen}(\alpha + \beta) \quad (1.1)$$

$$S + \Delta R * \cos(\alpha - \beta) = W \text{sen} \alpha \quad (1.2)$$

Por la definición de factor de seguridad de cada dovela:

$$S = \frac{1}{F} (C + N' \tan \phi) \quad (1.3)$$

Donde:

$$C = (c * \delta s) \quad (1.4)$$

F= factor de seguridad.

C= cohesión por unidad de longitud.

c= cohesión.

δs = longitud inclinada de la base de la dovela.

N'= esfuerzo normal de las partículas que no deslizan.

ϕ = ángulo de fricción interna.

Sustituyendo 1.3 en 1.2:

$$\frac{1}{F}(C + N' \tan \phi) + \Delta R * \cos(\alpha - \beta) = W * \sin \alpha \quad (1.5)$$

Las ecuaciones 1.1 y 1.5, constituye el sistema de 2n ecuaciones que definen el equilibrio de la masa deslizante.

Sin embargo, no será necesario resolver este sistema de ecuaciones si se recurre al análisis del equilibrio de las masas deslizantes como un todo, ya que puede afirmarse que:

$$\sum W * x = \sum S * R \quad (1.6)$$

Autor: CESAR ALBERTO VANEGAS BRAVO

Donde:

x: Distancia horizontal del centro de gravedad de la dovela al centro del círculo.

R: Radio del círculo en análisis.

Esto se cumple, ya que las fuerzas interna, así como los empujes interdovelas, no entran en el equilibrio general.

Sustituyendo 1.3 en 1.6 se puede encontrar:

$$F = \frac{\sum (C + N' \cdot \tan \phi) R}{\sum W \cdot x} \quad (1.7)$$

Como se observa, la ecuación 1.7 solo requiere que se conozcan los n valores de N'. Operando 1.1 y 1.5 se puede encontrar:

$$(1.8)$$

Como se ve, no es necesario determinar el valor de ΔR para obtener el factor de seguridad.

Dependiendo de la hipótesis que se haga con respecto al ángulo β y como resultado de esto, del valor de N' que aquí se obtenga, se determinarán diferentes métodos de análisis de estabilidad.

2.5.1 Método de Fellenius

- Este método no considera las fuerzas entre dovelas a fin de convertir el problema en estáticamente determinado.
- Considera el peso (W) y la peso del agua (U)
- Es el más simple de todos los métodos de dovelas y el más conservador, porque proporciona el valor de seguridad más bajo.
- Es aplicable solamente a superficie de fallo circular.
- Como ecuación general plantea la sumatoria de momentos estabilizadores igual a la sumatoria de momentos desestabilizadores.
- Los momentos estabilizadores son producidos por la resistencia al deslizamiento en la superficie de rotura.
- Los momentos desestabilizadores son generados por el peso del terreno y por el peso del agua de poros.

De lo que se ha desarrollado anteriormente, en el Método de Fellenius si se supone que ángulo $\beta = \alpha$ en cada dovela, la ecuación 1.8 para a ser:

$$(1.9)$$

Que sustituida en 1.7 resulta:

$$F = \frac{R * \sum (c * \delta s + (W \cos \alpha - u * \delta s) * \tan \phi)}{\sum W * x} \quad (1.10)$$

Donde:

U= presión de agua por unidad de longitud = $u * \delta s$

u = presión intersticial en la base de la dovela.

b= ancho de la dovela

2.5.2 Método de Bishop simplificado

Si se supone que ángulo $\beta = 0$ en cada dovela, la ecuación 1.8 para a ser:

$$(1.11)$$

Sustituyendo 1.11 en 1.7 resulta:

(1.12)

Se desarrolla un proceso iterativo hasta conseguir [7]:

(1.15)

Donde:

$F_{BS} = F$ supuesto

$F_{BC} = F$ calculado

2.6 Métodos de análisis tenso deformacionales

Fernando Puell [8], indica que los métodos de “*Análisis Tenso Deformacionales, generalmente son soluciones*”



aplicables mediante métodos numéricos a problemas de estabilidad de macizos rocosos cuando intervienen condiciones especiales como anisotropía del material, estados tensionales particulares, efecto de sismos y presencia de agua". A diferencia de los métodos de Equilibrio Límite en los cuales por su naturaleza de métodos indeterminados con simplificaciones propias de cada uno para llegar a la solución, los métodos tenso deformacionales satisfacen condiciones de equilibrio de fuerzas, equilibrio de momentos de la masa deslizante, permiten trabajar con ecuaciones constitutivas del material que representen mejor la realidad y simular aproximadamente las condiciones de borde. En el siguiente capítulo se desarrollan los aspectos fundamentales que involucra un análisis tenso deformacional.

CAPITULO 3

3 Modelo constitutivo para el análisis de un macizo rocoso

En la actualidad, gracias al desarrollo computacional de métodos de cálculo numérico, se emplean cotidianamente modelos constitutivos para interpretar fenómenos físicos y dar solución a los modelos matemáticos planteados por éstos. La mecánica de medios continuos investiga los modelos constitutivos de una manera integral desde el análisis del sistema físico, modelo matemático, modelo numérico y análisis de resultados mediante predicciones del sistema físico.

La mecánica de medios continuos es una rama de la mecánica que propone un modelo unificado para sólidos deformables, sólidos rígidos y fluidos (líquidos y gases). El término *medio continuo* se usa tanto para designar un modelo matemático, como cualquier porción de material cuyo comportamiento se puede describir adecuadamente por ese modelo.

Aunque la mecánica de medios continuos es un modelo que permite investigar las propiedades de sólidos y fluidos con gran precisión, hay que recordar que a escalas muy pequeñas la materia está hecha de átomos, y esa naturaleza atómica de la materia da lugar a cierto tipo de microestructura heterogénea que viola alguno de los principios de la mecánica de medios continuos. Sin embargo, pese a esta dificultad, la mecánica de medios continuos es una aproximación válida en la mayoría de situaciones macroscópicas [8].

Principalmente se utilizan los siguientes métodos numéricos aplicados a los problemas de mecánica de rocas: método de elementos finitos, métodos de diferencias finitas y métodos de elementos de contorno.

Se debe remarcar que por las condiciones de anisotropía y heterogeneidad de un macizo rocoso, la caracterización geomecánica del mismo resulta una tarea que requiere mucha pericia, información y experiencia, para obtener parámetros geomecánicos confiables que puedan servir de sustento de una modelación tenso-deformacional y su correspondiente validación en la práctica.

Para el desarrollo de los acápite detallados a continuación, se ha realizado una recopilación bibliográfica de las referencias [2], [8] y [10].

3.1 Medio Continuo

La definición de un Medio Continuo es un concepto matemático, en la vida real no existen materiales de éste tipo, lo que se realiza es idealizar los materiales como un medio continuo obteniendo resultados muy valederos.

Se entiende por medio continuo [10] un conjunto infinito de partículas (que forman parte, por ejemplo, de un sólido, de un fluido o de un gas) que va a ser estudiado macroscópicamente, es decir, sin considerar las posibles discontinuidades existentes en el nivel microscópico (nivel atómico o molecular). En consecuencia, se admite que no hay discontinuidades entre las partículas y que la descripción matemática de este medio y de sus propiedades se puede realizar mediante funciones continuas.

Existen tres grandes grupos de medios continuos:

- Mecánica del sólido rígido.
- Mecánica de sólidos deformables.
- Mecánica de fluidos, que distingue a su vez entre:
 - Fluidos compresibles.
 - Fluidos incompresibles.

Se debe acotar, además, que el modelo matemático realizado para un medio continuo, supone estudiar al material a gran escala, teniendo en cuenta que el comportamiento molecular en la mayor parte de los proyectos de ingeniería no interesa.

La mecánica del medio continuo se puede dividir en sus principales componentes:

1. Principios Generales comunes a todos los materiales:
Leyes de la Física.
2. Cinética: Fuerzas y Tensiones.
3. Cinemática: Desplazamientos, deformaciones, velocidades y aceleraciones
4. Ecuaciones Constitutivas, particulares de cada material

- a. Dependen de cada material particular.
- b. Relacionan tensiones con deformaciones
- c. Proporcionan criterios de falla.

En mecánica de sólidos se asume un comportamiento ideal de los materiales, para caracterizar su comportamiento mecánico se debe considerar:

1. La posición de cada una de sus partículas, definida por sus coordenadas.
2. Las fuerzas que actúan entre y sobre las partículas del sólido.
3. La velocidad con que las partículas cambian de posición.

Entonces, la diferencia entre dos estados mecánicos, quedará definida por los desplazamientos, deformaciones y cambios en el estado tensional.

3.2 Estado Tensional

Las cantidades físicas representadas mediante vectores y tensores (fuerzas, desplazamientos, etc.), en general, varían de punto a punto y con el tiempo en un cuerpo. Esta variación da lugar a lo que se conoce como campos o estados tensionales o funciones tensoriales.

Al analizar un punto en el espacio, su estado tensional o de esfuerzos queda definido por las fuerzas por unidad de área referidas a tres planos perpendiculares x , y , z ó i , j , k .

En la Figura 3.1, observamos que los sistemas de ejes, son arbitrarios y son elegidos por comodidad para calcular los esfuerzos aplicados. Para que un punto de un sólido se encuentre en equilibrio deberán existir sus pares de signo opuesto, tanto de esfuerzo norma σ como de esfuerzo tangencial τ .

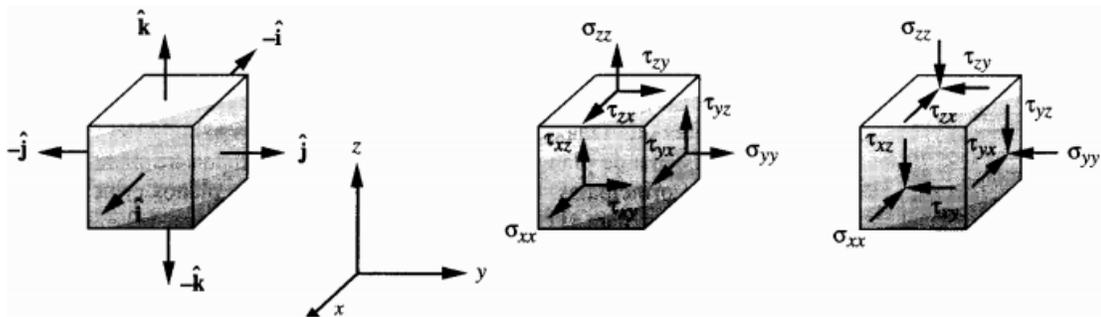


Figura 3.1: Ejes de referencia. Esfuerzos presentes en una partícula de un material [6].

Las cantidades físicas representadas mediante vectores y tensores (fuerzas, desplazamientos, etc.), en general, varían de punto a punto y con el tiempo en un cuerpo. Esta variación da lugar a lo que se conoce como campos o estados tensionales o funciones tensoriales.

Al analizar un punto en el espacio, su estado tensional o de esfuerzos queda definido por las fuerzas por unidad de área referidas a tres planos perpendiculares x , y , z ó i , j , k .

En la Figura 3.1, observamos que los sistemas de ejes, son arbitrarios y son elegidos por comodidad para calcular los esfuerzos aplicados. Para que un punto de un sólido se encuentre en equilibrio deberán existir sus pares de signo opuesto, tanto de esfuerzo norma σ como de esfuerzo tangencial τ .

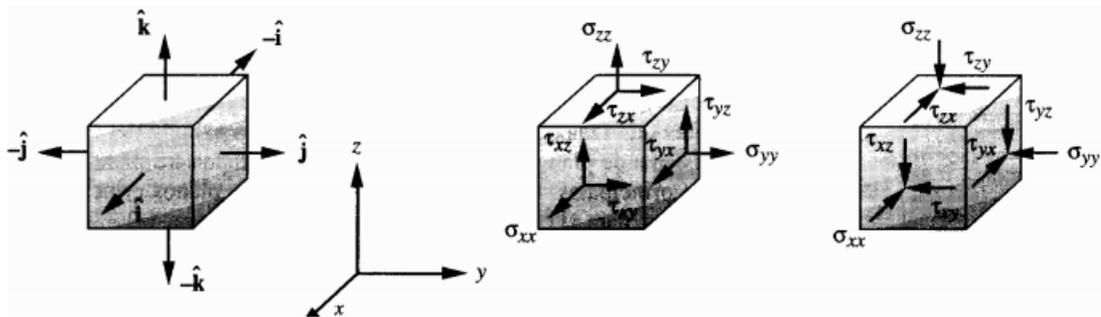


Figura 3.1: Ejes de referencia. Esfuerzos presentes en una partícula de un material [6].

Si asumimos que el material es continuo, homogéneo e isótropo, sometido a un campo de fuerzas uniforme y se considera un cubo infinitesimal en reposo, Figura 3.1, el tensor de esfuerzo con las nueve componentes tanto de esfuerzo normal como tangencial, queda definida por:

$$[\sigma] = \begin{bmatrix} \sigma_{xx} & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{yx} & \sigma_{yy} & \tau_{yz} \\ \tau_{zx} & \tau_{zy} & \sigma_{zz} \end{bmatrix} \quad (3.1)$$

Donde:

- $\sigma_{xx}, \sigma_{yy}, \sigma_{zz}$ = esfuerzos normales a los planos x,y,z.
- τ_{xy}, τ_{yx} = esfuerzo cortante en el plano x-y, y plano y-x.
- τ_{xz}, τ_{zx} = esfuerzo cortante en el plano x-z, y plano z-x.
- τ_{yz}, τ_{zy} = esfuerzo cortante en el plano y-z, y plano z-y.

Los esfuerzos resultantes sobre las caras del cubo, o en otras palabras, las fuerzas por unidad de área ejercidas por el material circundante sobre las caras del cubo, deben estar en equilibrio, de éste razonamiento tenemos:

$$\tau_{xy} = \tau_{yx} \quad (3.2)$$

$$\tau_{xz} = \tau_{zx} \quad (3.3)$$

$$\tau_{yz} = \tau_{zy} \quad (3.4)$$

Por la condición de equilibrio, el tensor de esfuerzos es simétrico:

$$[\sigma] = \begin{bmatrix} \sigma_{xx} & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{xy} & \sigma_{yy} & \tau_{yz} \\ \tau_{xz} & \tau_{yz} & \sigma_{zz} \end{bmatrix} \quad (3.5)$$

Para la condición de presión de fluidos μ o presión de poro (presión de poro, es el término referido a la presión que tiene el fluido agua y aire que se encuentra dentro de las porosidades de un material, si el suelo esta saturado la presión de poro será la debida al agua), la matriz de esfuerzo o tensor de esfuerzos, queda modificado únicamente en sus componentes normales, ya que la presión hidrostática (presión de poro debida al fluido entre los poros), no actúa sobre las componentes tangenciales:

$$[\sigma] = \begin{bmatrix} \sigma_{xx} - \mu & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{xy} & \sigma_{yy} - \mu & \tau_{yz} \\ \tau_{xz} & \tau_{yz} & \sigma_{zz} - \mu \end{bmatrix} \quad (3.6)$$

1.1 Deformación

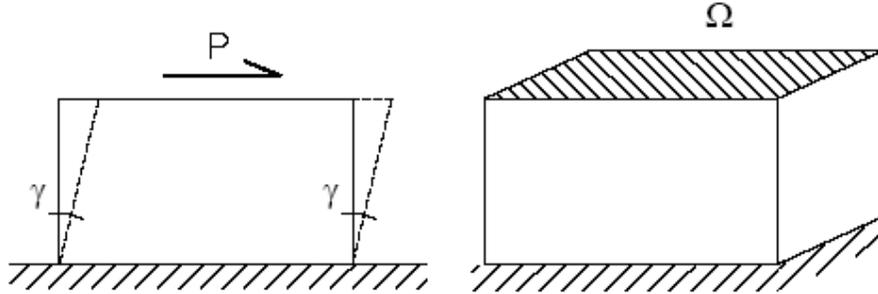


Figura [Error! No hay texto con el estilo especificado en el documento..1: Deformación angular producida por una fuerza P, aplicada en un dominio Ω [2].

En la Figura 3.2, observamos que al someter a un paralelepípedo rectangular de baja altura a una fuerza P, aplicada en una cara de área o dominio Ω , suponiendo la deformación muy pequeña con una distorsión angular γ , en el caso del plano X – Y tenemos:

$$\gamma_{xy} = \frac{1}{G} * \tau_{xy} \quad (3.7)$$

Siendo

γ_{xy} = deformación angular.

G = Módulo de elasticidad transversal o módulo de rigidez.

$\tau_{xy} = P/\Omega$ esfuerzo transversal (Ω dominio sobre el cual P es aplicada).

Las afirmaciones anteriores son válidas si se cumple:

- Una tensión normal, σ_{xx} , no produce deformación de cizalladura en los planos X, Y o Z.
- Una tensión tangencial, τ_{xy} , sólo genera una deformación tangencial: γ_{xy}
- Al ser las deformaciones *pequeñas*, el principio de superposición es válido sin restricciones.

Para facilitar la explicación se consideró las deformaciones en el plano X-Y, para el caso de tres dimensiones, sin considerar las rotaciones y traslaciones de sólido rígido, el tensor de deformaciones es simétrico y resulta:

$$[\varepsilon] = \begin{bmatrix} \varepsilon_{xx} & \frac{1}{2}\gamma_{xy} & \frac{1}{2}\gamma_{xz} \\ \frac{1}{2}\gamma_{xy} & \varepsilon_{yy} & \frac{1}{2}\gamma_{yz} \\ \frac{1}{2}\gamma_{xz} & \frac{1}{2}\gamma_{yz} & \varepsilon_{zz} \end{bmatrix} \quad (3.8)$$

Donde:

ε_{xx} , ε_{yy} , ε_{zz} = deformaciones en el sentido x,y,z.

γ_{xy} , γ_{yx} = deformación tangencial en el plano x-y, y plano y-x.

γ_{xz} , γ_{zx} = deformación tangencial en el plano x-z, y plano z-x.

γ_{yz}, γ_{zy} = deformación tangencial en el plano y-z, y plano z-y.

1.1 Elasticidad

Los materiales son elásticos en general cuando recuperan su forma original un vez se los ha descargado, y es un material idealmente elástico cuando existe una relación lineal entre tensión y deformación.

Una de las características principales de la Elasticidad es que coincide la dirección de los incrementos de tensiones principales con la de las deformaciones. Si el material es isótropo, esto es que su comportamiento es igual en todas direcciones, su comportamiento elástico se puede caracterizar por el módulo de Young (E) y el coeficiente de Poisson (ν). Si además el comportamiento de carga y descarga es lineal, estos parámetros son constantes. En el caso del comportamiento no lineal, los parámetros (E) y (ν) dependerán del nivel de tensiones o deformaciones.

En la Figura 3.3, se observa en el plano σ vs ϵ , (esfuerzo vs. deformación unitaria), la gráfica de una recta, que

corresponde a una material de características elásticas, es decir la relación σ vs ε , es de carácter lineal, con una constante de proporcionalidad (pendiente) conocida como módulo de Young “E”.

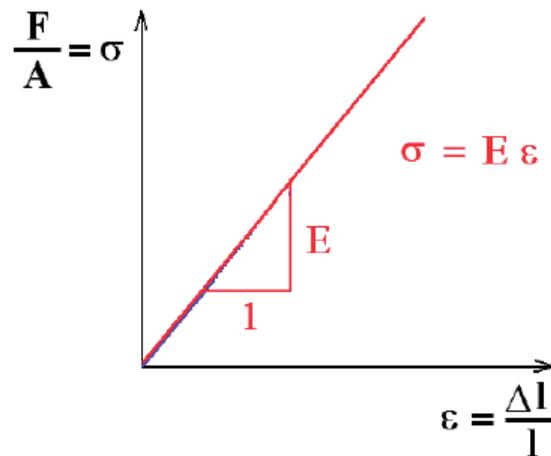


Figura 1: Modulo E, material isótropo [5].

Evidentemente, en la realidad no existen materiales que cumplan las características de elasticidad, excepto en algunos casos con cargas pequeñas, en que las deformaciones son, al menos en parte, permanentes y el incremento de tensiones provocará rotura u otro cambio de comportamiento en el material.

Se estudia el fenómeno de la elasticidad en un material geológico, cuando las tensiones o deformaciones están

lejos de la rotura; generalmente las soluciones de éste tipo de problemas se basan en la aplicación de la Teoría de Elasticidad Lineal, en la cual se supone aplicable la Ley de Hooke generalizada, es decir que exista relación lineal entre tensión y deformación.

En términos de algebra tensorial, la Ley de Hooke generalizada establece que cada componente del tensor de tensiones es una combinación lineal de todos los componentes del tensor de deformación:

$$\sigma = c : \varepsilon \quad (3.9)$$

Donde:

σ = Tensor de tensiones.

c = Tensor de constantes elásticas (distinto para cada material).

ε = Tensor de deformaciones.

Para el caso de un material geológico isótropo, homogéneo y continuo, considerando de la Teoría de Elasticidad Lineal, Módulo de Young (E) constante, y considerando la simetría

de los Tensores de Tensiones y Deformaciones podemos escribir:

$$\{\sigma\} = [D]\{\varepsilon\} \quad (3.10)$$

1.1.1 Elasticidad Plana

Se puede clasificar en dos tipos de problemas principales: Deformaciones Planas y Tensiones Planas.

Deformaciones Planas:

Esta situación física se da cuando una dimensión geométrica del cuerpo a analizar es mucho mayor que las otras dos, Figura 3.4, y sobre ella actúan únicamente cargas uniformemente distribuidas a lo largo de toda su longitud y contenidas en planos ortogonales al eje que une los centros de gravedad de sus distintas secciones transversales.

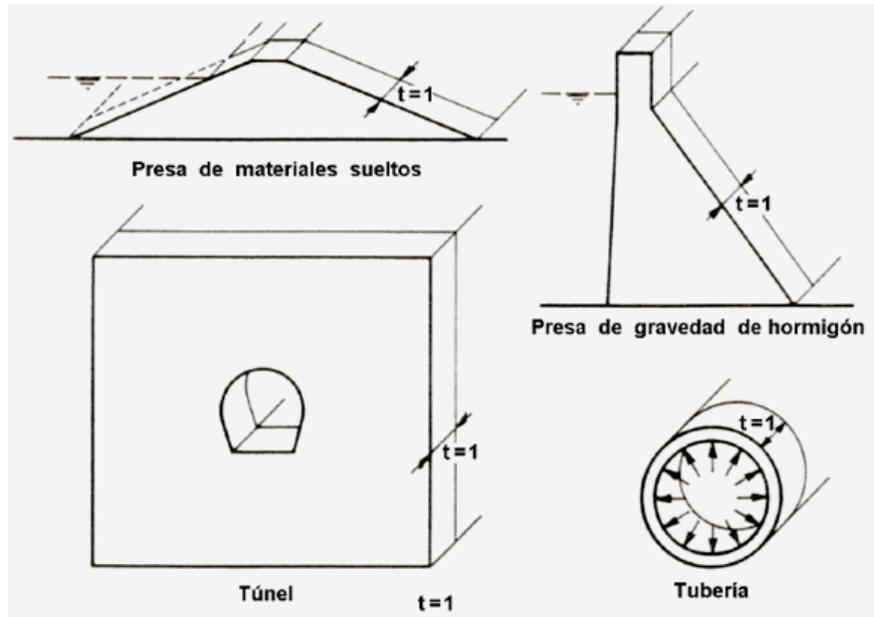


Figura 3.1: Deformación plana

En este caso, Figura 3.4, estaríamos considerando que la deformación en la dirección z es cero ($\epsilon_{zz} = 0$), por lo cual obtendríamos:

$$\begin{Bmatrix} \sigma_{xx} \\ \sigma_{yy} \\ \sigma_{xy} \end{Bmatrix} = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} (1-\nu) & \nu & 0 \\ \nu & (1-\nu) & 0 \\ 0 & 0 & (1-2\nu) \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \epsilon_{xx} \\ \epsilon_{yy} \\ \epsilon_{xy} \end{Bmatrix} \quad (3.11)$$

Donde:

σ = Tensiones en los planos X, Y.

