

Análisis de Estabilidad en Macizos Rocosos Aplicando el Criterio de Rotura de Hoek y Brown

Analysys of Stability in Rock Mass Applying the Criterion of the Break of Hoek and Brown

Prof. ROJAS G., Silvio H.
Universidad de Los Andes – Facultad de Ingeniería – Escuela de Civil
Departamento de Vías Telf. 074-402877
Mérida, 5101, Venezuela
*silviorojas@ula.ve

Resumen

Ya anteriormente, un artículo fue escrito por nosotros y publicado en esta misma revista y donde se estudió la estabilidad de taludes en suelos, aplicando un procedimiento similar al presentado en esta ocasión, con la diferencia que aquí se desarrolla una metodología, para evaluar la estabilidad de taludes en macizos rocosos. Aprovechando la macroestructura del macizo rocoso, y realizando algunos ensayos de laboratorio, se puede estimar el factor de seguridad al deslizamiento del talud, utilizando el método aquí desarrollado. Con el fin de comparar los resultados, se resuelve un problema utilizando los parámetros (m, s) que clasifican el macizo rocoso. Luego aplicando la metodología de parámetros instantáneos y una metodología lineal y de regresión, se obtiene la solución aplicando el criterio aquí expuesto.

Palabras Claves: Factor de seguridad, masas rocosas, estabilidad de taludes.

Abstract

A paper has been previously written by we and published in the same magazine, where the slope stability in soils was studied, applying a similar analytical procedure to presented in this moment, except in this new on a numerical approach has been developed, to evaluate the slope stability in rock mass. Taking advantage of the rock mass macrostructure, and carrying out some laboratory tests, the safety factor for the slope landslide can be estimated, using the method developed here. So as to compare results, the problem is solved using (m, s) parameters which classify the rock mass. Then applying the instantaneous parameter methodology and linear regression, the solution is obtained applying the criterion here displayed.

Key Words: Safety factor, rock mass, slope stability.

INTRODUCCION

En el presente trabajo se desarrolla un procedimiento numérico, para evaluar la estabilidad de taludes en macizos rocosos aplicando el criterio de rotura de Hoek y Brown (1980), y donde se utiliza el método de equilibrio límite, cumpliéndose las tres ecuaciones de equilibrio estático.

Hoek y Bray (1981), en un párrafo de su libro expresan: “La falta de conocimiento y de precisión en la obtención de las propiedades del material, no justifica el no hacer

un estudio minucioso del equilibrio de la masa rocosa en estudio. Solamente el hecho de utilizar un método matemático más preciso ayudaría a compensar un poco estas imprecisiones inevitables”.

Aprovechando la evaluación de la macroestructura del macizo rocoso, determinada a través del GSI propuesto por Hoek E. (1994), y realizando algunos ensayos de laboratorio, se puede estimar el factor de seguridad al deslizamiento del talud, utilizando el método aquí desarrollado. Algunos investigadores han propuesto diferentes teorías de resistencia al deslizamiento para discontinuidades abiertas, tal como Patton (1966),

Ladanyi y Archambault (1969), Fairhurst (1964), Barton (1997), Lajtai (1969), Jaeger (1970). Acompañando las teorías de falla de los diferentes investigadores mencionados anteriormente, Hoek y Brown (1980), presentan un criterio de falla en macizos rocosos, donde se toma en cuenta el grado de enclavamiento entre los bloques que conforman la masa rocosa, y el cual está basado en ensayos de laboratorio hechos a muestras preparadas con juntas cerradas, tales como los llevados a cabo, por Jaeger (1970). Debido a la dificultad y al costo que resulta al hacer ensayos en muestras de roca donde estén presentes esta serie de juntas de la masa rocosa, los autores han correlacionado los parámetros que definen la ley de resistencia con los sistemas de clasificación de Bieniawski (1974), Barton et al (1977) y últimamente con el índice de resistencia geológica establecido por Hoek (1994). Parte del planteamiento matemático desarrollado, para la solución del problema de estabilidad en macizos rocosos, ha sido utilizado por Baker y Gaber (1977) y Leschinsky y Huang (1992), aplicado a suelos y considerando la teoría de resistencia de Mohr-Coulomb.

En la solución del problema se introduce un polinomio de Lagrange, de tal manera de aproximarnos a la función que define la distribución de esfuerzos principales, la cual está lejos de ser lineal.

Con el fin de comparar los resultados, se resuelve un problema utilizando los parámetros (m, s) que clasifican el macizo rocoso. Luego aplicando la metodología de parámetros instantáneos propuestos por Balmer (1952), y una metodología lineal y de regresión, se obtiene la solución aplicando el criterio de rotura de Hoek y Brown (1980), el método de Bishop y el método numérico desarrollado por Rojas (1994).

PLANTEAMIENTO GENERAL

La figura 1, muestra un perfil de una masa rocosa potencialmente deslizable, sobre la cual actúan fuerzas externas puntuales y uniformemente distribuidas y cuyas propiedades geomecánicas están bien definidas. La superficie de falla a través de la cual la masa puede deslizar, atraviesa varios de estos materiales. La geometría de cada una de las líneas (talud, estratos, superficie potencial de falla, etc.), junto con las propiedades geomecánicas de los estratos y cargas externas, permiten determinar el equilibrio límite de la masa en análisis.