E = Modulo de Young

ν = Coeficiente de Poisson.

ε = Deformaciones en los planos X, Y.

Observando la Figura 3.4, se nota claramente que el desarrollo de este trabajo se basa en el estudio de materiales elásticos de deformación plana.

Tensiones Planas:

Esta situación física se da cuando una dimensión geométrica del cuerpo es mucho menor que las otras dos, por ejemplo una placa “delgada”, y las cargas solo se aplican en el plano definido por las dos dimensiones mayores, no existiendo tensiones en las caras de la placa.

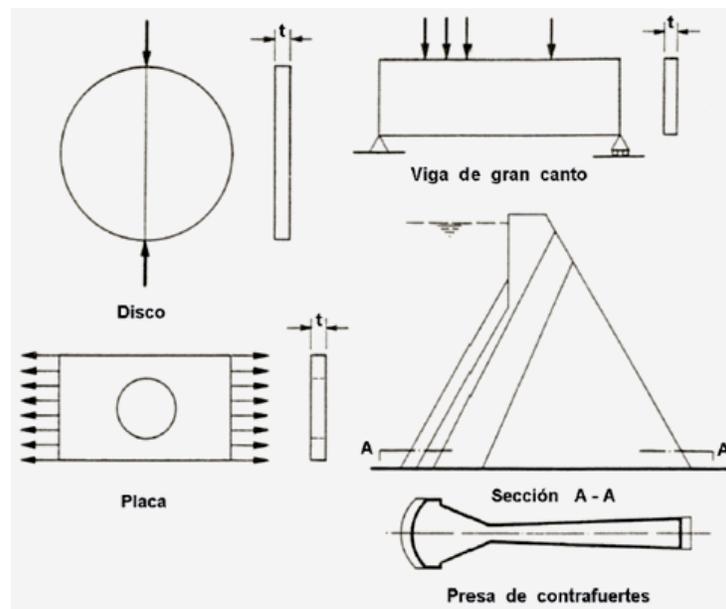


Figura ¡Error! No hay texto con el estilo especificado en el documento..1: **Tensión plana**

En el caso, Figura 3.5, estaríamos considerando que la tensión en la dirección z es cero ($\sigma_{zz} = 0$), por lo cual obtendríamos:

$$\begin{Bmatrix} \sigma_{xx} \\ \sigma_{yy} \\ \sigma_{xy} \end{Bmatrix} = \frac{E}{(1+\nu^2)} \begin{bmatrix} 1 & \nu & 0 \\ \nu & 1 & 0 \\ 0 & 0 & (1-\nu) \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon_{xx} \\ \varepsilon_{yy} \\ \varepsilon_{xy} \end{Bmatrix} \quad (3.12)$$

σ = Tensiones en los planos X, Y.

E = Modulo de Young

ν = Coeficiente de Poisson.

ε = Deformaciones en los planos X, Y.

1.1 Aspectos básicos de la Plasticidad

La teoría de la plasticidad estudia la combinación de tensiones que lleva a un comportamiento plástico, si se produce un debilitamiento previo a la rotura se denomina criterio de fluencia, si el material no alcanza la fluencia se conoce como criterio de rotura. Una vez que el material ha sobrepasado el criterio de rotura, es decir llega a la zona no

admisibles, se pretende estudiar cómo están relacionadas las deformaciones con las componentes de la tensión, modelando así las deformaciones no recuperables, y cómo evoluciona dicha condición de fluencia con las deformaciones plásticas acumuladas, para así modelar los materiales frágiles que se ablandan o endurecen [8].

En Geotecnia las teorías de plasticidad aplicadas a suelos más conocidas son las de Drucker y Prager [8]. Posteriormente se desarrolló el modelo Cam-Clay en la Universidad de Cambridge para arcillas saturadas [8].

Los aspectos básicos de la plasticidad son cuatro:

1. Relación tensión-deformación previa a la plastificación y en la plastificación
2. Criterio de fluencia o rotura
3. Ley de fluencia
4. Ley de endurecimiento

Relación tensión-deformación previa a la plastificación y en la plastificación

En la Figura 3.6, se observa que un material elástico llega a la condición de plastificación, cuando las deformaciones crecen más rápido y no son recuperables, manteniendo las tensiones constantes.

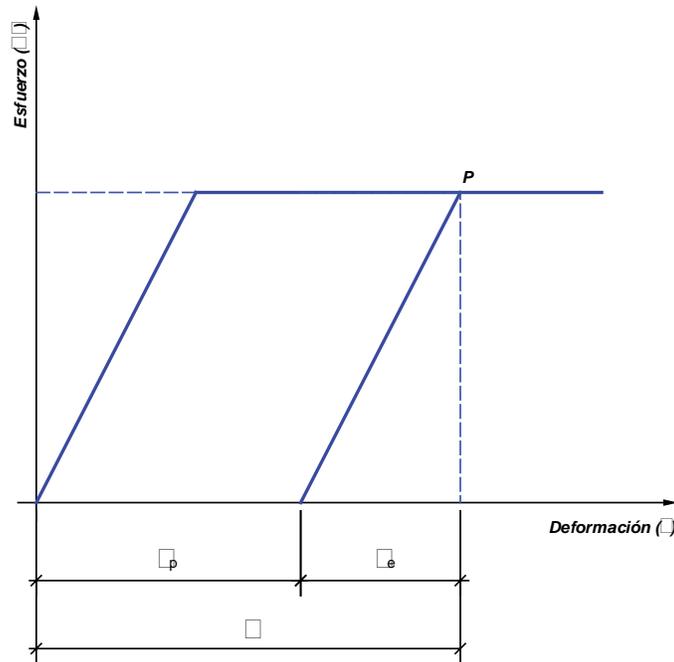


Figura 3.6: Idealización del comportamiento elasto-plástico perfecto [8].

La deformación tiene dos componentes, una elástica ϵ_e , y una plástica (no recuperable) ϵ_p , ecuación (3.14), la Figura 3.6 representa un comportamiento elasto – plástico perfecto, correspondiente a un material dúctil.

$$\{\sigma\} = E \{\epsilon\} \quad (3.13)$$

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

$$\varepsilon = \varepsilon_e + \varepsilon_p \quad (3.14)$$

1.1.1 Criterio de Fluencia

Es una función escalar de tensiones

$$F(\sigma) = 0 \quad (3.15)$$

Donde:

F: representa una función

σ = es el tensor de tensiones.

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 tensiones, las tensiones principales son las tensiones invariantes del tensor de tensiones. Por esta razón podemos escribir:

$$F(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3) = 0 \quad (3.16)$$

Siendo: $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ = tensiones principales

3.5.2 Ley de Fluencia

La ley de fluencia determina la dirección de los incrementos de las deformaciones plásticas para cada estado tensional.

Esta ley tiene implicaciones en el comportamiento geotécnico de las rocas, ya que gobierna los efectos de la dilatancia. La plastificación de estos materiales está en función de las tensiones principales, y ésta plastificación conlleva una dilatancia, que es la deformación volumétrica de un material durante la rotura.

3.5.3 Ley de Endurecimiento

La ley de Endurecimiento determina cómo cambia la función de fluencia con la acumulación de deformaciones plásticas. Si no cambia, tendríamos un material elastoplástico perfecto. Sin embargo, si la función de

fluencia cambia, este cambio sería función de las tensiones y deformaciones plásticas:

$$F = f (\sigma, \varepsilon_p) = 0 \quad (3.18)$$

Para el caso de ésta investigación, no se abordará el tema de endurecimiento puesto que el caso es llegar hasta un estado límite, e incluso para el tema de ingeniería alejarnos lo más posible del estado plástico por medio de factores de seguridad.

3.6 Modelo constitutivo de plasticidad perfecta

Para tener una descripción completa del comportamiento de una roca con la teoría de la plasticidad necesitamos determinar **[8]**:

1. La relación tensión - deformación previa a la rotura
2. El criterio de rotura
3. La Ley de Fluencia

1. La relación tensión deformación en la fase elástica previa a la rotura, la supondremos lineal y definida por el

Módulo de Young (E) y el coeficiente de Poisson (ν). En el caso de encontrar material geológico saturado, las tensiones totales aplicadas son soportadas por la tensión intergranular, conocida como tensión efectiva, y por agua que rellena los poros, conocida como presión intersticial. En este sentido, se pueden dar dos situaciones:

- a) Situación no drenada, en la cual el agua no puede escapar, esto sucede inmediatamente después de aplicar una carga, o en una excavación, antes de que pase el tiempo necesario para que escape el agua en función de la permeabilidad del material.
- b) Situación drenada, donde el incremento de la presión intersticial se disipa y el macizo rocoso consolida bajo la aplicación de carga.

2. Los criterios de rotura que se utilizan en este trabajo son el de Mohr – Coulomb y el de Hoek – Brown. El primero es muy utilizado en geotecnia en general y el segundo por su amplia difusión en la mecánica de rocas debido a que tiene en cuenta la resistencia de la matriz rocosa, la fracturación y el estado del macizo rocoso,

exceptuando los macizos rocosos con un tipo de falla definida que marque su comportamiento. Más adelante en el capítulo 4 de Tesis, se desarrollará con detenimiento los criterios de rotura utilizados.

3. La ley de Fluencia determina la dirección de los incrementos de las deformaciones plásticas para cada estado tensional.

Definiendo como dilatación la deformación volumétrica de un material durante la rotura, la ley de Fluencia gobierna los efectos de la dilatación. La plastificación de estos materiales está en función de las tensiones principales, y ésta plastificación conlleva una dilatación, asumida como un ángulo que generalmente varía entre cero y el ángulo de fricción interna, por estar fuera del alcance de esta investigación, no se profundizarán éstos temas.

CAPITULO 4

4 Criterios de Falla para Macizos Rocosos

El comportamiento mecánico de los materiales rocosos depende principalmente de su resistencia y de las fuerzas aplicadas, que dan lugar a un determinado estado tensional.

Como se analizó en el Capítulo 3, el estado tensional de un punto, es independiente del sistema de coordenadas elegido, variando su magnitud según sea escogido el mismo, de esta manera, siempre existirán planos sobre los cuales las componentes de esfuerzo cortante sean igual a cero. Los esfuerzos normales que actúan sobre esos planos, en los que no existe esfuerzo cortante, se conocen como esfuerzos principales, σ_1 , σ_2 , σ_3 . Conociendo el estado tensional ecuación (3.5), por medio de la diagonalización del tensor de tensiones $[\sigma]$, se puede obtener en un cierto sistema coordenado, las direcciones y tensiones principales [10].

Un estado tensional se lo puede definir por las tensiones principales que actúan: σ_1 , σ_2 , σ_3 . Dependiendo

principalmente de la magnitud de estas tensiones, y su dirección, se producirán deformaciones en las rocas, y en algunos casos la rotura. Conociendo la relación entre el estado tensional y sus deformaciones correspondientes se podrá predecir el comportamiento del material para un estado de esfuerzos determinado.

En resumen, se puede definir a la resistencia como una función de los esfuerzos principales a los que está sometido el macizo rocoso (estado tensional) y de los parámetros geomecánicos representativos del material, ecuación (4.1). Los criterios de rotura o de resistencia, han sido obtenidos, luego de muchos años de investigación, a partir de experiencias y ensayos de laboratorio. Estos criterios son expresiones matemáticas que representan modelos simples que permiten estimar la resistencia del material en base a los esfuerzos aplicados y a sus propiedades resistentes, y predecir cuándo ocurre la rotura:

$$\text{Resistencia} = F(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3, K_i) \quad (4.1)$$

Donde:

$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ Esfuerzos principales en las tres direcciones del espacio

K_i conjunto de parámetros representativos de las rocas

4.1 Modelo de Mohr – Coulomb

El criterio de rotura de Mohr-Coulomb, representa una envolvente de falla de tipo lineal en la que el ángulo de fricción interna y la cohesión permanecen constantes. Figura 4.2.

4.1.1 Envolvente de rotura Lineal

La envolvente de rotura lineal o modelo Mohr-Coulomb, se la puede obtener a través de varios ensayos de laboratorio, el más apropiado es el ensayo Triaxial.

Ensayo Triaxial

En la Figura 4.1, se observa un espécimen de material geológico sometido a esfuerzos actuantes en un ensayo Triaxial, se observa la presión de cámara o confinamiento $\sigma_2 = \sigma_3$, $\sigma_1 =$ es esfuerzo desviador que se aplica perpendicular a la cara horizontal de muestra.

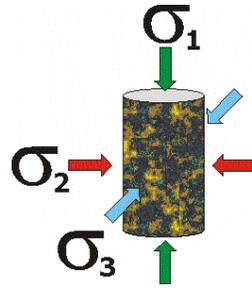


Figura 4.1: Disposición de esfuerzos [3].

Donde:

σ_1 = Esfuerzo Desviador ($\sigma_1 = \sigma_3 + \Delta\sigma$)

σ_3 = Esfuerzo de confinamiento

σ_2 = Esfuerzo de confinamiento, en el triaxial $\sigma_2 = \sigma_3$

- Usualmente en estado biaxial, presión de confinamiento ($\sigma_2 = \sigma_3$)
- Razón largo/ancho 2.0 a 2.5:1 para evitar efectos de borde
- Extremos deben ser paralelos y pulidos, sin grietas.
- Ancho de muestra debe ser >10 veces el tamaño medio del grano.

En ensayo Triaxial consiste en colocar una muestra cilíndrica de matriz rocosa (o suelo) en una membrana impermeable, dentro de una cámara llena de un fluido (agua o glicerina), se le transmite presión confinante σ_3

($\sigma_2 = \sigma_3$), por medio del fluido. A continuación se le aplica un esfuerzo adicional (esfuerzo desviador) paralelo al eje del cilindro, se recopilan parejas de valores σ_1 y σ_3 , con las mismas en un plano τ vs σ , se puede graficar el círculo de Mohr para ese estado tensional, cambiamos la presión de cámara y repetimos el procedimiento. La línea (recta o curva) que pasa tangencialmente a los círculos de Mohr graficados se denomina envolvente de falla, Figura 4.2.

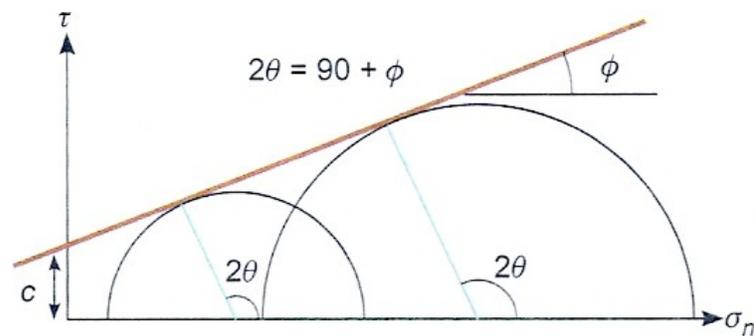


Figura 4.2: Envolvente Lineal; Modelo Mohr-Coulomb [3].

Donde:

σ_n = esfuerzo normal.

τ = esfuerzo de corte.

c = cohesión.

ϕ = ángulo de fricción interna

θ = ángulo de inclinación de la superficie de falla en la muestra.

En la Figura 4.2, se observa el círculo de Mohr obtenido al graficar los resultados de un ensayo Triaxial. En el plano σ_n vs τ , se grafican los esfuerzos normales σ_1 y σ_3 , para los distintos incrementos de presión de confinamiento, se obtiene un círculo para cada uno de ellos, si trazamos una recta que sea tangente a estos círculos, obtenemos lo que se llama una envolvente de rotura, la cual queda definida por su intercepción al origen c y su pendiente ϕ .

La cohesión c , es la fuerza de unión entre las partículas minerales que forman la roca y viene expresada como la intercepción al origen de la envolvente de falla en el plano σ_n vs τ , al graficar los círculos de Mohr correspondientes. La envolvente de los círculos de Mohr puede ser estudiada desde el enfoque lineal; Mohr – Coulomb o no lineal: Hoek – Brown.

El ángulo de fricción interna, ϕ , es el ángulo de rozamiento entre dos planos de la misma roca, en la mayoría de rocas varía entre 25° y 45° . Se lo expresa como el ángulo ϕ , inclinación de la envolvente de falla (Mohr – Coulomb).

La resistencia de la matriz rocosa no es un valor único, ya que además de los valores de c y ϕ , depende de otras condiciones, como el estado tensional, la presencia de agua en los poros o la velocidad de aplicación de la carga de rotura.

4.1.2 Criterio de Mohr – Coulomb

Este criterio fue propuesto por Coulomb a finales del siglo XVIII. Es un criterio de resistencia pico del material, siendo el más extendido en la mecánica de suelos por su fácil aplicación por su criterio de rotura lineal.

El criterio Mohr-Coulomb, se lo aplica con mayor énfasis en el análisis de mecánica de suelos, en mecánica de rocas se utilizan, entre los más conocidos, los criterios de Hoek-Brown, Drucker-Prager, Von Misses y Tresca [8], que establecen diferentes expresiones que relacionan los esfuerzos actuantes en el momento de alcanzarse las deformaciones permanentes, o plásticas en el material. Los criterios de plasticidad suelen expresarse en términos de invariantes de esfuerzo, al ser el proceso de plastificación

en materiales isótopos independiente de los ejes considerados.

Mohr-Coulomb es utilizado para el caso de macizos rocosos, aplicando cierta metodología (linealización Hoek-Brown), que será analizada posteriormente en este mismo capítulo.

Al evaluar la resistencia de la matriz rocosa, podemos decir que está en función de las fuerzas cohesivas y friccionales del material.

El Criterio de rotura de Mohr-Coulomb, trata de predecir la carga de rotura mediante una expresión Lineal y define la resistencia al corte a lo largo de un plano en un estado triaxial de tensiones, obteniéndose la relación entre los esfuerzos normal y tangencial actuantes en el momento de la rotura mediante la expresión matemática:

$$\tau = c + \sigma_n \tan \phi \quad (4.1)$$

Siendo:

τ = Resistencia a cortante del plano de rotura

σ_n = Esfuerzo normal al plano de rotura

ϕ, c = Angulo de fricción interna y cohesión del material respectivamente.

El criterio de Mohr-Coulomb, expresado en esfuerzos principales es el siguiente:

$$\tau = \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \right) * \text{sen} \phi - c * \text{cos} \phi \quad (4.2)$$

Siendo:

τ = Resistencia a cortante ó envolvente de resistencia a cortante.

σ_1 = Esfuerzo principal mayor.

σ_3 = Esfuerzo principal menor.

ϕ, c = Angulo de fricción interna y cohesión del material respectivamente.

Mohr-Coulomb, es un criterio muy sencillo en su aplicación, muy difundido en la mecánica de suelos, pero presenta inconvenientes en macizos rocosos por:

- Las curvas envolventes de resistencia en roca no son lineales.
- La dirección del plano de fractura según este criterio no siempre coincide con los resultados experimentales
- El criterio sobre valora la resistencia a la tracción.

4.2 Modelo de Hoek – Brown

Hoek y Brown introdujeron su criterio de rotura en un intento de proporcionar los datos de partida para el análisis necesario en el diseño de excavaciones subterráneas en roca competente [9]. El criterio parte de las propiedades de la roca intacta y mediante factores reductores de estas propiedades se desarrollan formulaciones para macizos rocosos diaclasados.

Los autores, intentando relacionar el criterio empírico con las observaciones geológicas, por medio de uno de los sistemas de clasificación de los macizos rocosos, eligieron para este propósito el **RMR** (Rock Mass Rating) propuesto por Bieniawski. Posteriormente y en particular para macizos

rocosos muy débiles se introdujo el criterio del Índice de Resistencia Geológica GSI (Geological Strength Index), en las relaciones matemáticas propuestas para el Criterio de Hoek-Brown Generalizado [17].

Envolvente de rotura No lineal

En la Figura 4.3, se observa en el plano σ_n vs τ , la envolvente o criterio de resistencia no lineal propuesta por Hoek-Brown, este ejemplo representa la roca medianamente descomprimida del talud izquierdo del cuenco disipador de Mazar, en la parte superior izquierda, se detallan los datos de ingreso como los parámetros de la clasificación de Hoek-Brown, el criterio de Hoek-Brown propiamente dicho, los parámetros del ajuste a Mohr-Colulomb y los parámetros del macizo rocoso. Posteriormente en este mismo capítulo se abordará en detalla cada uno de los parámetros que intervienen en el criterio Hoek-Brown.

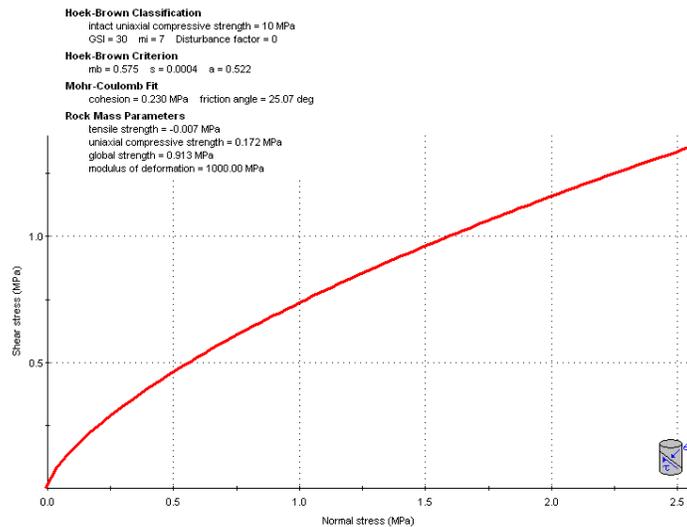


Figura 4.3: Envoltente NO lineal, modelo Hoek-Brown, Roc Lab, roca medianamente descomprimida.

Como se observa del Figura 4.3, los resultados de laboratorio utilizando Roc Lab parte de Rocscience, revelan una trayectoria no lineal de la Envoltente de rotura, generalmente en rocas el resultado se muestra de ésta forma; Hoek-Brown estudiaron y modelaron este comportamiento tal como se lo desarrolla en el capítulo 4 de ésta Tesis de Maestría.

“El criterio de rotura de macizos rocosos de Hoek-Brown es ampliamente aceptado y ha sido aplicado en un gran número de proyectos a nivel mundial. Mientras en general el criterio se considera satisfactorio, existen algunas

incertidumbres e inexactitudes que ha creado inconvenientes en su implementación a modelos numéricos y a programas de computación de equilibrio límite. En particular, la dificultad de encontrar un ángulo de fricción y resistencia cohesiva equivalentes para un macizo rocoso dado, ha sido un inconveniente desde la publicación original del criterio en 1980” [9].

De lo que se ha citado anteriormente observamos la necesidad de obtener parámetros del modelo Hoek-Brown c y ϕ , ajustados al criterio de Mohr-Coulomb de envolvente lineal, por su simplicidad de aplicación.

4.2.1 Criterio de Hoek-Brown Generalizado

El criterio de Hoek-Brown, es un criterio no lineal, que representa muy bien el comportamiento de un macizo rocoso, es puramente empírico, que permite valorar de manera sencilla la rotura de un medio rocoso mediante la introducción de las principales características geológicas y geotécnicas [18].

La siguiente formulación fue obtenida de una recopilación bibliográfica de la referencia [9], y viene expresada en términos de esfuerzos efectivos, por lo que, se suprimirá el

apóstrofe comúnmente utilizado en la nomenclatura de esfuerzos efectivos:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \left(m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a \quad (4.3)$$

Donde:

m_b es un valor reducido de la constante del material y se expresa por:

$$m_b = m_i \exp\left(\frac{GSI - 100}{28 - 14D}\right) \quad (4.4)$$

m_i es un parámetro a dimensional, que depende del tipo de roca

s y a son constantes del macizo rocoso expresadas por:

$$s = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9 - 3D}\right) \quad (4.5)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left(e^{-GSI/15} - e^{-20/3} \right) \quad (4.6)$$

D = es un factor que depende sobre todo del grado de alteración al que ha sido sometido el macizo rocoso por los efectos de las voladuras o por la relajación de esfuerzos.

Varía desde 0 para macizos rocosos in situ inalterados hasta 1 para macizos rocosos muy alterados.

σ_{ci} = resistencia a la compresión simple de la roca intacta.

GSI = Índice de resistencia Geológica.

Los módulos de deformación para macizos rocosos están dado por:

Cuando $\sigma_{ci} \leq 100 \text{MPa}$

$$E_m = \left(1 - \frac{D}{2}\right) \sqrt{\frac{\sigma_{ci}}{100}} 10^{\frac{GSI-10}{40}} \quad [\text{GPa}] \quad (4.7)$$

Cuando $\sigma_{ci} > 100 \text{MPa}$

$$E_m = \left(1 - \frac{D}{2}\right) 10^{\frac{GSI-10}{40}} \quad [\text{GPa}] \quad (4.8)$$

4.3 Metodología de la Linealización.

Para emplear el criterio de rotura de Hoek-Brown, con los parámetros equivalentes del criterio Mohr-Coulomb, se cuenta un procedimiento de equivalencia entre ellos

Autor: CESAR ALBERTO VANEGAS BRAVO

El criterio generalizado que se emplea en este trabajo, no se comporta como un simple ajuste matemático, como se puede observar en varias metodologías citadas. Los parámetros de inicio, son datos obtenidos tanto de ensayos de laboratorio como valores de campo resultantes de clasificaciones geomecánicas.

A continuación se describen de manera resumida los métodos para realizar la linealización de la envolvente de Hoek - Brown y obtener un ángulo de fricción interna y cohesión equivalentes, al final se transcribe la formulación encontrada [8], más conocida como criterio generalizado Hoek-Brown 2002. A continuación se resumen las metodologías de linealización:

- Tangente a la envolvente para una determinada tensión.
- Secante que corta a la envolvente de Hoek - 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.
- Regresión lineal sobre la envolvente, para un determinado rango de tensiones.
- Método de la bilinealización.

- Propuesta de Hoek et al, (2002), ajuste por equilibrio de áreas.

Detalles del desarrollo de cada uno de los métodos de linealización, a continuación se dan en [8]:

4.3.1 Método de la tangente.

Como se puede observar en la Figura 4.4, este método determina la resistencia del material, es decir un ángulo de fricción y cohesión, de carácter instantáneo, válidos para un determinado estado tensional (σ_3 =presión de confinamiento), obtenido al trazar una tangente a la curva de Mohr-Coulomb, en el punto $\sigma_{ref.}$ =presión de referencia.

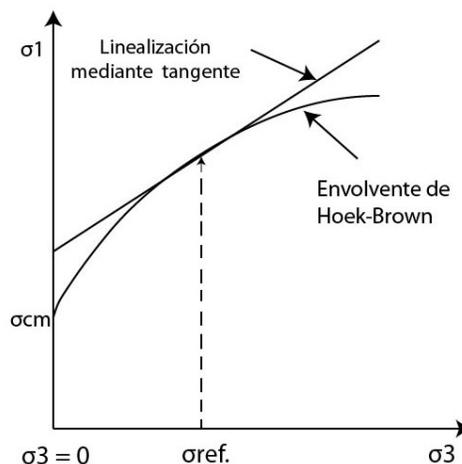


Figura 4.4: Método de la tangente [8].

4.3.2 Método de la secante

Como se ilustra en la Figura 4.5, éste método consiste en linealizar la envolvente de rotura Hoek - Brown por medio de una recta secante que corta a ésta, en los puntos $\sigma_3=0$ y en $\sigma_3=\sigma_{ref}$, siendo σ_{ref} la presión de confinamiento. Se observa que cuando $\sigma_3=0$, tenemos la resistencia a compresión simple del macizo σ_{cm} .

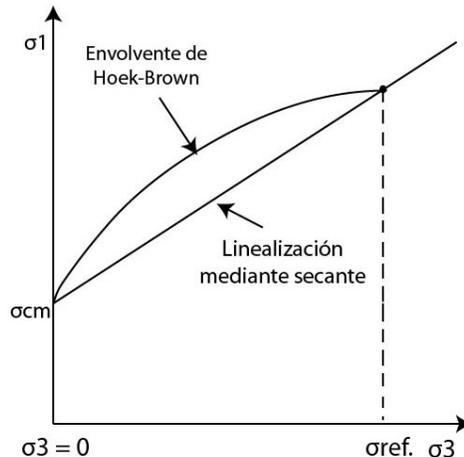


Figura 4.5: Método de la secante [8].

4.3.3 Método de la regresión lineal.

Como se observa en la Figura 4.6, este método, consiste en linealizar la envolvente de Hoek - Brown mediante una regresión lineal. Utilizando el criterio de Hoek - Brown, obtenemos σ_3 y a partir de ésta σ_1 , la regresión lineal es realizada con estas parejas de valores [18].

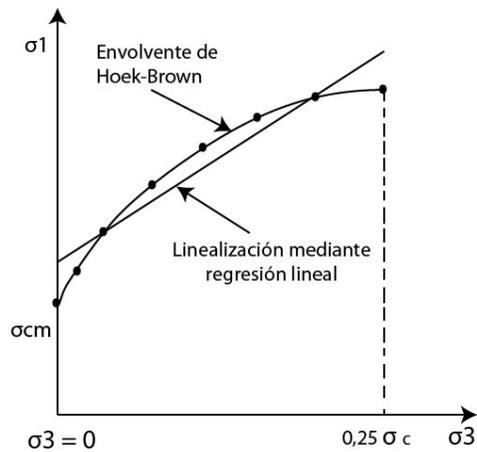


Figura 4.6: Método de la regresión lineal [8].

4.3.4 Método de la bilinealización

Este método, consiste en sustituir la envolvente de rotura de Hoek - Brown por una envolvente de rotura bilineal que se ajusta a la envolvente curva, como se ilustra en la Figura 4.7, el punto intermedio de los dos segmentos de la bilinealización, corresponde al resultado de obtener la menor área entre la envolvente Hoek-Brown y la recta bilineal.

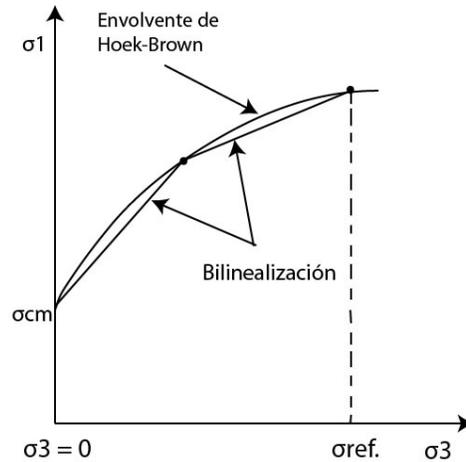


Figura 4.7: Método de la bilinealización [8].

4.3.5 Propuesta de Hoek, Carranza-Torres y Corkum (2002).

Como se observa en la Figura 4.8, este método propone ajustar una recta, de tal manera que equilibre las áreas entre la curva de Hoek - Brown y la linealizada de Mohr - Coulomb, es decir, mediante criterios empíricos [18], basados tanto en ensayos de laboratorio, valores de clasificaciones geomecánicas, parámetros a dimensionales que dependen del tipo de roca, se propone equilibrar las áreas $A_2=A_1+A_3$.

Se trata de un método puramente empírico [18], en el presente trabajo las ecuaciones anotadas son recopilaciones de las referencias [8] y [9].

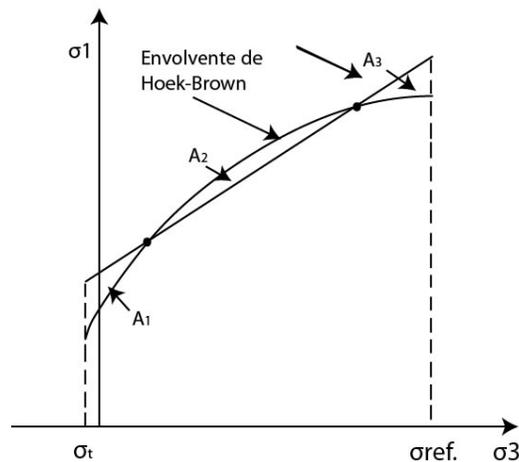


Figura 4.8: Método de Hoek, Carranza – Torres y Corkum [8].

Esto lo resuelven para un rango de tensiones $\sigma_t < \sigma_3 < \sigma_{3\text{máx}}$, siendo $\sigma_{3\text{máx}}$ la tensión de confinamiento máxima que se espera, y que se tendrá que estimar en cada caso particular. Los resultados obtenidos para el ángulo de rozamiento ϕ y la cohesión c son:

$$\phi = \sin^{-1} \left[\frac{6am_b(s + m_b\sigma_{3n})^{a-1}}{2(1+a)(2+a) + 6am_b(s + m_b\sigma_{3n})^{a-1}} \right] \quad (4.9)$$

$$c = \frac{\sigma_{ci} [(1+2a)s + (1-a)m_b \sigma_{3n}] (s + m_b \sigma_{3n})^{a-1}}{(1+a)(2+a) \sqrt{1 + (6am_b (s + m_b \sigma_{3n})^{a-1}) / ((1+a)(2+a))}} \quad (4.10)$$

Donde:

σ_{3n} = esfuerzo normal principal menor.

ϕ = ángulo de fricción interno ajustado a Mohr-Coulomb.

c = cohesión ajustada a Mohr-Coulomb.

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

$$\frac{\sigma_{3\text{máx}}}{\sigma_{cm}} = 0.72 \left(\frac{\sigma_{cm}}{\gamma H} \right)^{-0.91} \quad (4.11)$$

Donde:

$$\sigma_{cm} = \sigma_{ci} \frac{(m_b + 4s - a(m_b - 8s))(m_b / 4 + s)^{a-1}}{2(1+a)(2+a)} \quad (4.12)$$

σ_{cm} = resistencia a la compresión global del macizo.

σ_{ci} = resistencia a la compresión de la matriz intacta.

H= altura del talud.

4.4 Correlación con el Criterio de Mohr-Coulomb

Dado que mucho software geotécnico está escrito en términos del criterio de rotura de Mohr-Coulomb, es necesario determinar el ángulo de fricción y cohesión para cada macizo rocoso en su respectivo estado tensional o intervalo de esfuerzos. Esto se hace ajustando una relación lineal a la curva obtenida según el criterio de Hoek-Brown, posteriormente se abordará el estudio de los métodos de linealización sus ventajas y desventajas.

Los parámetros geomecánicos ángulo de fricción y cohesión equivalentes para un macizo rocoso están expresados por las ecuaciones (4.9) y (4.10).

Obsérvese que el valor de σ_{3max} , es el límite superior del esfuerzo de confinamiento sobre el que se ha considerado

la relación de los criterios de Mohr-Coulomb y de Hoek-Brown, ha sido determinado para cada caso individual.

Se debe reemplazar el ángulo de fricción y cohesión obtenidas anteriormente en la expresión de Mohr-Coulomb siguiente:

$$\tau = c + \phi \tan \sigma \quad (4.1)$$

La resistencia a compresión uniaxial del macizo rocoso σ_c está dada por:

$$\sigma_c = \sigma_{ci} s^a \quad (4.13)$$

Siendo la resistencia a la tracción:

$$\sigma_t = -\frac{s \sigma_{ci}}{m_b} \quad (4.14)$$

La rotura se inicia en el contorno de una excavación cuando los esfuerzos introducidos en dicho contorno exceden el valor σ_c . La rotura se propaga desde este punto inicial formando un campo de esfuerzos biaxial en rotura y eventualmente se estabiliza cuando la relación de esfuerzos de resistencia local, resulta mayor la combinación de esfuerzos inducidos σ_1 y σ_3 . Muchos

modelos numéricos pueden seguir este proceso de propagación de rotura, siendo muy importante este nivel de análisis detallado cuando se trata de determinar la estabilidad de excavaciones en roca y cuando se diseñan sistemas de sostenimiento para estas excavaciones.

Existen ocasiones en las que es útil considerar el comportamiento global del macizo rocoso más que el proceso detallado de propagación de rotura descrito anteriormente, esto conduce al concepto de “resistencia del macizo rocoso global”, Hoek y Brown propusieron la siguiente expresión:

$$\sigma_{cm} = \frac{2c * \cos \phi}{1 - \sin \phi} \quad (4.15)$$

Donde cohesión y ángulo de fricción interna están determinados para el intervalo de esfuerzos:

$$\sigma_1 < \sigma_3 < \frac{\sigma_{ci}}{4} \quad (4.16)$$

Determinación de $\sigma_{3\max}$

Determinar apropiadamente $\sigma_{3\max}$ depende de cada situación y de dos casos específicos:

Autor: CESAR ALBERTO VANEGAS BRAVO

a) Túneles

$$\frac{\sigma_{3\max}}{\sigma_{cm}} = 0.47 \left(\frac{\sigma_{cm}}{\gamma H} \right)^{-0.94} \quad (4.17)$$

Siendo H la profundidad del túnel desde la superficie

b) Taludes

$$\frac{\sigma_{3\max}}{\sigma_{cm}} = 0.72 \left(\frac{\sigma_{cm}}{\gamma H} \right)^{-0.91} \quad (4.18)$$

Siendo H la altura del talud

Siendo:

$\sigma_{3\max}$ = Esfuerzo principal menor máximo. Límite superior del esfuerzo de confinamiento

σ_{cm} = Resistencia a la compresión del macizo rocoso.

γ = Peso específico del macizo rocoso.

H = Altura del Talud

El módulo de deformación del macizo rocoso esta dado por:

$$E_m = \left(1 - \frac{D}{2}\right) \sqrt{\frac{\sigma_{ci}}{100}} 10^{\frac{GSI-10}{40}} \quad \text{para } \sigma_{ci} \leq 100 \text{ MPa} \quad (4.19)$$

$$E_m = \left(1 - \frac{D}{2}\right) 10^{\frac{GSI-10}{40}} \quad \text{para } \sigma_{ci} > 100 \text{ MPa} \quad (4.20)$$

Estimación del Factor de Alteración D

Debido a que sobre el grado de alteración en el macizo rocoso circundante a una excavación pueden influir un gran número de factores y que nunca es posible cuantificar estos factores de manera precisa. Hoek-Brown han intentado establecer unas guías para estimar el factor D, que son resumidas en la Tabla 4.1.

Según Hoek [9], el efecto de las voladuras así como el relajamiento del estado tensional debido a la decompresión por la excavación y retirada del terreno suprayacente, repercute en una menor resistencia del macizo rocoso.

El objetivo de este factor es crear una gama de valores muy amplia desde $D=0$, alteración mínima del macizo rocoso, hasta $D=1$ con muestras de alteración significativa.

Se observa que la valoración del Factor de Alteración D , no es suficiente concreta y demanda un juicio subjetivo poniéndose nuevamente en primer plano la experiencia del diseñador.

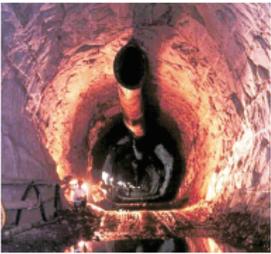
Apariencia del macizo rocoso	Descripción del macizo rocoso	Valor <i>D</i> sugerido
	<p>Excelente calidad de voladura controlada o excavación con tuneladora, TBM, con resultados de alteración mínima del macizo rocoso confinado circundante al túnel</p>	<p>$D = 0$</p>
	<p>Excavación mecánica o manual en macizos rocosos de mala calidad (sin voladuras) con una alteración mínima en el macizo rocoso circundante.</p> <p>Cuando aparezcan problemas de deformación en el piso durante el avance, la alteración puede ser severa a menos que se coloque una contrabóveda temporal, tal como se muestra en la fotografía.</p>	<p>$D = 0$</p> <p>$D = 0.5$ 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 tensiones resulta en alguna alteración.</p>	<p>$D = 0.7$ Good blasting</p> <p>$D = 1.0$ 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 tensiones al retirar el estéril de recubrimiento.</p> <p>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</p> <p>$D = 0.7$ Mechanical excavation</p>

Tabla 4.1: Valor de alteración *D*, según la descripción del macizo rocoso. Fuente: RocScience [17].

4.5 Síntesis de ROCLAB

Toda la formulación realizada por Hoek-Brown, se encuentra resumida o sistematizada en un paquete computacional denominado ROCLAB, parte de Rocscience [12].

ROCLAB es parte de un paquete computacional, de libre distribución, de la familia de Rocscience Inc., que se utiliza para el análisis de la resistencia del macizo rocoso mediante el criterio de rotura de Hoek-Brown.

Uno de los mayores obstáculos que se encuentran en el campo de la mecánica de rocas es el problema de la definición de datos referentes a las propiedades de los macizos rocosos. ROCLAB se ha actualizado continuamente, en concordancia con la evolución del Criterio de Hoek - Brown 1980, hasta la última edición del 2002.

Para el caso de ésta investigación, el uso de ROCLAB, es muy pertinente, debido a que podemos utilizar el criterio de Hoek-Brown a macizos rocosos muy poco resistentes, y calcular los parámetros equivalentes del criterio de Mohr-Coulomb, a partir de los de la envolvente de rotura de Hoek - Brown.

Al disponer tanto de datos obtenidos de laboratorio (resistencia a la compresión simple de la matriz rocosa, pruebas triaxiales), como de datos basados en la experiencia (tablas guía), los cuales son introducidos en ROCLAB, de manera indistinta, es decir ciertas entradas corresponden a la roca intacta y otras al macizo en su conjunto, ROCLAB aplica criterio de Hoek-Brown, resultando parámetros de salida equivalentes a los obtenidos por Mohr-Coulomb, con la particularidad de que son representativos del macizo rocoso en general.

CAPITULO 5

5 Aplicación

5.1 Comparación entre los criterios de Rotura Hoek-Brown y Mohr-Coulomb

En este trabajo de investigación se estudia la estabilidad global de un macizo rocoso, a través de una falla curva continua; sin embargo debería considerarse que el fallo de un macizo rocoso se produce por la influencia de discontinuidades o familias de ellas, por medio de superficies planas, por tipo cuña o por volcamiento de bloques componentes del macizo.

Para abordar esta problemática se emplearan métodos de Equilibrio Límite como Bishop y Fellenius implementados en SLIDE, y métodos tenso deformacionales implementados en Phase2, paquetes computacionales que forman parte de RocScience.

Se utilizan dos criterios de fallo en los métodos de análisis de estabilidad global de un talud rocoso: Mohr Coulomb y Hoek-Brown. Mohr Coulomb que representa una

Autor: CESAR ALBERTO VANEGAS BRAVO

envolvente lineal de la resistencia de un material, muy utilizado a nivel mundial e implementado en muchos paquetes computacionales.

El criterio de resistencia de Hoek-Brown, se ha desarrollado desde 1980 [17]. En un inicio su aplicación fue definida para túneles, posteriormente con mayores investigaciones, se ha llegado al criterio generalizado en el año 2002, con aplicación a taludes. Su aplicación es muy recomendable al caso de materiales de comportamiento isótropo, es decir macizos rocosos altamente fracturados o diaclasados, en los cuales debido a la escala o la magnitud de sus dimensiones, se pueden obviar estas discontinuidades, o caso contrario, materiales intactos casi inalterados, carentes de estructuras propensas al fallo (diaclasas, contactos litológicos, fracturas, etc).

5.2 Rango de aplicación

El criterio de rotura o resistencia de Hoek-Brown tiene representación no lineal en el espacio σ vs τ . Para facilidad en la implementación de muchos paquetes

computacionales que utilizan el criterio lineal de fallo de Mohr-Coulomb, Hoek-Brown ha desarrollado un método de ajuste hacia Mohr- Coulomb [9], por medio del equilibrio de áreas descrito en el capítulo 4.

El criterio generalizado de Hoek-Brown 2002 no es un ajuste teórico lineal entre dos criterios, sino que comprende todo un estudio desde el año 1980 [17]; así mismo el rango de tensiones en el cual se aplica fue escogido en base a la experiencia y se ha probado que trabaja bien en una amplia gama de situaciones prácticas.

$$0 < \sigma_3 < \sigma_{ci} / 4$$

Donde:

σ_{ci} = resistencia a la compresión de la roca intacta

σ_3 = esfuerzo principal menor o esfuerzo de confinamiento

ROCLAB tiene 4 formas de presentar el rango de aplicación de la envolvente de falla:

1. General: $\sigma_{3max} = \sigma_{ci} / 4$
2. Personalizado: el usuario ingresa por sí mismo un valor de σ_{3max}
3. Túneles: $\frac{\sigma_{3max}}{\sigma_{cm}} = 0.47 \left(\frac{\sigma_{cm}}{\gamma H} \right)^{-0.94}$
4. Taludes: $\frac{\sigma_{3max}}{\sigma_{cm}} = 0.72 \left(\frac{\sigma_{cm}}{\gamma H} \right)^{-0.91}$

Donde:

σ_{3max} = Esfuerzo principal menor máximo. Límite superior del esfuerzo de confinamiento

σ_{cm} = Resistencia a la compresión del macizo rocoso.

γ = Peso específico del macizo rocoso.

H = Altura del Talud

En la Figura 5.1, se ha obtenido de un ejemplo de RocData, parte de RocScience, aplicación con la cual se pueden ingresar directamente los valores de un ensayo triaxial, con los siguientes parámetros: σ_{ci} = 568.501 MPa, GSI= 100, m_i = 20.28, D= 0.

En la Figura 5.1, se puede observar valores de un ensayo triaxial, los círculos de falla graficados en color azul, se obtiene una envolvente de resistencia no lineal, color rojo y su linealización con el criterio generalizado 2002 [9] en color verde. Se observa además en un plano σ vs τ , la envolvente de rotura lineal ajustada por el criterio Hoek-Brown, presenta un estado de tensiones normales negativas, lo que constituye el esfuerzo a tracción σ_t , del macizo, la intercepción al origen, constituye la cohesión y la pendiente de la recta de color verde, el ángulo de fricción interna. Podemos apreciar en términos generales la condición de equilibrio de áreas que plantea el método de linealización [8].

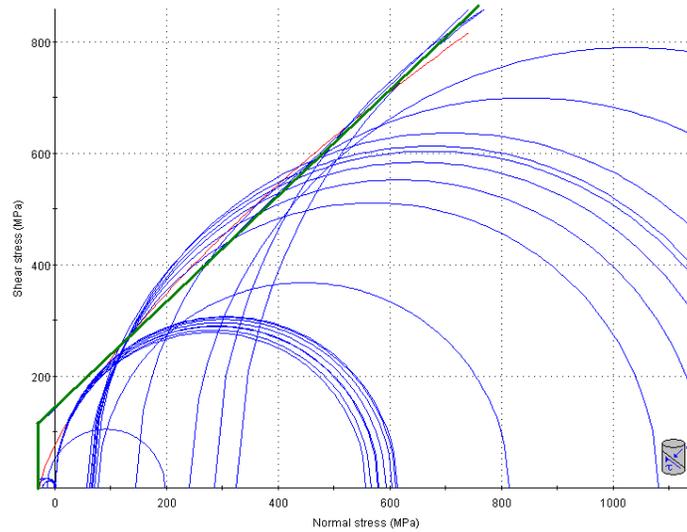


Figura 5.1: Criterio no lineal Hoek-Brown. (Fuente: Ejemplo RocData, RocScience).

5.3 Parámetros del Modelo Hoek-Brown

Los primeros datos de entrada y que comprenden parámetros básicos o elementales de una clasificación geomecánica, que serán aplicados en ROCLAB son:

σ_{ci} = resistencia uniaxial a compresión de la roca intacta.

Este parámetro se lo puede determinar por medio de un ensayo de compresión uniaxial en laboratorio de la roca intacta.

GSI = Geological Strength Index. (Índice de Resistencia Geológica).

Es un índice que para su obtención requiere de un procedimiento basado en observaciones geológicas en campo, por lo que depende de la experiencia del observador y lleva consigo cierta subjetividad en su obtención.

m_i = valor del modelo Hoek-Brown que depende del tipo de roca.

Los parámetros anteriores fueron obtenidos del informe Mazar [14].

D = perturbación del macizo, este parámetro mide la perturbación del macizo rocoso producida por voladuras o sistemas de excavación.

La obtención de cada uno de estos parámetros lleva consigo diferentes grados de incertidumbre, siendo muy importante la experiencia del proyectista y el uso adecuado de los mismos, puesto que aparentemente son parámetros de fácil obtención, presentando GSI, m_i y D , cierto grado de subjetividad que será obviado con la pericia del proyectista.

5.4 Parámetros iniciales (Mazar)

Se ha considerado un modelo de carácter simplificado, resultado de promediar las medidas geométricas de las secciones proporcionadas en el informe Mazar [14] de julio-2006. Se presentan dos tipos de materiales: *roca medianamente descomprimida* y *roca muy descomprimida*, tomando como parámetros iniciales los de la Tabla 5.1 obtenidos de Mazar [14].

	Roca muy descomprimida	Roca medianamente descomprimida
Peso Específico [KN/m ³]	22	24
GSI	20	30
m _i	7	7
σ_{ci} [Mpa]	10	10

Tabla 5.1: Caracterización Geomecánica de las rocas presentes en el Talud del Cuenco Disipador.

En la Tabla 5.1 el informe Mazar [14], no considera el parámetro D, por lo que se asumirá D=0, tratando de

mantener similitud con el modelo numérico desarrollado por Hidropaute.

5.5 Equivalencias Hoek-Brown y Mohr-Coulomb

		MATERIAL		
		Unidad	Roca Muy Descomprimida	Roca Medianamente Descomprimida
Clasificación Hoek Brown				
	σ_{ci}	MPa	10,0	10,0
	GSI		20,0	30,0
	mi		7,0	7,0
	D		0,0	0,0
Criterio Hoek Brown				
	mb		0,40203	0,574595
	s		0,00014	0,000419
	a		0,544	0,522
Rango de la Envolvente de Falla				
	Aplicación		Taludes	Taludes
	σ_{3max}	MPa	1,42330	1,58400
	Peso Específico	MN/m ³	0,022	0,240
	Altura talud	m	108,0	108,0
Ajuste Mohr-Coulomb (criterio Generalizado 2002)				
	c	MPa	0,166	0,23000
	phi (ϕ)	grados	22,390	25,07000
Parámetros del Macizo Rocoso				
	σ_t	MPa	-0,00343	-0,00729
	σ_c	MPa	0,08000	0,01720
	σ_{cm}	MPa	0,67010	0,91292
	Em	MPa	562,34	1.000,00

Tabla 5.2: Valores equivalentes Hoek-Brown y Mohr-Coulomb utilizando ROCLAB.

La Tabla 5.2, fue obtenida mediante el uso de RocLab, a continuación se describe el procedimiento y ecuaciones utilizadas:

En primer término se utiliza la clasificación Geomecánica Hoek-Brown que requiere valores: σ_{ci} , GSI, m_i y D, datos obtenidos de la Tabla 5.1.

Los parámetros correspondientes al criterio Hoek-Brown se calculan según las ecuaciones:

m_b ecuación (4.4)

s ecuación (4.5)

a ecuación (4.6)

El rango de tensiones de la envolvente de falla, es aplicado para taludes, con las siguientes precisiones:

σ_{3max} ecuación (4.16)

Peso Específico obtenido de la Tabla 5.1

Altura de Talud promedio de las secciones informe Mazar [14]

El ajuste al criterio Mohr-Coulomb, con las siguientes ecuaciones:

ϕ ecuación (4.9)

c ecuación (4.10)

Los parámetros del macizo rocoso vienen dados por las siguientes ecuaciones:

σ_t ecuación (4.14)

σ_c ecuación (4.13)

σ_{cm} ecuación (4.15)

E_m ecuación (4.19)

Como se observa en la Tabla 5.2, además de los valores entregados por Hidropaute Tabla 5.1, se ha escogido un valor para el coeficiente de perturbación $D=0$, con el fin de continuar en concordancia con el informe proyecto Mazar [14], de Julio/2006, en el cual no se considera la perturbación por voladuras o sistemas de excavación.

En la Figura 5.2, se presenta en el plano σ_n vs τ , el criterio de Hoek-Brown (rojo) y su ajuste a Mohr-Coulomb (azul),

se observa la aplicación del método de equilibrio de áreas para la roca medianamente descomprimida. En el caso de la roca muy descomprimida se observa una gráfica muy similar, que no ha sido presentada para evitar superponer sus curvas.

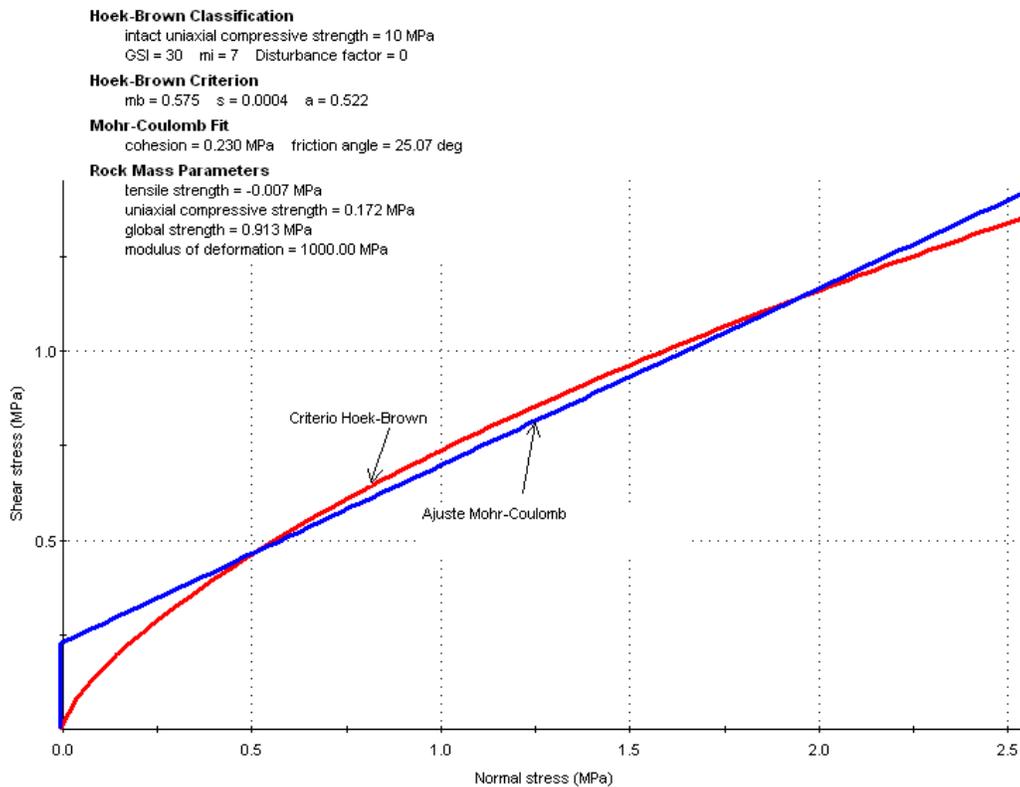


Figura 5.2: Ajuste Mohr-Coulomb. Roca medianamente descomprimida, Fuente ROCLAB.

5.6 Metodología para la comparación de los criterios de rotura

Cada uno de los criterios de rotura presenta su envolvente de falla. Se estudiará el mecanismo de rotura mediante modelos con geometría simplificada, con los parámetros geomecánicos proporcionados por Hidropaute. Se procedió por un lado a incrementar gradualmente las cargas aplicadas (carga uniformemente distribuida) y por otro a disminuir las propiedades resistentes del material. Así se determinan factores de seguridad para cada condición analizada por medio de SSR (Shear Strength Reduction) [13]. Por medio de estos modelos se estudia más claramente el criterio Generalizado de Hoek-Brown y su envolvente equivalente del criterio Mohr-Coulomb.

5.7 Disminución de las propiedades resistentes del material

Bajo las mismas condiciones de carga (solamente peso propio), una de las formas de analizar el fallo de un material, es el de disminuir gradualmente la resistencia del

mismo. Para lograr este análisis, se procedió a disminuir tanto el ángulo de fricción interna como la cohesión del material, por medio de la variación del índice GSI, que como observamos posteriormente, está relacionado directamente con la resistencia del material.

5.7.1 Modelo Geométrico y Geomecánico

El modelo analizado se presenta en la Figura 5.3, construido en PHASE2 versión 6.024, en el cual se procederá a aplicar el método SSR Shear Strength Reduction [13] (reducción de la resistencia al cortante), con las siguientes características geométricas y geomecánicas: altura del talud 108m desarrollada en 93m horizontales (1:1,161), esta geometría resulta de promediar las secciones del Informe Mazar [14], Julio/2006; con el fin de evitar efectos de posible alteración por condiciones geométricas irregulares se ha prolongado el modelo hacia la izquierda y hacia abajo, en 70m, las restricciones de los contornos, se las fijó lateralmente con desplazamiento permitido en vertical y en la base sin desplazamiento alguno.

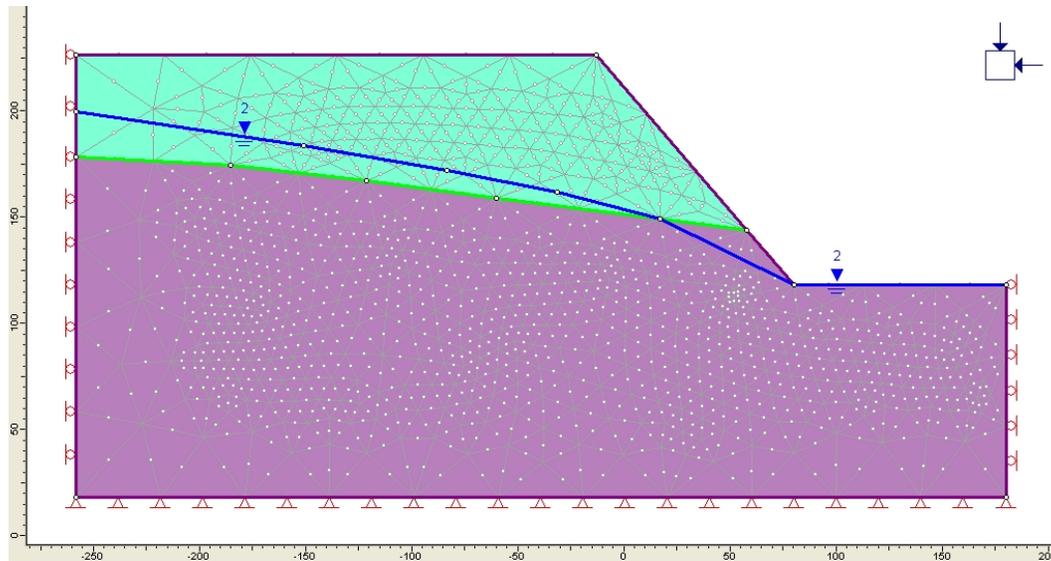


Figura 5.3: Modelo Geométrico y Geomecánico.

En la parte superior del modelo, Figura 5.3, se observa el material denominado *roca muy descomprimida* de color verde y la parte inferior *roca medianamente descomprimida* de color rosado, se presenta la estratigrafía y línea piezométrica muy aproximada al modelo S2, del Informe Mazar [14], de Julio/2006.

Los parámetros geomecánicos de los materiales empleados, son los que se encuentran en la Tabla 5.2, considerándolos materiales elasto-plástico perfectos y dos

criterios de rotura analizados: Hoek-Brown y Mohr-Coulomb.

No se considera estado tensional adicional más que el peso propio con presencia de nivel freático en los dos materiales.

5.7.2 Modelación con parámetros Mohr-Coulomb y Hoek-Brown

En este apartado, se realizó una modelación numérica empleando los criterios de rotura de Mohr-Coulomb (MC) y Hoek-Brown (HB), mediante métodos tenso-deformacionales implementados en PHASE2. Se obtuvo un valor del factor de seguridad para cada caso, mediante la utilización de SSR (Shear Strength Reduction).

Partiendo de los valores obtenidos con el empleo de ROCLAB, Tabla 5.2, considerados como originales o iniciales, se disminuyó y aumentó los mismos con el objeto de analizar de que manera influyen la calidad geomecánica de los materiales y su equivalente con Hoek-Brown, para así determinar semejanzas, diferencias y condiciones

equivalentes, que podrían ser reflejados en el factor de seguridad, evaluados por los dos criterios de rotura.

La metodología empleada para reducir o aumentar los parámetros geomecánicos del material, según Puell Marín [8], sugiere que en lugar de variar c y ϕ directamente, se debe modificar el índice GSI con intervalos de 10 puntos en adelante. En esta Tesis, luego de varios intentos de obtener variaciones significativas de c y ϕ , se optó por variar el índice GSI según se muestra en la Tabla 5.3. Se observa la variación de c y ϕ , luego de incrementar y disminuir GSI en intervalos 15%, 25% y 50% respecto del valor inicial.

	VALOR GSI	CRITERIO ROTURA <i>Hoek-Brown</i>			CRITERIO ROTURA <i>Mohr-Coulomb</i>	
		<i>mb</i>	<i>s</i>	<i>a</i>	<i>c</i>	ϕ
ROCA MUY DESCOMPRESIDA						
-50%	10	0,281	0,00005	0,585	0,109	18,51
-25%	15	0,336	0,0001	0,561	0,138	20,56
-15%	17	0,361	0,0001	0,553	0,149	21,32
0	20	0,402	0,0001	0,544	0,166	22,39
15%	23	0,447	0,0002	0,536	0,182	23,42
25%	25	0,481	0,0002	0,531	0,193	24,07

Autor: CESAR ALBERTO VANEGAS BRAVO

50%	30	0,575	0,0004	0,522	0,219	25,65
ROCA MEDIANAMENTE DESCOMPRESIDA						
-50%	15	0,336	0,0001	0,561	0,145	20,08
-25%	22,5	0,440	0,0002	0,537	0,189	22,71
-15%	25,5	0,489	0,0003	0,530	0,206	23,67
0	30	0,575	0,0004	0,522	0,230	25,07
15%	34,5	0,675	0,0007	0,516	0,255	26,41
25%	37,5	0,751	0,0010	0,513	0,271	27,29
50%	45	0,982	0,0022	0,508	0,315	29,43

Tabla 5.3: Parámetros resistentes de los materiales. Incremento y disminución del GSI y sus correspondientes c y ϕ .

En la Figura 5.4, se observa las envolventes de rotura HB (Hoek-Brown), MC (Mohr-Coulomb), para la roca medianamente descomprimida, en color negro el valor original de GSI, en verde GSI incrementado 50% y en rojo el valor de GSI disminuido 50%, a media que incrementamos el valor de GSI, los parámetros resistentes como la cohesión va incrementándose como se observa en la intercepción con el origen. El ángulo de fricción interna, también sufre incrementos como se observa la variación de pendiente de las envolventes presentadas.

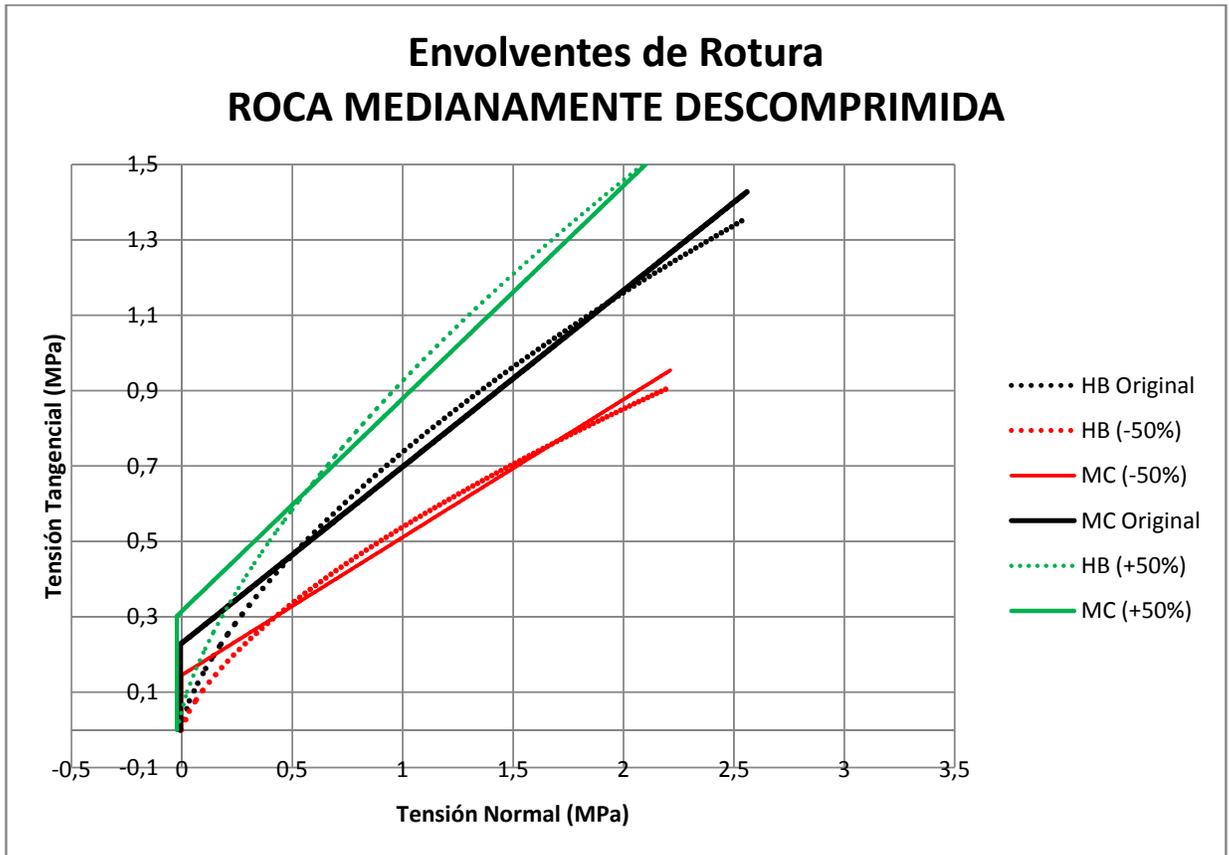


Figura 5.4: Envolventes de rotura HB (Hoek-Brown), MC (Mohr-Coulomb). Variación de GSI para roca medianamente descomprimida.

En la Figura 5.4, se puede apreciar que a medida que se incrementan los valores de GSI, las envolventes de rotura suben en sentido vertical, es decir sus valores de tensión tangencial se incrementan, tal es el caso que para una envolvente de rotura con GSI incrementado en un 50%, la tensión tangencial necesaria para provocar la falla del macizo rocoso, será mayor que para un GSI disminuido un

50%, para el caso de $\sigma_n=1.5\text{MPa}$, Figura 5.4, la diferencia es aproximadamente $\Delta\sigma_t=0.6\text{ MPa}$. Esta diferencia se acentúa para valores mayores de tensión normal y disminuye totalmente para valores bajos de tensión normal cercanos a cero.

Valores altos de GSI, se refieren a macizos rocosos de mejor calidad, rocas de carácter masivo con discontinuidades ampliamente espaciadas, materiales en los que su falla es más difícil provocar y valores bajos de GSI, denotan, rocas de mala calidad, con muchas familias de discontinuidades, muy alteradas de superficie pobre o muy pobre, es decir materiales en los cuales su falla puede darse con mayor facilidad; éstas características se ven observan en la Figura 5.4, cuyas envolventes de rotura con parámetros resistentes mayores corresponden a los valores altos de GSI.

Se puede apreciar en la Figura 5.4, que las envolventes de rotura mientras menor será el valor de GSI, se asemejan más la una de la otra, es decir para un valor de tensión

normal, las diferencias de tensión tangencial son menores para valores de GSI bajos.

En las Figuras 5.5 y 5.6, se presentan la variación del ángulo de fricción interna y cohesión respecto al GSI, se observa que al incrementar el índice de resistencia geológica incrementan los parámetros resistentes c y ϕ .

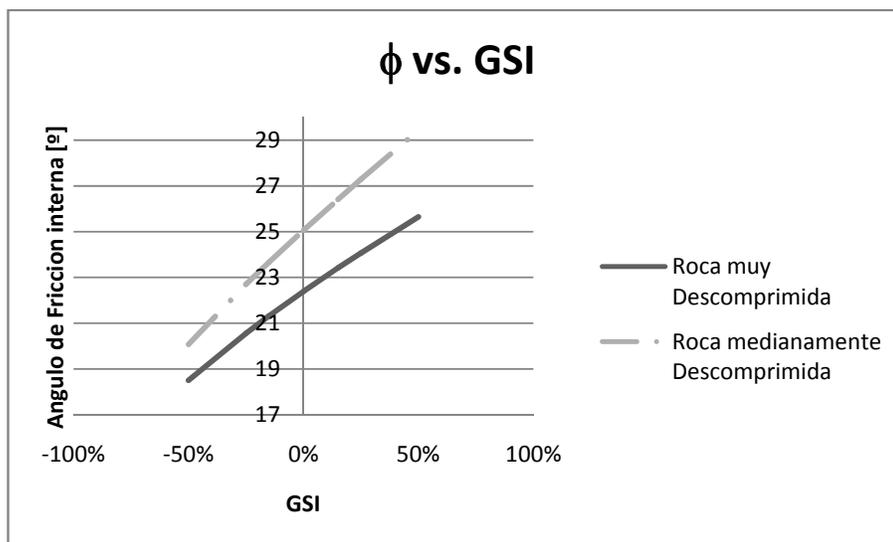


Figura 5.5: Variación de Ángulo de fricción interna vs. GSI.

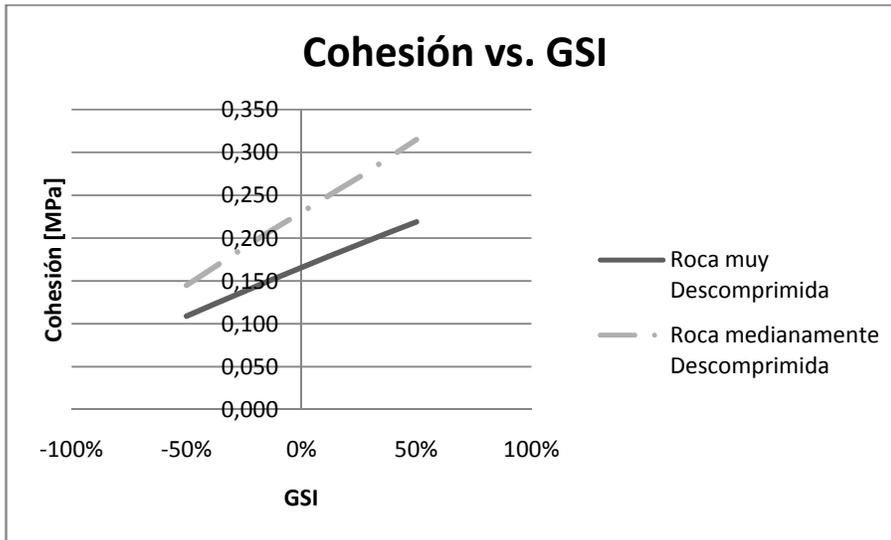


Figura 5.6: Variación de Cohesión vs. GSI.

Con el modelo geomecánico, mediante el uso de PHASE2, se han cambiado los correspondientes parámetros resistentes, tanto de la roca muy descomprimida como de la roca medianamente descomprimida. Utilizando el método de reducción del esfuerzo cortante SSR [13], se obtuvieron factores de seguridad según el criterio de falla utilizado y sus correspondientes superficies de falla

El campo de esfuerzos (contornos tensionales σ_3), que se presenta en las figuras 5.7 – 5.13, se obtiene al correr PHASE2 en condiciones iniciales, utilizando el criterio de rotura de Mohr-Coulomb. Se emplea este

criterio, puesto que posteriormente se realizará la comparación de superficies de falla obtenidas con el criterio Mohr-Coulomb implementado tanto con métodos tenso-deformacionales como por métodos de equilibrio límite.

Además en éstas figuras 5.7 – 5.13, se presentan dibujadas, en contornos tensionales sigma 3, las superficies de falla según su criterio de rotura, éstas se obtuvieron al unir los puntos que representan mayor deformación por cortante (Shear Strain), resultados obtenidos de la ventana inmediatamente posterior al valor de SSR [13].

Al observar dibujadas las superficies de falla se puede comparar gráficamente su comportamiento dentro de la geometría del talud. Además se presentan gráficamente puntos de plastificación por cortante (equis) y puntos de plastificación por tensión (círculos).

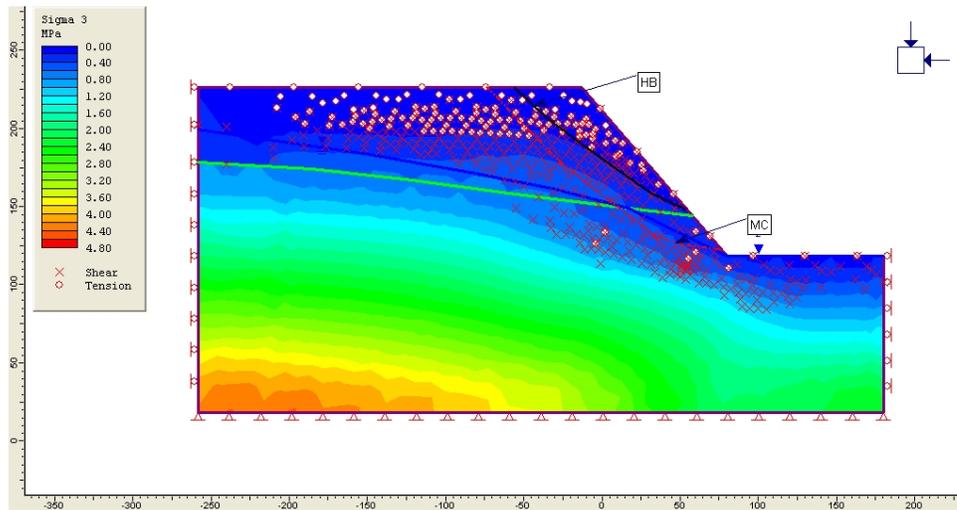


Figura 5.7: Contornos Sigma 3, con parámetros resistentes disminuidos 50% del original.

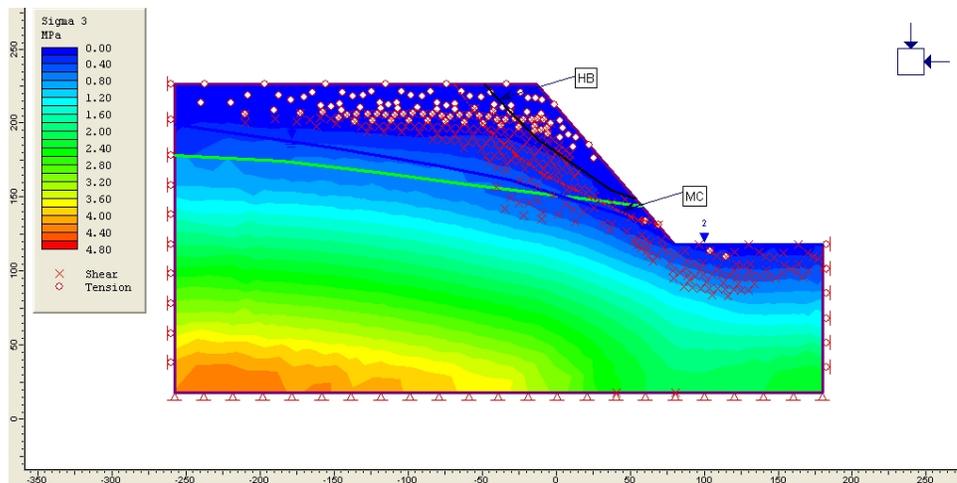


Figura 5.8: Contornos Sigma 3, con parámetros resistentes disminuidos 25% del original.

En las Figuras 5.7 – 5.13, se observa que la superficie de rotura del criterio Mohr-Coulomb atraviesa hasta la roca medianamente descomprimida. La superficie de falla del criterio Hoek-Brown, se desarrolla dentro de la roca muy

descomprimida. Se observa además que las dos superficies tienden a acercarse.

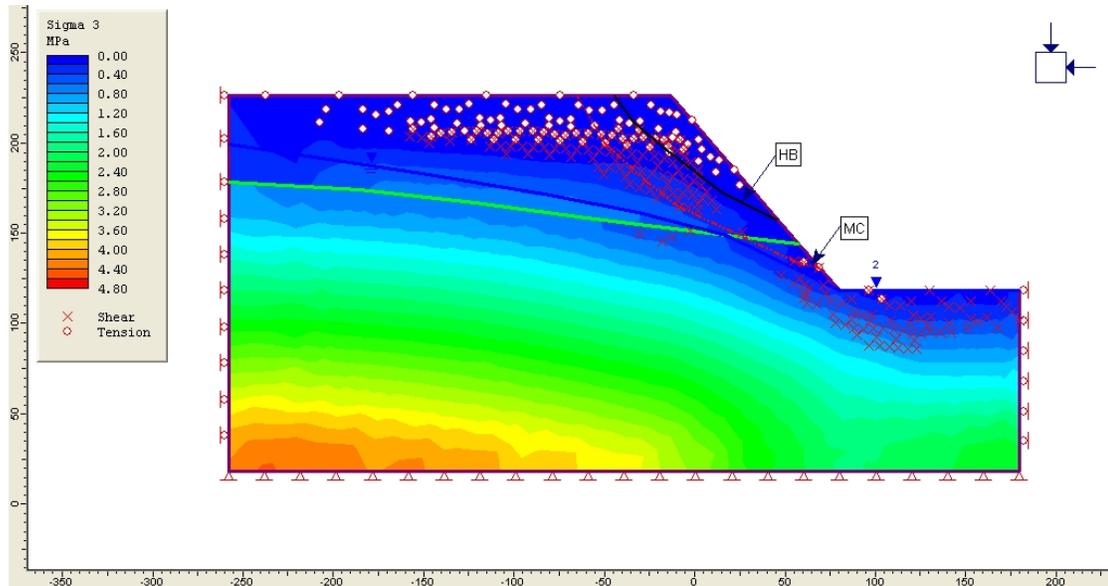


Figura 5.9: Contornos Sigma 3, con parámetros resistentes disminuidos 15% del original.

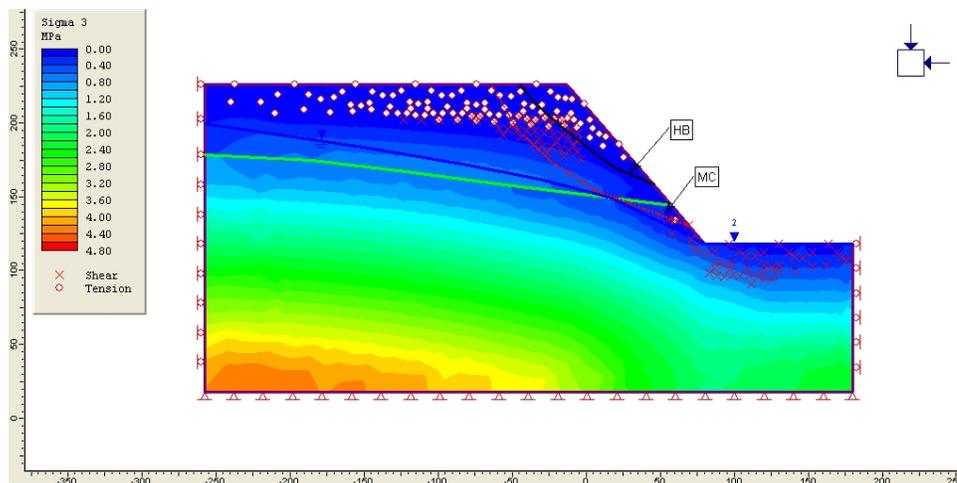


Figura 5.10: Contornos Sigma 3, con parámetros resistentes originales.

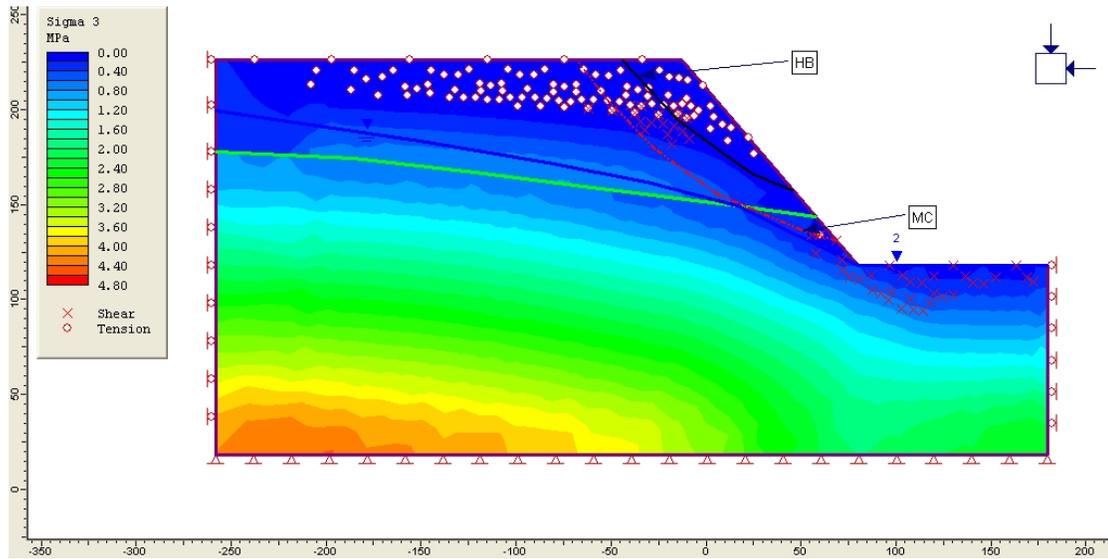


Figura 5.11: Contornos Sigma 3, con parámetros resistentes incrementados 15% del original.

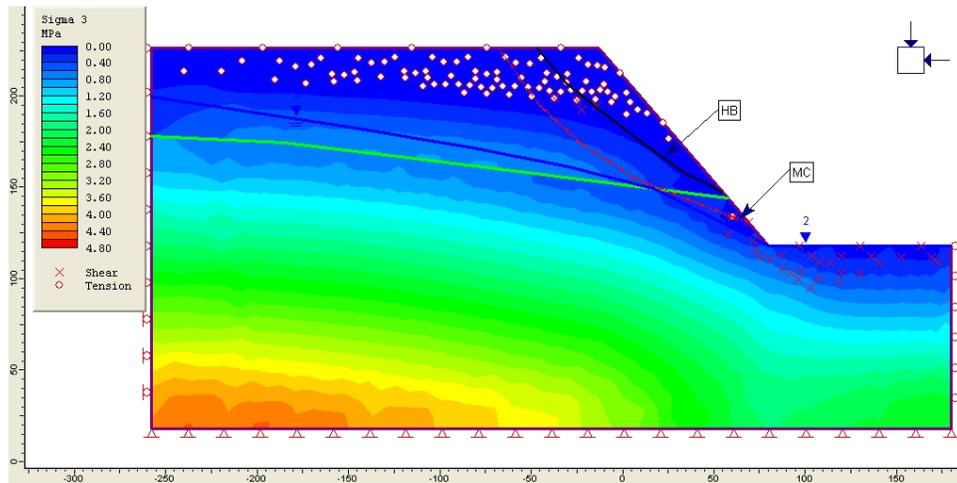


Figura 5.12: Contornos Sigma 3, con parámetros resistentes incrementados 25% del original.

En las Figuras 5.9 a 5.13, se puede apreciar que las dos superficies de deslizamiento, mantienen una distancia casi uniforme.

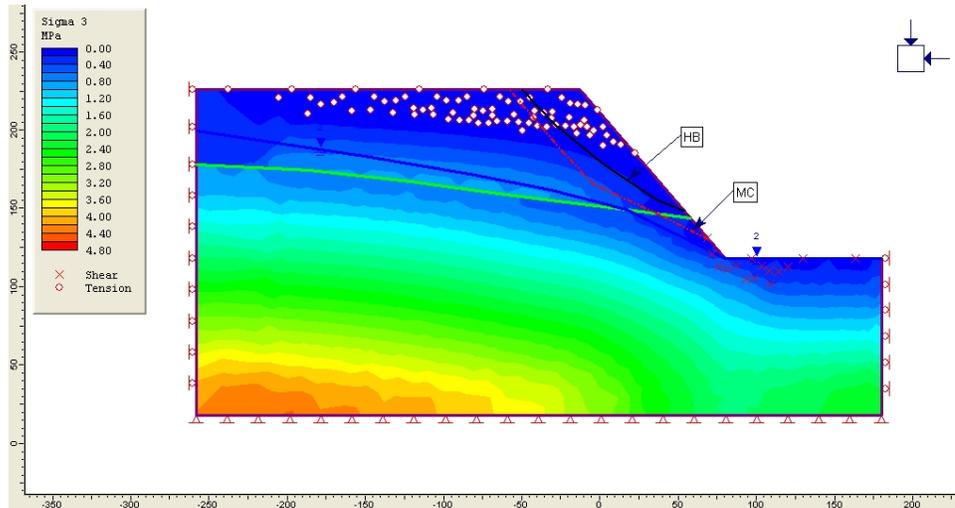


Figura 5.13: Contornos Sigma 3, con parámetros resistentes incrementados 50% del original.

En la Figura 5.13, se observa que las dos superficies tienden a acercarse en sus dos extremos, pero no se superponen en los casos analizados. La superficie de rotura analizada por el criterio de Mohr-Coulomb, se desarrolla a una profundidad mayor, el criterio Hoek-Brown, presenta una superficie de rotura de carácter superficial.

En términos generales se puede apreciar, que la superficie de rotura del criterio Mohr-Coulomb atraviesa hasta la roca medianamente descomprimida, la superficie de falla del criterio Hoek-Brown se desarrolla dentro de la roca muy

descomprimida. Las dos superficies de falla se mantienen casi paralelas, no se superponen en los casos analizados, sin poder predecir algún tipo de comportamiento.

En la Figura 5.14, se presenta un ejemplo de cómo fueron obtenidas las superficies de falla que se encuentran citadas como “HB” y “MC” en las Figuras 5.7 – 5.13.

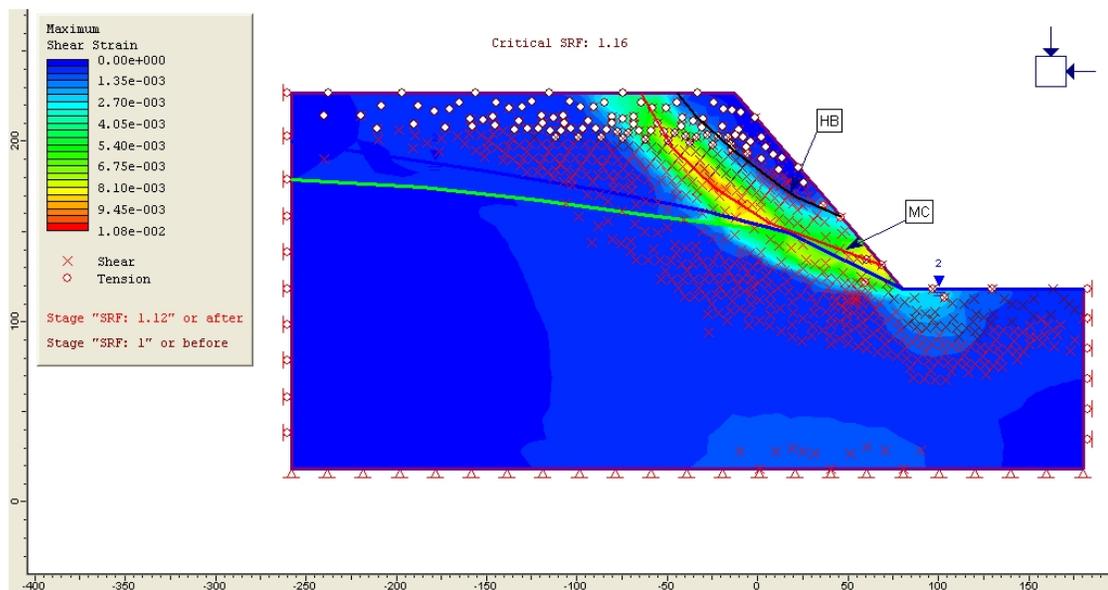


Figura 5.14: Comparación de las superficies de deslizamiento en contornos de máxima tensión por cortante, con parámetros resistentes originales. Criterio de rotura Mohr-Coulomb

En la Figura 5.14, se han graficado las superficies de deslizamiento para cada criterio de rotura y se han presentado en contornos de máxima tensión por cortante,

a diferencia de las Figuras 5.7 a 5.13 (contornos tensionales σ_3). La Figura 5.14, está presentada en la ventana inmediatamente después de aplicar el método “SSR”, con parámetros resistentes originales, utilizando el criterio de rotura de ajuste a Mohr-Coulomb. Se observa que la superficie de deslizamiento (color rojo) coincide con los contornos de máxima tensión por cortante, aunque en el presente trabajo no se ha presentado, de igual manera sucede, para el caso de Hoek-Brown.

5.7.3 Variación de parámetros geomecánicos respecto al original.

En la Tabla 5.4, se presenta la variación en porcentaje de incremento y decremento, de los parámetros geomecánicos, utilizados en los dos estratos constituyentes del modelo implementado en PHASE2.

		PARAMETROS GEOMECANICOS CALCULADOS [MPa]		VARIACION PARAMETROS RESPECTO AL ORIGINAL	
	VALOR GSI	c	ϕ	c	ϕ
ROCA MUY DESCOMPRIMIDA					
-50%	10	0,109	18,51	-34%	-17%
-25%	15	0,138	20,56	-17%	-8%
-15%	17	0,149	21,32	-10%	-5%
0	20	0,166	22,39	0%	0%
15%	23	0,182	23,42	10%	5%
25%	25	0,193	24,07	16%	8%
50%	30	0,219	25,65	32%	15%
ROCA MEDIANAMENTE DESCOMPRIMIDA					
-50%	15	0,145	20,080	-37%	-20%
-25%	22,5	0,189	22,710	-18%	-9%
-15%	25,5	0,206	23,670	-10%	-6%
0	30	0,230	25,070	0%	0%
15%	34,5	0,255	26,410	11%	5%
25%	37,5	0,271	27,290	18%	9%
50%	45	0,315	29,430	37%	17%

Tabla 5.4: Variación de parámetros geomecánicos.

Se puede observar, Tabla 5.4, en términos generales que la variación porcentual del GSI, mantiene relación casi lineal con la variación de c y ϕ , observando las pendientes de la Figura 5.5 y 5.6, el ángulo de fricción interna, es el parámetro resistente que más incrementa al variar GSI. Al observar la Tabla 5.5, el ángulo de fricción interna ϕ , varía casi la mitad de la cohesión c . Para el caso de la roca medianamente descomprimida y realizando un análisis comparativo con la Figura 5.4, se puede apreciar el incremento de la pendiente del criterio ajustado Mohr-Coulomb, que para valores altos de GSI, presenta grandes diferencias.

Se puede apreciar que el estrato de roca medianamente descomprimida mantiene su condición de material de mejor calidad resistente tanto en incremento como disminución del GSI. La formulación para el cálculo de c y ϕ , ecuaciones (4.9) y (4.10), dependen de la variación de m_b , s y a , que a su vez dependen de la variación de GSI, m_b y s , son funciones exponenciales proporcionales a GSI y a es un parámetro que depende de la calidad de la roca, es decir al

aumentar GSI, aumentan los valores calculados, por lo que se explicaría los valores de la Tabla 5.4.

Se puede observar que la variación de cohesión y ángulo de fricción es notoria al variar sobre los 10 puntos el GSI, tal como sugiere Puell [8].

5.7.4 Variación de Factores de Seguridad

Se puede observar en la Tabla 5.5 que la variación del factor de seguridad, por el criterio de Hoek-Brown, tiene una tendencia creciente, frente al incremento del GSI (índice de resistencia geológica). El criterio Mohr-Coulomb mantiene esta tendencia creciente, observando además que sus valores de factor de seguridad son mayores, lo que implicaría que Hoek-Brown, se encuentra del lado de la seguridad, encontrándose sus magnitudes más cercanas a la falla incipiente.

Además la variación de los parámetros resistentes del modelo no tiene correlación específica con los factores de seguridad obtenidos.

	VALOR GSI	VARIACION PARAMETROS RESPECTO AL ORIGINAL		VARIACION <u>FACTOR DE SEGURIDAD</u> <i>Hoek-Brown</i>		VARIACION <u>FACTOR DE SEGURIDAD</u> <i>Mohr-Coulomb</i>	
		c	ϕ				
ROCA MUY DESCOMPRIMIDA							
-50%	10	-34%	-17%	0,80	-25,9%	0,83	-28,4%
-25%	15	-17%	-8%	0,94	-13,0%	1,00	-13,8%
-15%	17	-10%	-5%	1,00	-7,9%	1,06	-8,6%
0	20	0%	0%	1,08	0,0%	1,16	0,0%
15%	23	10%	5%	1,15	6,5%	1,25	7,8%
25%	25	16%	8%	1,21	12,0%	1,31	12,9%
50%	30	32%	15%	1,34	24,1%	1,47	26,7%
ROCA MEDIANAMENTE DESCOMPRIMIDA							
-50%	15	-37%	-20%	0,80	-25,9%	0,83	-28,4%
-25%	22,5	-18%	-9%	0,94	-13,0%	1,00	-13,8%
-15%	25,5	-10%	-6%	1,00	-7,9%	1,06	-8,6%
0	30	0%	0%	1,08	0,0%	1,16	0,0%
15%	34,5	11%	5%	1,15	6,5%	1,25	7,8%
25%	37,5	18%	9%	1,21	12,0%	1,31	12,9%
50%	45	37%	17%	1,34	24,1%	1,47	26,7%

Tabla 5.5: Variación porcentual del factor de seguridad empleando los dos criterios de rotura.

En la Tabla 5.6, se presenta un resumen de los factores de seguridad según los parámetros geomecánicos calculados aplicando los dos criterios de rotura en análisis.

VARIACION GSI	FACTOR DE SEGURIDAD		
	Hoek-Brown	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb / Hoek-Brown
-50%	0,80	0,83	4%
-25%	0,94	1,00	6%
-15%	1,00	1,06	7%
0%	1,08	1,16	7%
15%	1,15	1,25	9%
25%	1,21	1,31	8%
50%	1,34	1,47	10%

Tabla 5.6: Resumen de variación del factor de seguridad.

En la Figura 5.15, se presenta los Factores de Seguridad vs. GSI. En esta figura se observa una evolución de carácter más o menos lineal de los factores de seguridad.

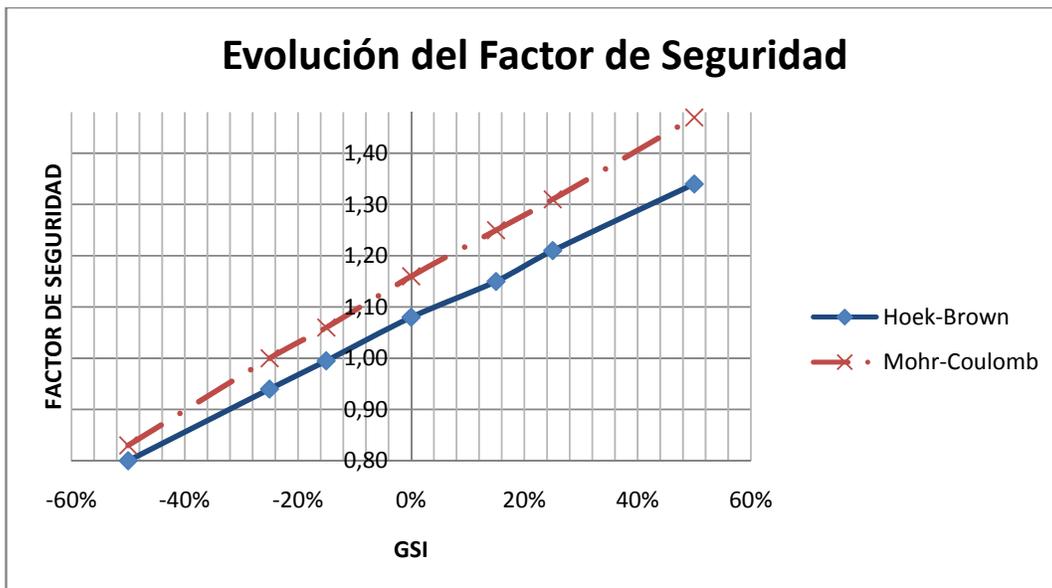


Figura 5.15: Factor de Seguridad vs. Variación de parámetros resistentes.

Autor: CESAR ALBERTO VANEGAS BRAVO

El criterio de Mohr-Coulomb a medida que el macizo rocoso es de mejor calidad (GSI mayor), se aleja más de Hoek-Brown, como se observa en la Figura 5.4, con materiales de mejor calidad y tensiones normales altas o muy bajas (menores a 0.4 MPa), el material necesitará la aplicación de una mayor tensión de corte (tangencial) para fallar.

El criterio Mohr-Coulomb presenta valores de factor de seguridad mayores y la relación Mohr-Coulomb/Hoek-Brown es siempre positiva entre el 4% y 10%, Figura 5.16.

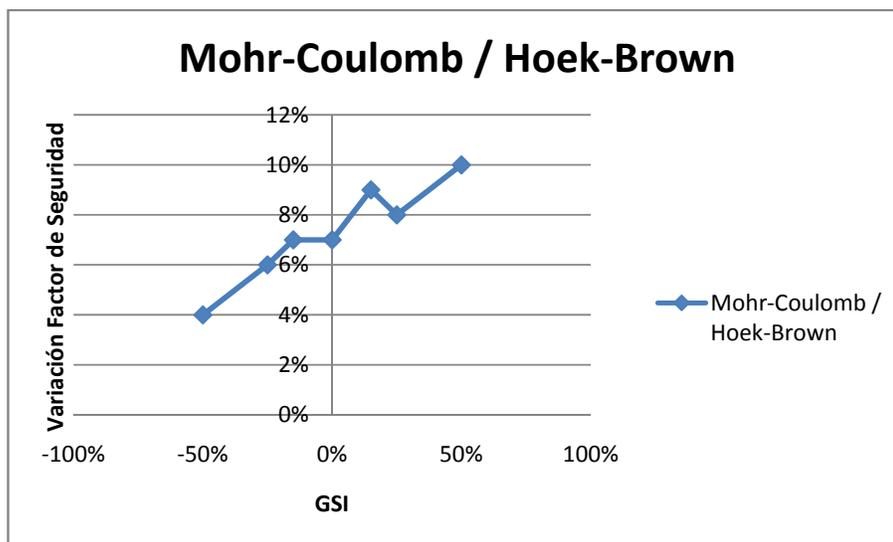


Figura 5.16: Variación del Factor de Seguridad.

5.8 Incremento de la carga aplicada

5.8.1 Modelo Geométrico y Geomecánico

En el modelo del acápite 5.7.1, se presentó una simplificación académica del talud izquierdo del Cuenco Disipador de Mazar; luego de haber realizado varias modelaciones numéricas con PHASE2, para tener un mayor entendimiento del problema, al tener varios materiales, no refleja el aporte específico de cada uno en el momento del fallo y en segundo lugar, el nivel freático al afectar dos materiales, en el momento de la falla no se podía determinar la afectación específica a cada uno.

Los incrementos de carga, son producidos por la aplicación de una carga uniformemente distribuida de 1, 1.5, 2 y 3 MN/m², se realizó el análisis de estabilidad del talud para cada carga, empleando PHASE2 y los criterios de Hoek-Brown y Mohr-Coulomb.

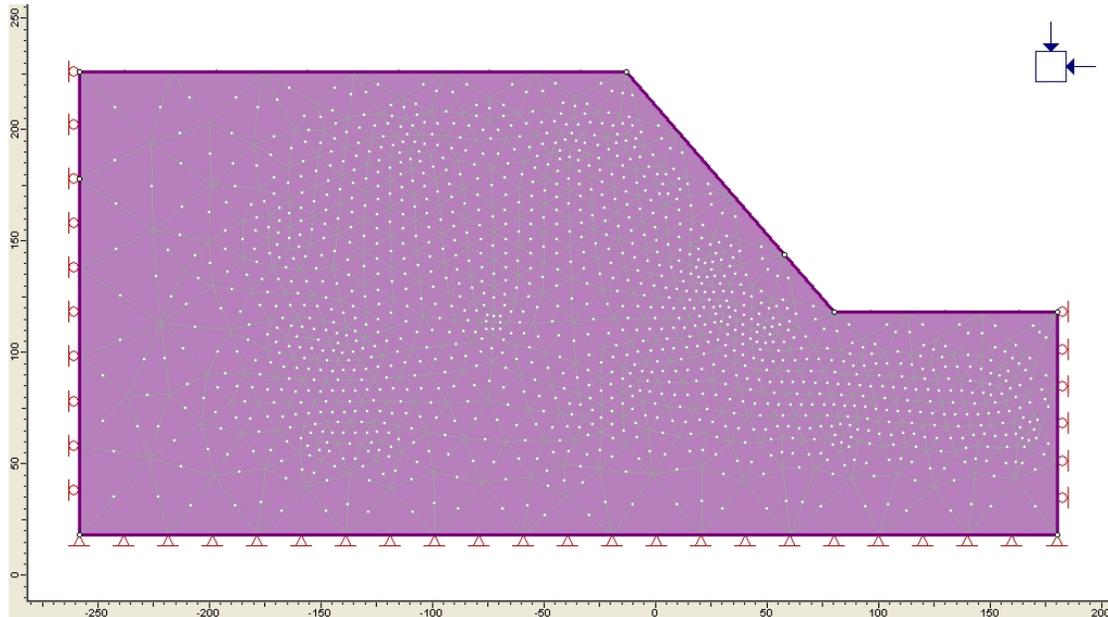


Figura 5.17: Modelo geométrico y geomecánico simplificado

El modelo implementado en este acápite se observa en la Figura 5.17, las condiciones geométricas no cambian respecto al acápite 5.7.1; se tomó solamente el material de condiciones medianamente descomprimidas, por ser el más representativo puesto que la roca muy descomprimida se la encuentra en la superficie en condiciones alteradas. Además se eliminó el nivel freático.

5.8.2 Modelación con parámetros Mohr-Coulomb y Hoek-Brown

A continuación se resume el procedimiento empleado: Con PHASE2, y el método de reducción del esfuerzo cortante, se analizó la estabilidad del talud y se obtuvieron los correspondientes factores de seguridad, según el criterio de falla empleado. Los resultados se presentan en contornos tensionales sigma 3, con el objeto de observar el comportamiento de los criterios de falla en el plano sigma 3 vs. sigma 1. Se plantea el análisis en el plano sigma 3 vs. sigma 1, con el objeto de investigar el punto de cruce de los factores de seguridad observado en la Figura 5.23.

Las superficies de falla según su criterio de rotura, están representadas al unir puntos de mayor tensión por cortante, utilizando la ventana inmediatamente posterior al valor de SSR.

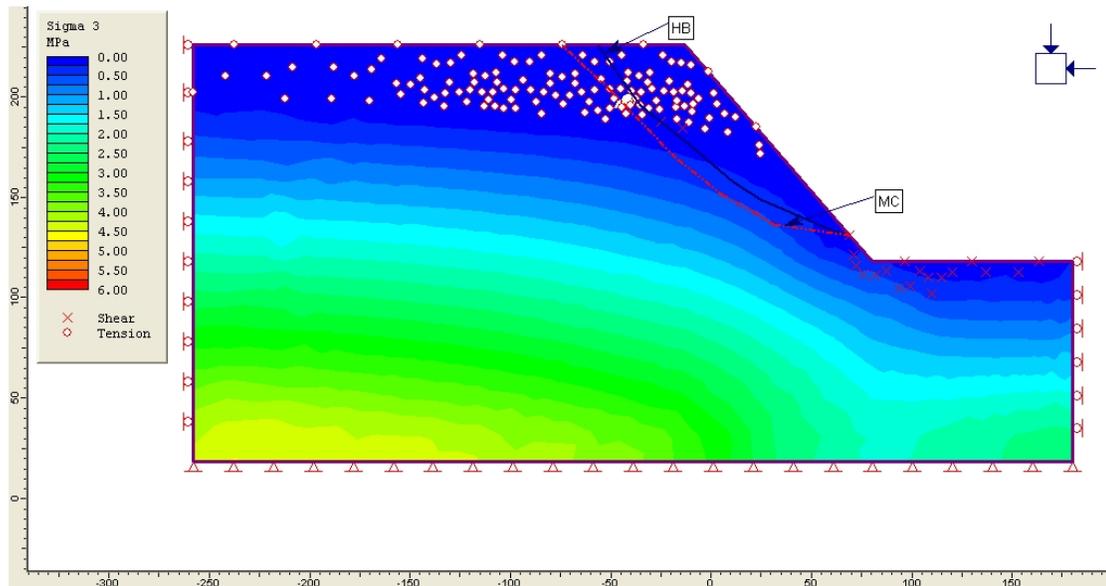


Figura 5.18: Carga $0,0 \text{ MN/m}^2$

Se incrementó gradualmente la carga uniformemente distribuida desde 0 a 3 MN/m^2 . Se calculó para cada uno de ellos, con parámetros Hoek-Brown (HB) y Mohr-Coulomb (MC), como indica la Figura 5.18 – 5.22, se puede observar en las mismas las condiciones de carga, la superficie de falla Mohr Coulomb y Hoek-Brown, éstas superficies de falla están dibujadas en un gráfico de tensiones principales sigma 3 (σ_3), en condiciones iniciales para cada caso.

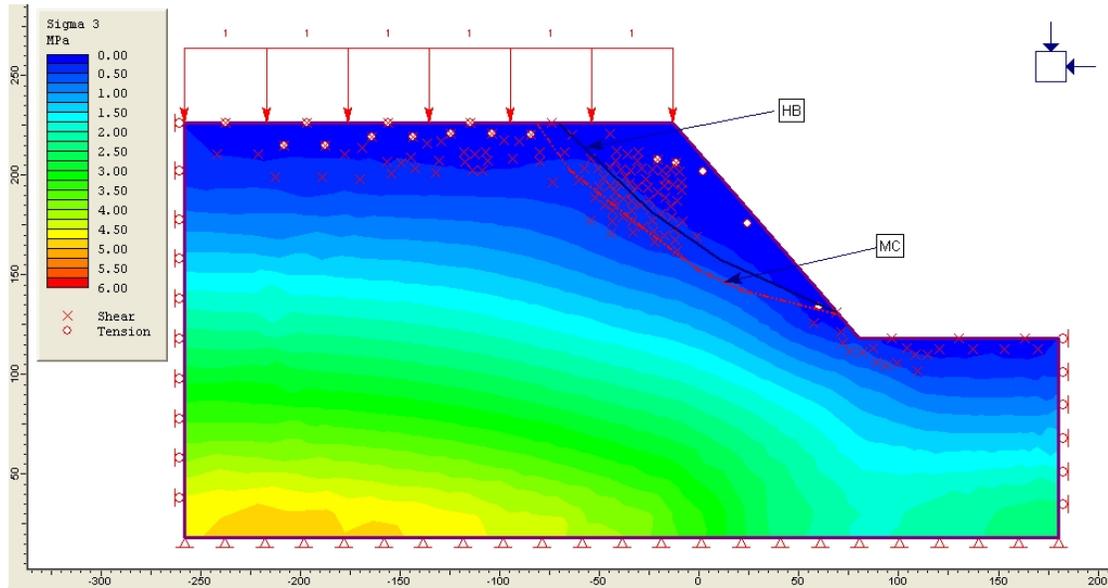


Figura 5.19: Carga 1,0 MN/m²

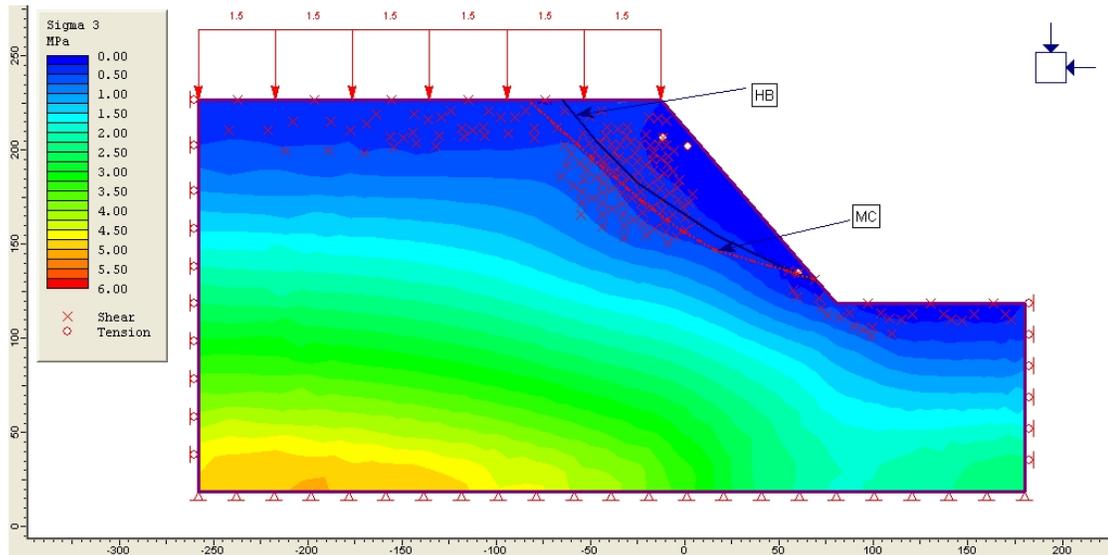


Figura 5.20: Carga 1,5 MN/m²

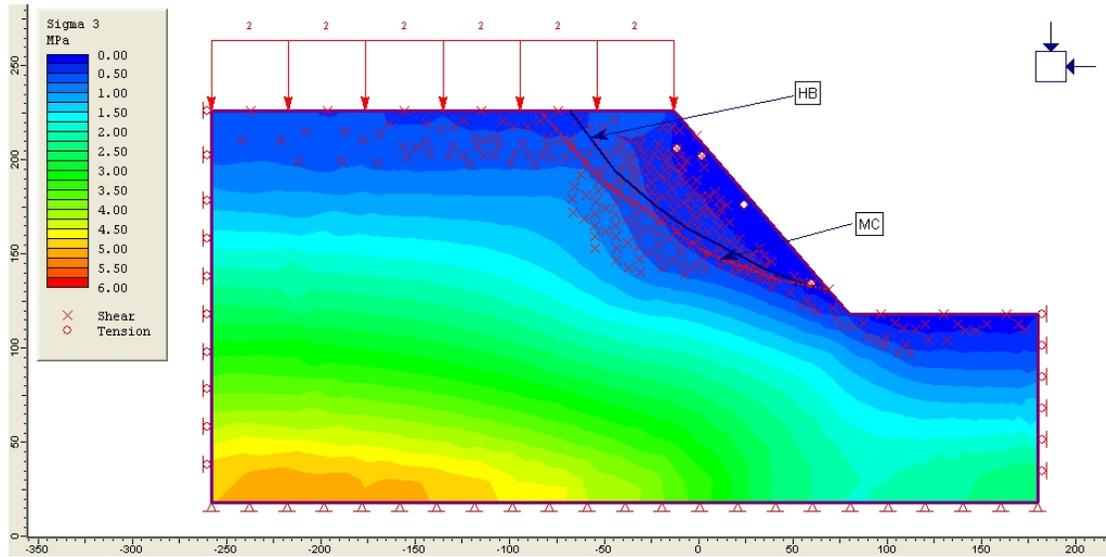


Figura 5.21: Carga 2,0 MN/m²

En la Figura 5.18 – 5.21, se observa, que las superficies de falla definida por los dos criterios de fallo, están muy próximas, tienen un punto inicial en común y tienen similar geometría.

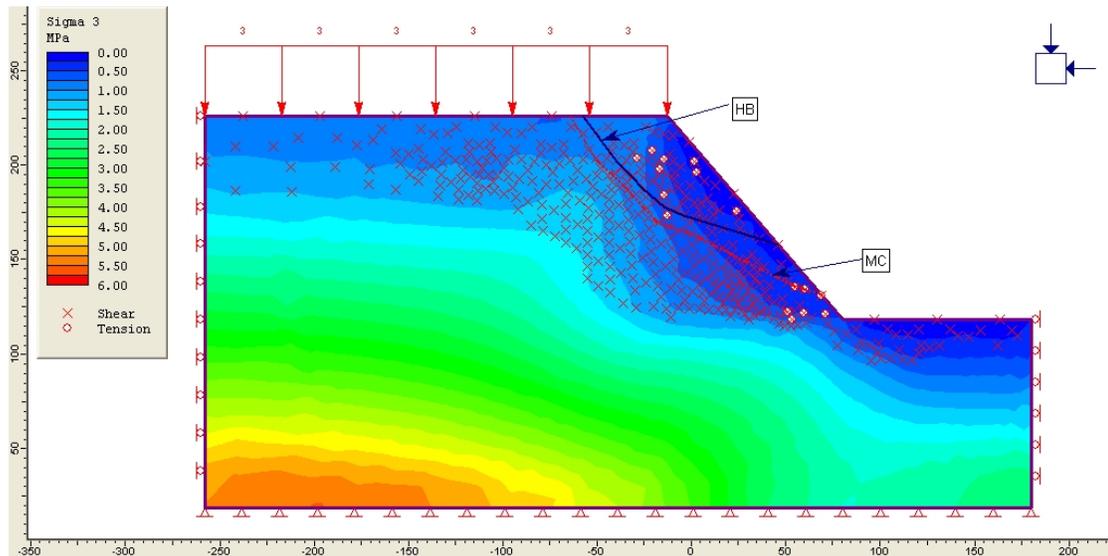


Figura 5.22: Carga 3,0 MN/m²

En la Figura 5.22, se observa que a diferencia de las anteriores, el inicio de la superficie de falla no coinciden Hoek-Brown y Mohr-Coulomb, distanciándose de manera significativa, en la zona cercana al pie del talud.

5.8.3 Variación de Factores de Seguridad

En la Tabla 5.7, se presenta un resumen de la variación de los factores de seguridad y condiciones tensionales.

FACTOR DE SEGURIDAD	VARIACION FACTOR SEGURIDAD
----------------------------	---

Autor: CESAR ALBERTO VANEGAS BRAVO

CARGA MN/m²	Hoek- Brown	Mohr- Coulomb	Hoek-Brown / Mohr-Coulomb
3	0,89	0,88	1%
2	1,01	1,00	1%
1,5	1,09	1,07	2%
1	1,19	1,17	2%
0	1,40	1,47	-5%

Tabla 5.7: Resumen de variación del factor de seguridad y condiciones tensionales.

En la Figura 5.23, se encuentra un gráfico de los factores de seguridad vs. incremento de carga, en la cual se observa pendientes similares luego del punto de intersección y un decremento del factor de seguridad según se incrementan las cargas.

Se observa además que luego del punto de intersección, la diferencia entre los dos criterios es muy pequeña entre el 1% y 2% y sus pendientes son similares.

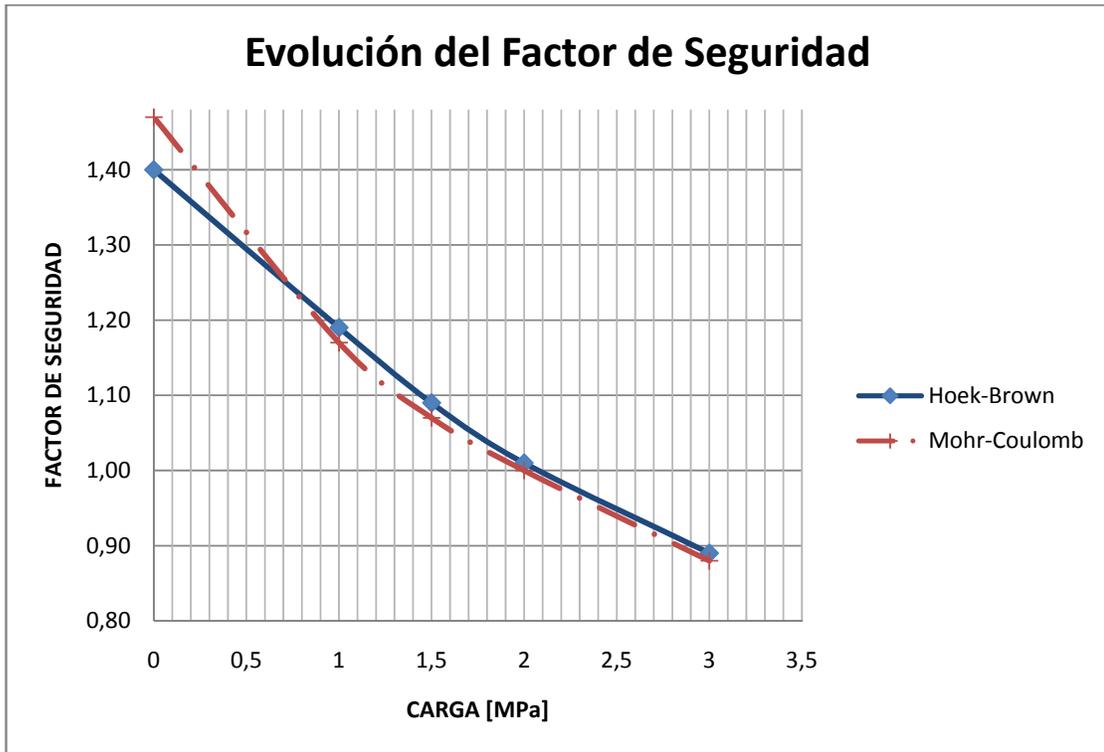


Figura 5.23: Evolución del factor de seguridad para los incrementos de carga.

Al comparar con los resultados obtenidos de la Tabla 5.6, y ser dos modelos geomecánicos diferentes, se observa que la magnitud de los factores de seguridad no es sujeta de comparación, sin embargo; su variación porcentual es menor al incrementar las cargas que al cambiar las condiciones geomecánicas del material.

Al comparar el factor de seguridad vs. GSI, Figura 5.15, los dos criterios de rotura se alejan con pendientes distintas a

medida que se incrementa el GSI. En la Figura 5.4, sea aprecia que para macizos rocosos de buena calidad (GSI altos), la envolvente de falla de Mohr-Coulomb tiende subir verticalmente respecto Hoek-Brown, por lo que sus valores de resistencia cortante incrementarían, así como su factor de seguridad, Figura 5.15.

Para el caso de la Figura 5.23, el análisis fue realizado para un solo material, con condiciones de carga cada vez mayores, por lo que al tratarse de las mismas condiciones geomecánicas, las dos envolventes de falla son similares, es decir al realizar el proceso de ajuste los dos criterios no presentan mayores diferencias, Figura 5.4, y sus factores de seguridad tenderían al mismo valor al considerarse magnitudes resistentes similares.

En lo que respecta a las superficies de falla, cuando cambiamos los parámetros resistentes del material sus superficies mantienen una separación mayor. Con incremento de carga aplicada, las superficies de falla son casi paralelas.

5.9 Modelación con métodos de Equilibrio Límite

Los métodos utilizados en esta monografía son los de Fellenius y Bishop, al ser estudiados casi exclusivamente, tanto en las asignaturas de Mecánica de Suelos y Estabilidad de Taludes de la Maestría en Geología Aplicada y Geotecnia de la Universidad de Cuenca, y además por ser considerados por Rolando Armas [7], que representan los dos extremos de valores de factor de seguridad.

El programa computacional para modelación numérica utilizado fue SLIDE, parte de RocScience, en el mismo además de introducir los parámetros resistentes de la Tabla 5.3, se ha empleado el criterio de falla de Mohr-Coulomb.

Se aplicará la misma metodología anterior de reducir sistemáticamente las propiedades resistentes del material (c y ϕ), obtenidos mediante la variación de GSI, los valores de cohesión y ángulo de fricción interno, obtenidos son los mostrados en la Tabla 5.3.

Puesto que las salidas gráficas no tienen diferencias sustanciales, se han presentado las condiciones geomecánicas extremas: GSI(+50%), GSI(-50%) y los parámetros originales.

Al final de éste capítulo se presentan las superficies de falla para el caso del incremento de carga aplicada, las cuales se han presentado en contornos tensionales de máxima tensión al corte, superponiendo la superficie de falla por equilibrio límite.

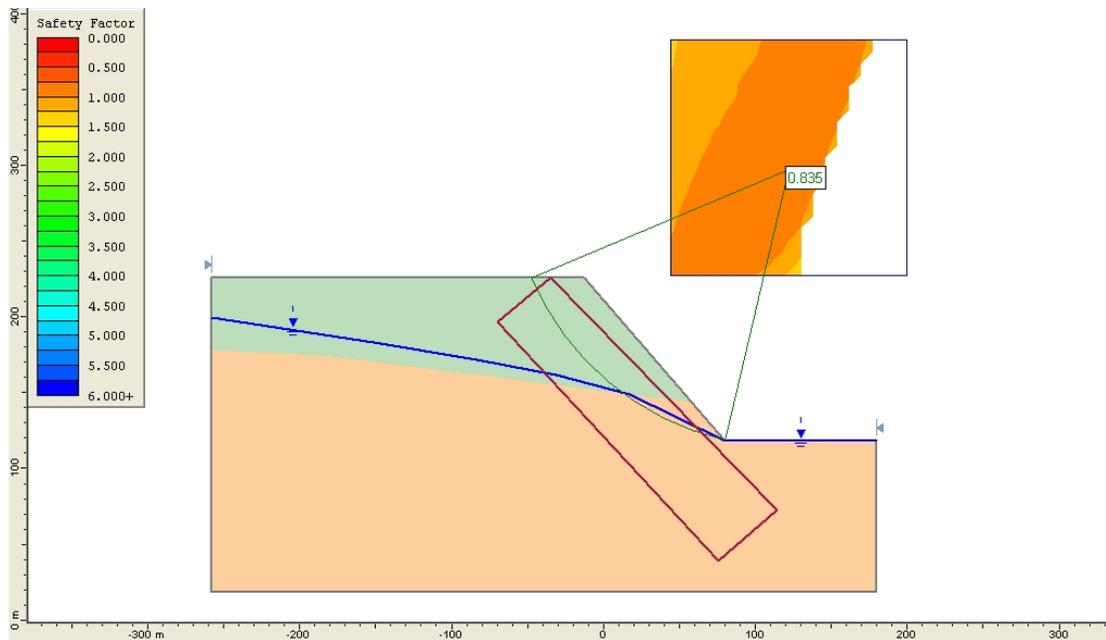


Figura 5.24: Parámetros resistentes disminuidos 50% del original. FS(Bishop)=0.835

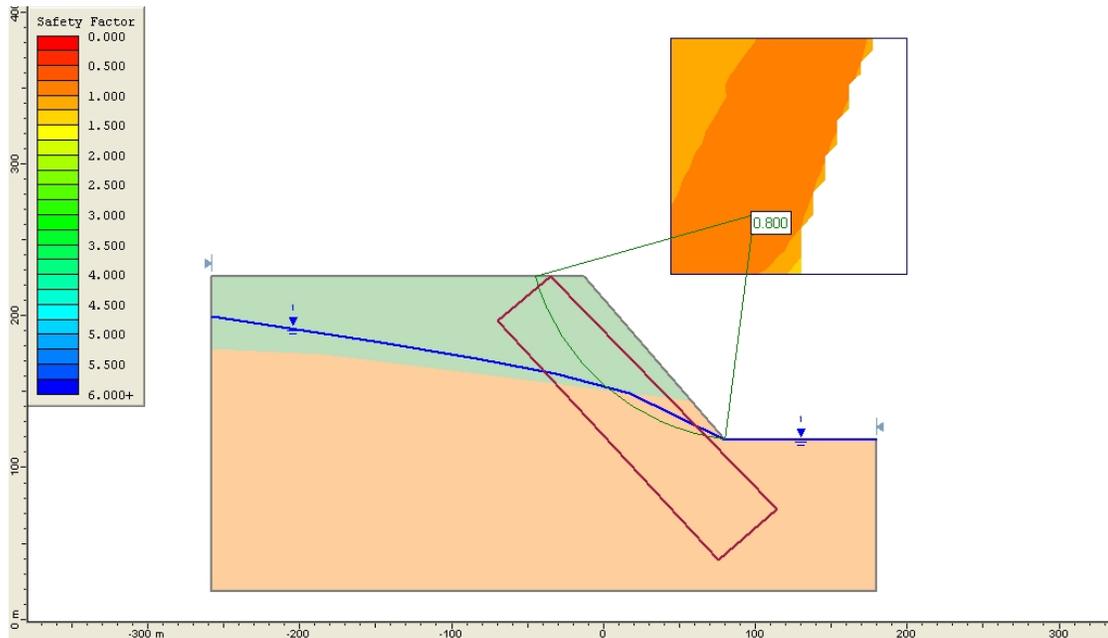


Figura 5.25: Parámetros resistentes disminuidos 50% del original. FS(Fellenius)=0.800

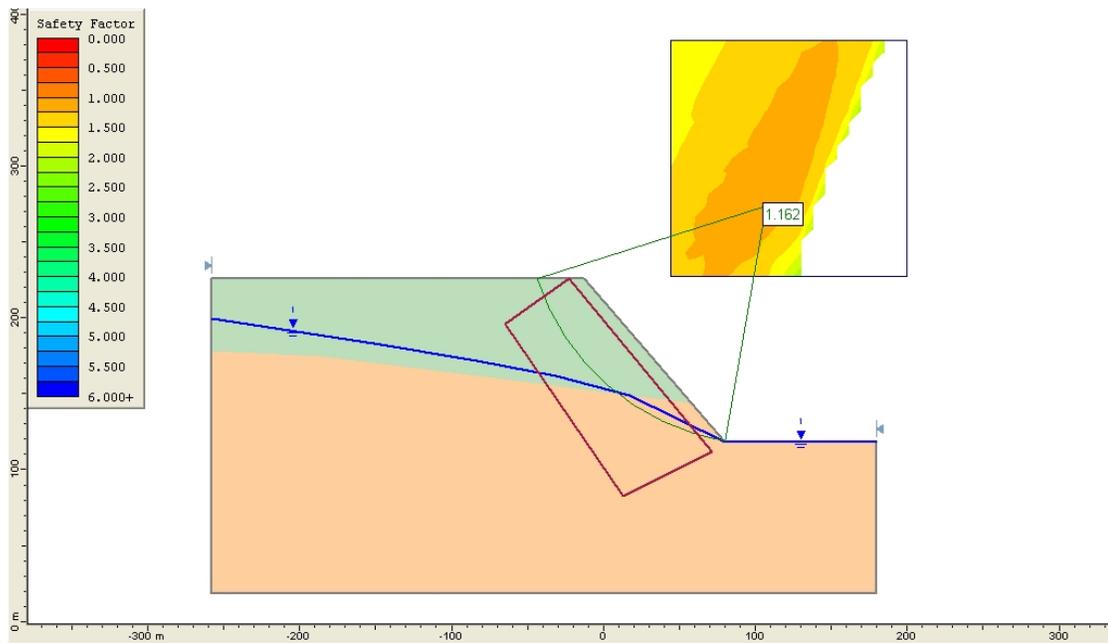


Figura 5.26: Parámetros resistentes originales. FS(Bishop)=1.162

Autor: CESAR ALBERTO VANEGAS BRAVO

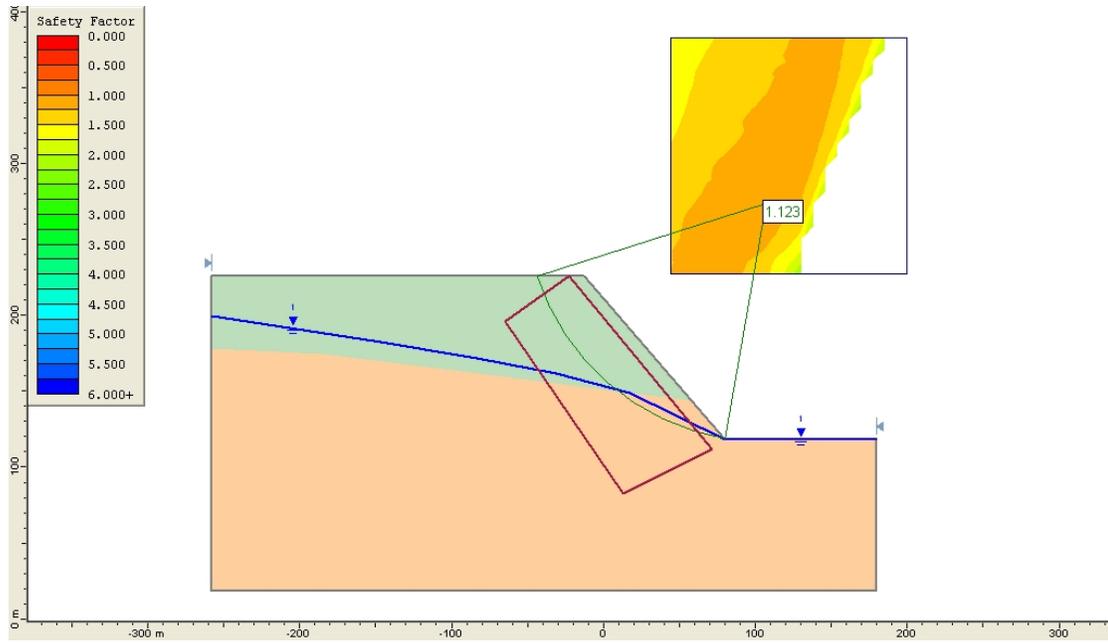


Figura 5.27: Parámetros resistentes originales. FS(Fellenius)=1.123

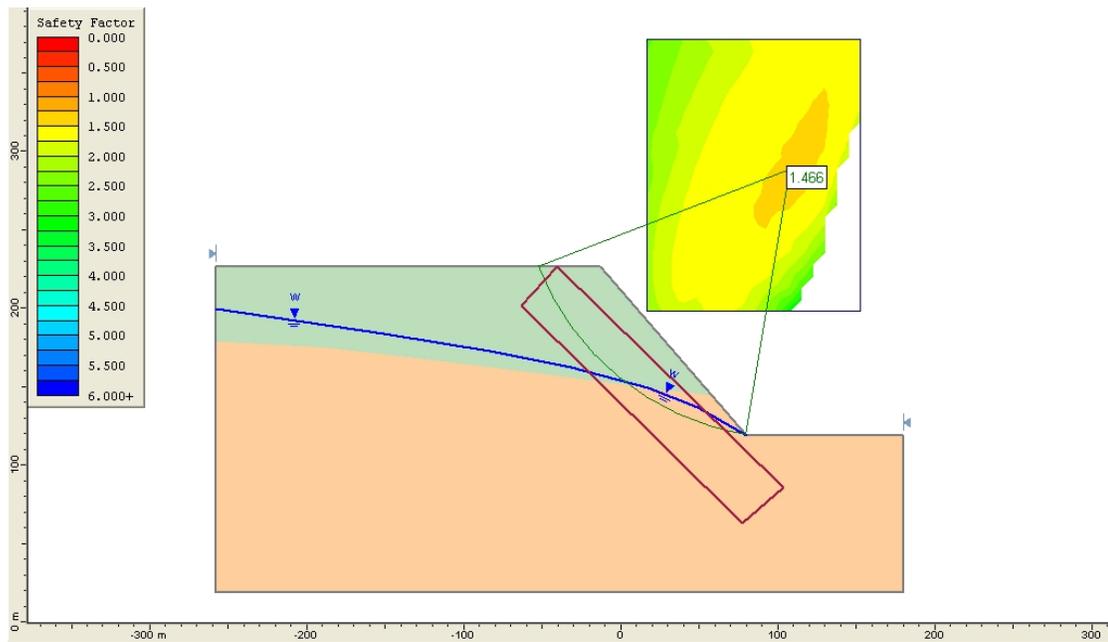


Figura 5.28: Parámetros resistentes incrementados 50% del original. FS(Bishop)=1.466

Autor: CESAR ALBERTO VANEGAS BRAVO

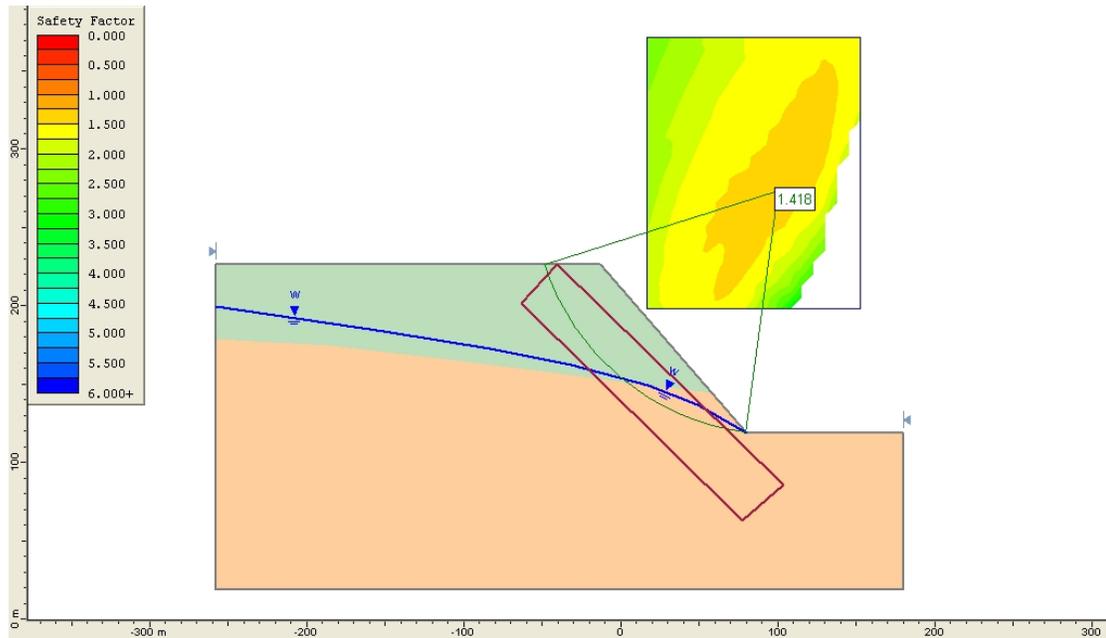


Figura 5.29: Parámetros resistentes incrementados 50% del original. FS(Fellenius)=1.418

En las Figuras 5.24 – 5.29 se observa el factor de seguridad se encuentra en el rango de 0.800 a 1.466, la superficie de rotura posee similar geometría, inicia en el pie del talud, atraviesa los dos tipo de roca, roca medianamente descomprimida y muy descomprimida.

A medida que el material incrementa sus condiciones geomecánicas, el factor de seguridad también se

incrementa, prácticamente manteniendo la misma superficie de rotura.

Al continuar con el procedimiento, anteriormente indicado y esquematizado en la Figuras 5.24 – 5.29, obtienen los valores de factor de seguridad para varias condiciones resistentes del material. En la Tabla 5.8, se presenta un resumen comparativo de factores de seguridad por métodos tenso-deformacionales con el criterio de Mohr-Coulomb (SSR) y métodos de equilibrio límite como Bishop y Fellenius.

VARIACION GSI	FACTOR DE SEGURIDAD			% Diferencia	
	Mohr- Coulomb (SSR)	Bishop (Equilibrio Límite)	Fellenius (Equilibrio Límite)	MC/Bishop	MC/Fellenius
-50%	0,83	0,835	0,800	-0,60%	3,75%
-25%	1	1,004	0,968	-0,40%	3,31%
-15%	1,06	1,067	1,030	-0,66%	2,91%
0%	1,16	1,162	1,123	-0,17%	3,29%
15%	1,25	1,256	1,215	-0,48%	2,88%
25%	1,31	1,317	1,275	-0,53%	2,75%
50%	1,47	1,466	1,418	0,27%	3,67%

Tabla 5.8: Factor de Seguridad por métodos Tenso-deformacionales y Equilibrio Límite. Reducción de las propiedades resistentes del material.

En la Figura 5.30, se encuentra un gráfico comparativo entre factores de seguridad obtenidos por métodos Tenso Deformacionales con el criterio de Mohr-Coulomb y métodos de Equilibrio Límite como Bishop y Fellenius, se aprecia que prácticamente los factores de seguridad son coincidentes.

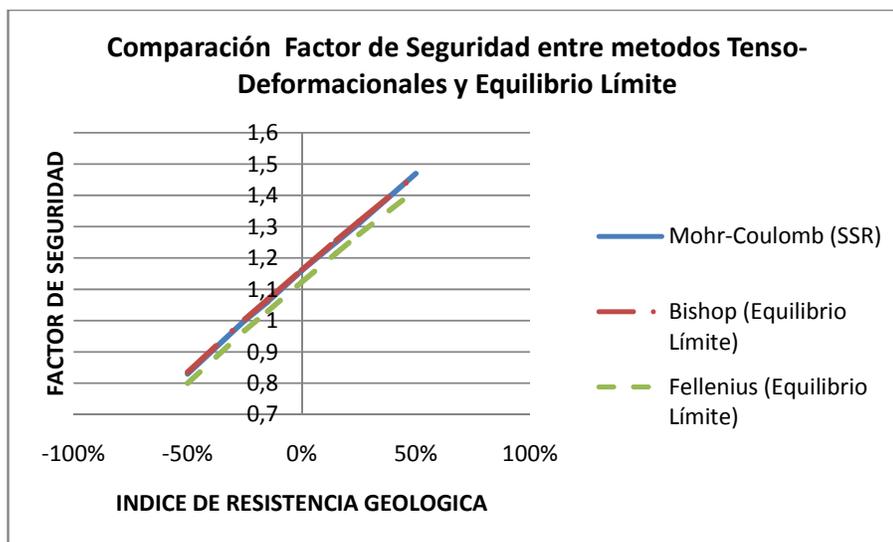


Figura 5.30: Factor de seguridad por métodos Tenso-deformacionales y Equilibrio Límite.

En la Figura 5.30 y Tabla 5.8, se observa que prácticamente no existe diferencia entre Mohr-Coulomb (SSR) y Bishop (Equilibrio Límite), con Fellenius, se observa la misma tendencia de incremento del factor de seguridad. Mientras incrementan las propiedades resistentes del material (incremento de GSI), existe

concordancia con Rolando Armas [7], que FS-Bishop mayor que FS-Fellenius, siendo Fellenius más conservador quedando del lado de la seguridad, al estar más cercano al valor de falla incipiente.

De acuerdo al criterio de rotura de Mohr-Coulomb, al ser un ajuste del criterio Hoek-Brown, las envolventes de rotura se presentan similares en función de la variación del GSI; para cada valor de GSI, sus parámetros resistentes son similares, resultando valores de factor de seguridad, de igual forma similares para el caso de la Tabla 5.8.

5.10 Comparación de Superficies de Falla: Métodos Tenso-Deformacionales y Métodos de Equilibrio Límite con disminución de las propiedades resistentes.

Una vez que se ha obtenido las superficies de falla tanto por métodos tenso-deformacionales (Mohr-Coulomb SSR), Figura 5.7 - 5.13, y por métodos de equilibrio límite (Bishop y Fellenius), Figura 5.24 - 5.29, se procede a superponer las dos superficies de fallo obtenidas, de igual manera se

presentarán las condiciones geomecánicas extremas: GSI(+50%), GSI(-50%) y los parámetros originales.

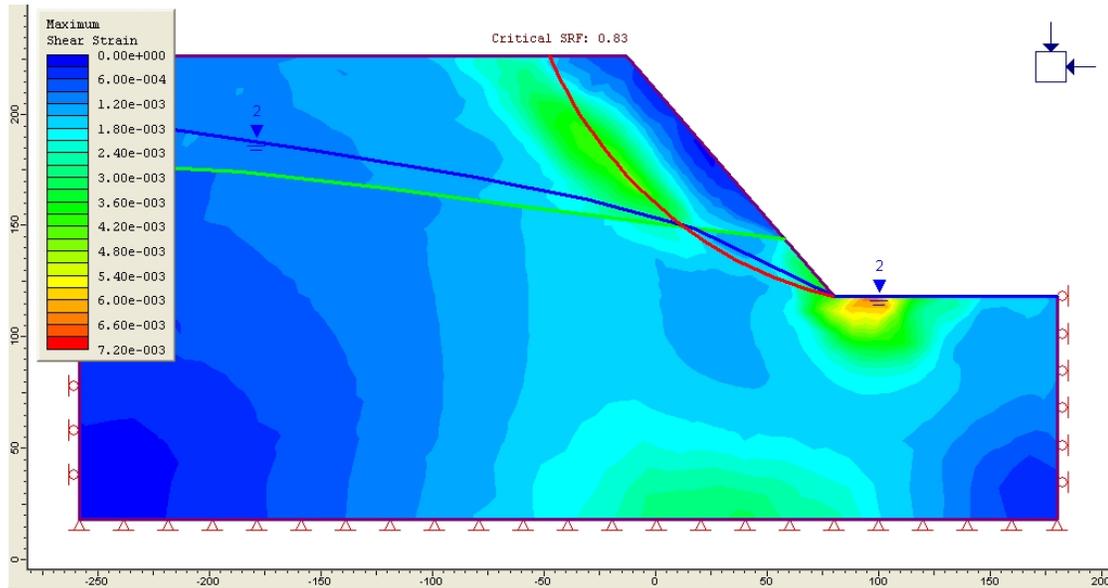


Figura 5.31: Comparación superficies de falla (Bishop). Parámetros resistentes disminuidos 50% del original.

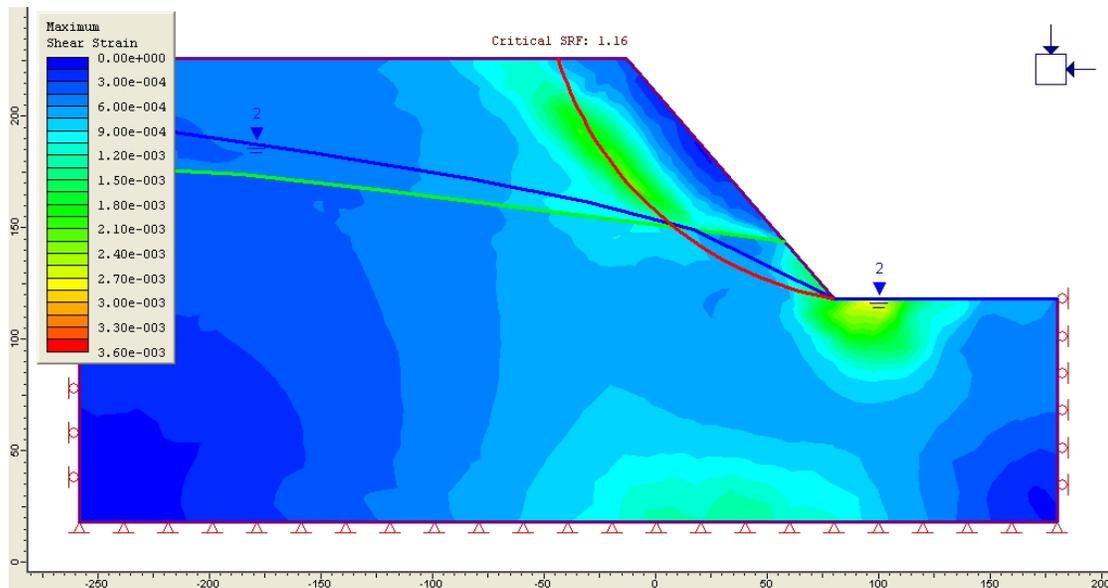


Figura 5.32: Comparación superficies de falla (Bishop). Parámetros resistentes originales.

Autor: CESAR ALBERTO VANEGAS BRAVO

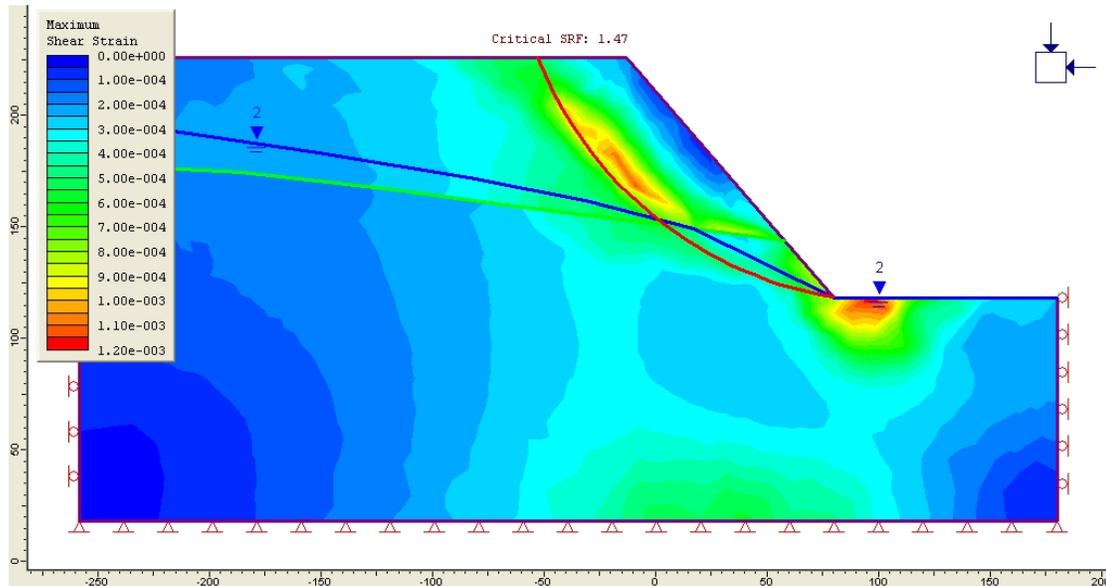


Figura 5.33: Comparación superficies de falla (Bishop). Parámetros resistentes incrementados 50% del original.

En la Figura 5.31 – 5.33, se presentan los valores extremos de los parámetros resistentes (+ -) 50% y el original; se debe recalcar que a pesar de haber utilizado el mismo criterio de falla Mohr-Coulomb, PHASE2 implementa sus cálculos por métodos tenso-deformacionales (SSR) y SLIDE calcula por métodos de Equilibrio Límite.

Se observa en la Figuras 5.31 – 5.33, que los contornos tensionales han sido presentados en máximas tensiones por cortante, al pie del talud existen zonas de alta

deformación, las cuales se aproximan a la superficie de falla por equilibrio límite, se observa que ésta superficie atraviesa las zonas de máximas deformaciones, pudiendo apreciarse que no se aleja de manera errática y más bien conserva su centro.

Para cada análisis realizado, se observa que las dos superficies de falla, presentan cierta similitud y no se alejan de la zona de máximas tensiones.

5.11 Comparación de Superficies de Falla: Métodos Tenso-Deformacionales y Métodos de Equilibrio Límite con incremento de la carga aplicada.

Para este caso, se utilizó la geometría planteada en la Figura 5.17, en la cual se analiza solamente con un material, la roca medianamente descomprimida. En la Figuras 5.34 - 5.36, se presentan la comparación de las superficies de falla, para el caso del incremento de carga aplicada. El modelo presentado fue realizado con el criterio de rotura de Mohr-Coulomb, el cálculo de estabilidad por tensión deformación se realizó con PHASE2 y SLIDE para equilibrio límite. Los gráficos de la Figuras 5.34 - 5.36, se

realizaron en contornos de máximas tensiones por corte, en los cuales se ha sobrepuesto la superficie de falla obtenida por Bishop.

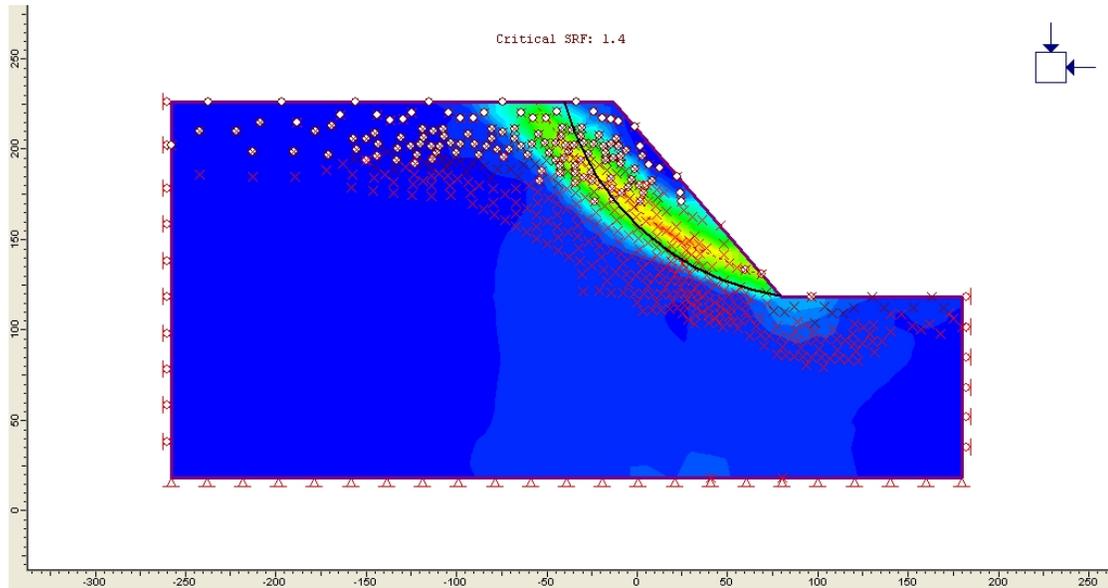


Figura 5.34: Comparación superficies de falla (Bishop). Carga aplicada 0.0 MN/m^2 .

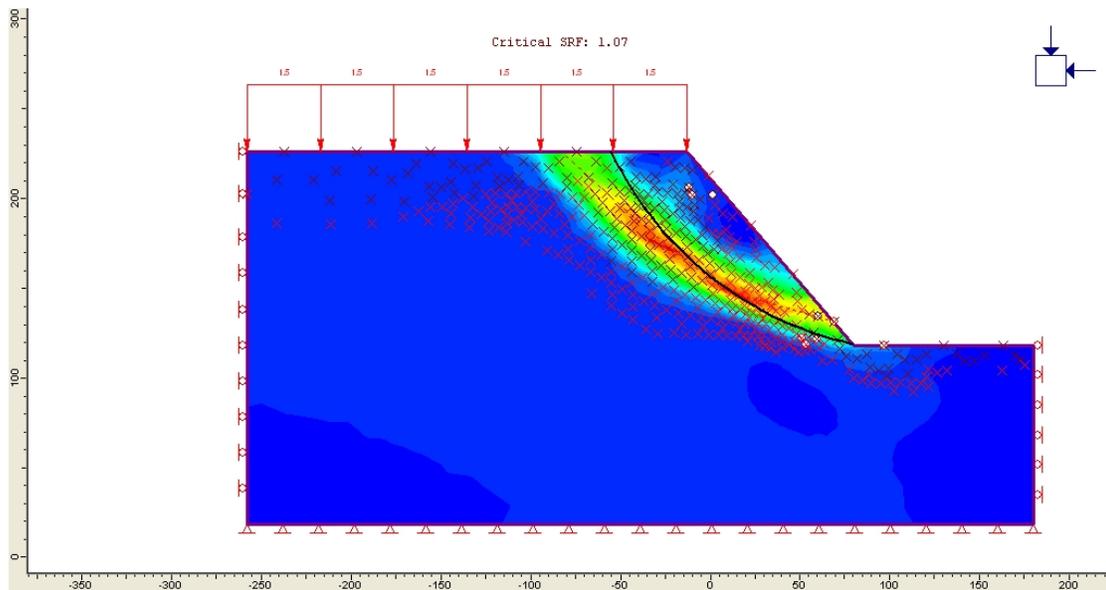


Figura 5.35: Comparación superficies de falla (Bishop). Carga aplicada 1.5 MN/m^2 .

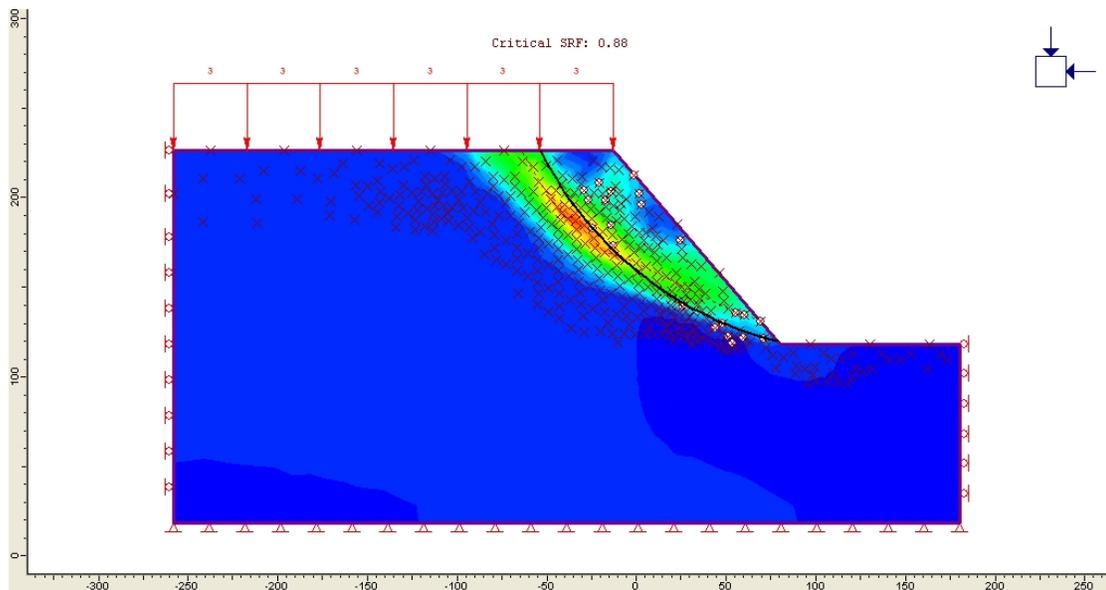


Figura 5.36: Comparación superficies de falla (Bishop). Carga aplicada 3.0 MN/m^2 .

Se presentan los extremos y el promedio del incremento de carga, puesto que sus salidas gráficas no difieren en su

Autor: CESAR ALBERTO VANEGAS BRAVO

forma general. La superficie de falla obtenida por equilibrio límite, Figuras 5.34 - 5.36, se sitúa dentro de una zona de máximas tensiones, sus extremos tienden a alejarse sin quedar fuera de la zona de plastificación del material.

En la Tabla 5.9, se aprecia diferencias significativas entre los valores de factor de seguridad obtenidos por métodos tenso-deformacionales y equilibrio límite, alrededor del 16%, en este caso el método de Bishop resulta ser el más conservador. Analizando los resultados presentados con la Tabla 5.8, para este caso existe una gran diferencia en el modelo empleado, puesto que a pesar de analizarse la misma geometría, solamente se utiliza la roca medianamente descomprimida y sin la presencia de nivel freático.

CARGA MN/m ²	FACTOR DE SEGURIDAD		VARIACION FACTOR SEGURIDAD
	Mohr- Coulomb (Bishop)	Mohr- Coulomb (SSR)	MC(SSR) / MC (Bishop)
3	0.77	0.88	14%
2	0.86	1.00	16%
1,5	0.92	1.07	16%

Autor: CESAR ALBERTO VANEGAS BRAVO

1	1.00	1,17	17%
0	1.26	1,47	17%

Tabla 5.9: Factor de Seguridad por métodos Tenso-deformacionales y Equilibrio Límite. Incremento de la carga aplicada.

CAPITULO 6

6 Conclusiones y Recomendaciones

6.1 Conclusiones

1. El modelo analizado corresponde a una geometría simplificada del Talud izquierdo del cuenco disipador de Mazar, se utilizó parámetros geotécnicos reales, con la presencia de nivel freático (variación de las propiedades resistentes del material) y con el objeto de focalizar el análisis no se consideró la influencia de sismo en los análisis realizados.
2. Los parámetros geomecánicos que caracterizan la resistencia de un macizo rocoso en el criterio ajustado Mohr-Coulomb, c y ϕ , varían en función de m_b , s , funciones exponenciales del GSI, y a , que tiene relación proporcional al GSI. El GSI es por tanto, un parámetro válido para evaluar la calidad geológica de un material rocoso, como se observa en las envolventes de rotura, dependerá de la magnitud del

GSI, la mayor o menor resistencia al corte para una misma tensión normal aplicada, evidenciando su relación directa con la calidad del macizo rocoso.

3. Con la variación del GSI, se evidencia que los parámetros c y ϕ analizados, dependen del estado tensional existente, porque para una misma tensión normal se pueden alcanzar distintas tensiones tangenciales, dependiendo del criterio de falla asumido. Esto a su vez implica que para macizos rocosos muy resistentes (GSI altos) la diferencia entre uno y otro criterio de fallo es importante tenerla en cuenta.
4. Como era de esperarse, al observar las envolventes de rotura respecto a la variación de GSI, se puede apreciar que, tanto el criterio de Hoek-Brown como Mohr-Coulomb, sufren un incremento en sus condiciones resistentes, es decir el incremento de resistencia de un macizo rocoso es independiente del criterio de rotura escogido.

5. Dentro del análisis del modelo de variación de parámetros resistentes, se observa que la superficie de rotura del criterio Mohr-Coulomb atraviesa hasta la roca medianamente descomprimida. Mientras que la superficie de falla del criterio Hoek-Brown, se desarrolla dentro de la roca muy descomprimida. Se observa también que las dos superficies tienden a acercarse en sus dos extremos.

6. Al comparar las superficies de deslizamiento, obtenidas con los criterios Hoek-Brown y Mohr-Coulomb, utilizando el análisis tenso-deformacional, se observa que los dos definen una franja de posible inestabilidad, manteniéndose Hoek-Brown siempre en el límite superior, quedando Mohr-Coulomb a una profundidad mayor. Los dos criterios se diferencian sobre todo por su carácter lineal, lo que se refleja en la falta de coincidencia de factores de seguridad y la posición de la superficie de deslizamiento del talud analizado.

7. Para el caso de la variación de propiedades geomecánicas del macizo rocoso analizados por métodos tenso-deformacionales, como se anticipaba, a medida que los valores de GSI crecen los valores del factor de seguridad también crecen, con una pendiente mayor para el criterio de rotura de Mohr-Coulomb. La relación Mohr-Coulomb / Hoek-Brown, inicia con una diferencia del 4% y se incrementa hasta 10% para roca de calidades geomecánicas superiores. Esta tendencia de obtener mejores resultados de factor de seguridad con el criterio de Mohr-Coulomb, podría explicarse porque al contar con mejores características geomecánicas del material (GSI alto), es necesario contar un estado tensional mayor para producir el fallo, es decir las tensiones normales estarían actuando en rangos muy elevados, más allá de la intersección de los dos criterios, lo que implica que el criterio de Mohr-Coulomb se encuentre sobre el de Hoek-Brown, obteniendo mayores resistencias al corte previo a la rotura (hacer referencia Figura 5.4).

8. La metodología de linealización de carácter empírico, de equilibrio de áreas criterio Hoek-Brown 2002, en ocasiones sobrestima y en otras disminuye las condiciones resistentes del material. De la Figura 5.4, se puede apreciar que existen dos cruces entre los criterios, el uno en tensiones normales bajas y el otro en tensiones normales altas. Para un mismo criterio de falla al trabajar en este tipo de tensiones, la resistencia cortante del ajuste Mohr-Coulomb, será mayor que el criterio Hoek-Brown, agudizándose esta diferencia para materiales rocosos de mejor calidad.

9. En el análisis tenso deformacional al variar los parámetros resistentes del material, el criterio Hoek-Brown es más conservador que Mohr-Coulomb, pues presenta valores de factor de seguridad menores y está más próximo a la falla incipiente. Si analizamos el estado tensional σ_3 de la superficie de falla, éste se desarrolla en el rango de 0.01 a 0.14 MPa, lo que indica que la envolvente de Hoek-Brown se sitúa por debajo de Mohr-Coulomb, presentado así menor

resistencia al corte, por consiguiente menor de factor de seguridad (hacer referencia Figura 5.4).

10. En el caso del análisis por equilibrio límite, para comparar métodos tenso-deformacionales (SSR) con los de equilibrio límite (Bishop y Fellenius), ambos deben utilizar el mismo criterio de rotura, para este caso Mohr-Coulomb. Del análisis con variación de las propiedades resistentes del material, se observa la coincidencia dentro de una zona de máximas tensiones, las simplificaciones que realizan Bishop y Fellenius no son factores determinantes tanto para la posición de la superficie de falla como para la variación del factor de seguridad. Se observa que la superficie de rotura es prácticamente la misma.

11. Los factores de seguridad obtenidos mediante Mohr-Coulomb (SSR) y Bishop (Equilibrio Límite), tienen diferencias insignificantes (+ - 0.60%) y Mohr-Coulomb (SSR) y Fellenius (Equilibrio Límite) presentan diferencias entre el 3.7%. Considerando las simplificaciones realizadas por los métodos de

equilibrio límite y su facilidad de cálculo se constituyen en opciones valaderas para un análisis preliminar de un problema dado.

12. En este caso la envolvente de rotura Mohr-Coulomb resulta de un ajuste al criterio Hoek-Brown, si apreciamos que sus envolventes de rotura se encuentran muy próximas, se puede concluir la pequeña diferencia entre los factores de seguridad calculados, en función de los factores de seguridad se observa que no tiene influencia preponderante las simplificaciones realizadas por Fellenius o Bishop.

13. Al comparar la superficie de falla, se observa que la falla de un macizo se produce en una franja de máximas deformaciones, dentro de la cual se encuentra la superficie proporcionada por Bishop y Fellenius; por otro lado, las superficies de falla por métodos tenso-deformacionales, Hoek-Brown y Mohr-Coulomb, no coinciden, Mohr-Coulomb se presenta a mayor profundidad, presentando ambas una geometría curva similar.

14. Para el caso del incremento de carga Mohr-Coulomb (SSR) versus Mohr-Coulomb (Bishop), considerando que el talud analizado fue construido con un solo material y sin nivel freático, su análisis presenta valores de factor de seguridad con una diferencia promedio del 16%, del estudio realizado estas diferencias se deben a las condiciones geométricas del talud y al estado tensional provocado por las cargas aplicadas.

15. Respecto a la superficie de falla en este caso no presenta diferencias sustanciales, nuevamente se observa que la superficie de deslizamiento de Mohr-Coulomb (Bishop), se encuentra dentro de una zona de máximas tensiones y sus máximos valores demuestran una geometría curva de similares características.

16. En resumen al analizar la superficie de falla Mohr-Coulomb (SSR) y Mohr-Coulomb (Bishop), a pesar de existir grandes diferencias entre los factores

de seguridad calculados, las superficies de deslizamiento correspondientes no presentan diferencias sustanciales, se observa, que existen ciertos puntos en común y que no se apartan de una zona de máximas tensiones por corte.

6.2 Recomendaciones

El estudio de la mecánica de rocas está en pleno desarrollo, el criterio de rotura Hoek-Brown, presenta una alternativa muy apropiada en la actualidad para el análisis de un macizo rocoso. Al analizar dos criterios de falla distintos en su carácter lineal, se observan zonas de máximas deformaciones dentro de las cuales están incluidas curvas resultantes de la aplicación del equilibrio límite.

Un análisis comparativo entre equilibrio límite vs. tensión - deformación, que podría ser propuesto para complementar el estudio desarrollado en este trabajo, sería el empleo de otros métodos de equilibrio límite como: Morgenstern-Price, por considerarse un método riguroso de análisis.

Se podría estudiar otros criterios de rotura para rocas como: Drucker-Prager, Von Misses y Tresca. De igual manera se podría complementar la investigación de este trabajo, con la utilización de metodologías de carácter híbrido (Enhanced Limit Method), que combinan equilibrio límite con tensión deformación para implementarlos de manera conjunta.

Según las referencias proporcionadas por Hidropaute S.A., los análisis desarrollados por equilibrio límite son calculados con el criterio de rotura de Mohr-Coulomb, con criterio puramente académico e investigativo, podría estudiarse los resultados con el criterio de rotura de Hoek-Brown. Para análisis tenso-deformacional, se utilizó el criterio de rotura Hoek-Brown (1997), por lo que de igual manera podría actualizarse el cálculo con el criterio del año 2002.

Podría complementarse este trabajo si se profundiza el estudio de los criterios de falla, investigando el parámetro de dilatación, analizando modelos con endurecimiento, es

decir abordando criterios relacionados con la falla en sí mismo.

6.3 Referencias Bibliográficas

- [1] Hoek, E., Read J., Karzulovic A. and Chen Z., *Rock slopes in Civil and Mining Engineering*, Noviembre, 2000.

- [2] González de Vallejo, Ferrer, Ortuño y Oteo, *Ingeniería Geológica*, 2005.

- [3] Murphy, B. Engineering properties of Rocks.
<https://www.u-cursos.cl/ingenieria/2007/2/GL55B/1>.

- [4] Kliche, Charles A., *Rock Slope Stability*. Society for Mining, Metallurgy, and Exploration. Inc., 1999.

- [5] Gavilanes H. Curso de Explotación de Canteras, Tema: Parámetros Geotécnicos y Estabilidad de Taludes. 2002.

- [6] Representación del Estado Tensional de un sólido.
<http://lim.ii.udc.es/docencia/din-sismec/circulos.pdf>

- [7] Armas, R. y Horta E. *Presas de Tierra*, La Habana, 1987.
- [8] Puell, F. *Aplicación de criterios de rotura no lineales a la estabilidad general de taludes en macizos rocosos*, Universidad Politécnica de Madrid.
- [9] E. Hoek, C. Carranza-Torres, B. Corkum, *Hoek-Brown failure criterion-2002 Edition*.
<http://www.rocscience.com>.
- [10] Oliver, X. y Agelet de Saracibar, C. *Mecánica de Medios continuos para ingenieros*, España 2000.
- [11] Hammah, R. Yacoub, T. Corkum, B. Curran, J., *A comparison of finite element slope stability analysis with conventional limit-equilibrium investigation*.
<http://www.rocscience.com>.
- [12] Tutorial Rocscience. <http://www.rocscience.com>.

- [13]Roc News. *Shear Strength Reduction Finite Element Technique*. <http://www.rocscience.com>.
- [14]Hidropaute S.A. *Memoria de Cálculo 2217E-MC-V14-002-a*. Julio-2006.
- [15]Hidropaute S.A. *Estabilidad del Cuenco Amortiguador, 2220G-IT-G28-021-a1*. Mayo-2009.
- [16]Hidropaute S.A. *Vertedero, Modelo computacional de Tensión Deformación del Cuenco Amortiguador Sección3-3, 2217E-MC-V14-005-a1*. Abril-2009.
- [17]Hoek, E. Marinos, P. *A brief history of the development of the Hoek-Brown failure criterion*. <http://www.rocscience.com>.
- [18]Ros Avila, J. *Análisis comparativo de los criterios de rotura de Hoek-Brown y Mohr-Coulomb en el estudio de estabilidad en macizos rocosos*. Universitat Politècnica

de Catalunya, Espana.

URL:<http://hdl.handle.net/2099.1/6529>.