Las propiedades geomecánicas de los estratos, están dadas por los parámetros (m, s) propuestos por Hoek y Brown (1980), conjuntamente con su peso unitario (γ). En la masa potencialmente deslizable, se puede observar una rebanada de un ancho diferencial (dx), en cuyo centro de gravedad se han ubicado el peso de la dovela (W), las fuerzas sísmicas horizontal ($k_h \cdot W$) y vertical ($K_v \cdot W$), y en la base se ha representado el esfuerzo cortante movilizado (τ), así como también el esfuerzo normal (σ_n), que actúan en un diferencial de longitud (dl), de la superficie potencial de falla ($y_f(x)$). Las fuerzas uniformemente distribuidas (q_x , q_y), en la dirección "x" y en la dirección "y", así como las cargas puntuales (P_x , P_y), se han ubicado en tramos y puntos de la superficie del talud ($y_t(x)$), las cuales representan las cargas que pueden existir sobre el terreno, en un problema real.

Definiciones:

$y_t(x)$:	Superficie del talud
$y_f(x)$:	Superficie Potencial de Falla (S.P.F.)
$h_n(x)$:	Superficie del nivel freático. $E_i(x)$: Líneas de estratificación.
γ :	Peso unitario del material
m_i, s_i :	Parámetros que caracterizan al macizo rocoso
P_x, P_y :	Cargas puntuales.
q_x, q_y :	Cargas distribuidas
Eh:	Fuerza de empuje del agua en la grieta de tracción
τ :	Esfuerzo tangencial movilizado
σ_n :	Esfuerzo normal.
W:	Peso promedio del material.
K_h :	Coefficiente sísmico horizontal
K_v :	Coefficiente sísmico vertical
α :	Inclinación S.P.F
x_p :	Abscisa de aplicación de P_y
y_p :	Ordenada de aplicación de P_x

Aquí el problema de estabilidad se resuelve aplicando el concepto de equilibrio límite, definido a través de las ecuaciones de equilibrio estático y el criterio de rotura al deslizamiento, propuesto por Hoek y Brown (1980), junto con la ayuda de los multiplicadores de Lagrange y la ecuación diferencial de Euler.

Haciendo el equilibrio estático para la masa potencialmente deslizable indicada en la figura 1, entre los puntos "A" y "B", se obtiene:

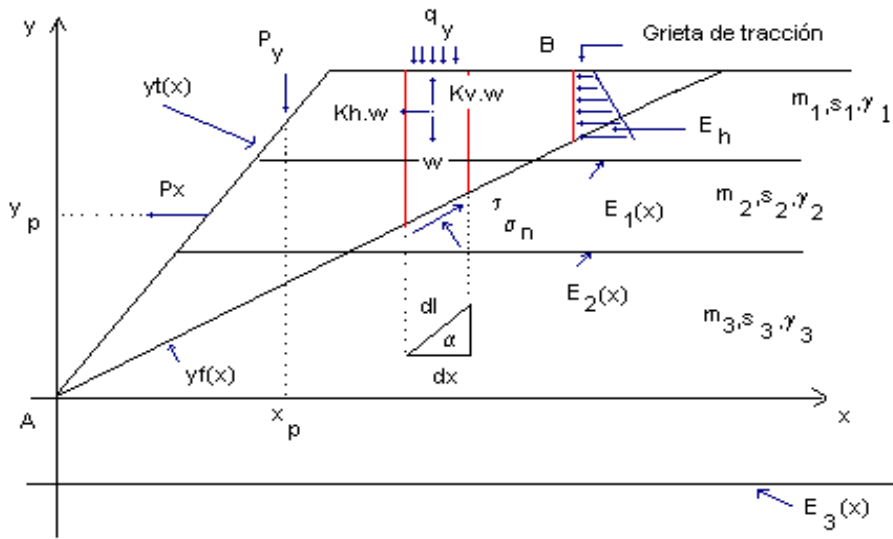


Fig. 1 Perfil de la masa rocosa potencialmente deslizable, a través de discontinuidades presentes en el macizo rocoso

- Sumatoria de fuerzas horizontales

$$\int_{x_A}^{x_B} \{(\tau \cos \alpha - \sigma_n \cdot \sin \alpha) dl - [K_h \cdot \gamma (yt - yf)] dx + q_x \cdot y' t \cdot dx\} - P_x - E_h = 0 \quad (1)$$

- Sumatoria de fuerzas verticales

$$\int_{x_A}^{x_B} \{(\tau \sin \alpha + \sigma_n \cos \alpha) dl - \gamma (yt - yf) (1 + K_v) dx - q_y \cdot dx\} - P_y = 0 \quad (2)$$

- Sumatoria de momentos en el origen de referencia

$$\int_{x_A}^{x_B} \{[\tau (yf - x \cdot yf') - \sigma_n (yf \cdot yf' + x)] dx + [\gamma (yt - yf) (1 + K_v) x - 0.5 \gamma (yt^2 - yf^2)] dx + q_x \cdot yt \cdot y' t \cdot dx + q_y \cdot x \cdot dx\} + P_y \cdot x_p - P_x \cdot y_p - E_h \left[\frac{1}{3} (hn - y_{g2}) + y_{g2} \right] = 0 \quad (3)$$

Donde:

yt: Ordenada de la superficie del talud

yf: Ordenada S.P.F.

y't: Pendiente de la superficie del talud

y'f: Pendiente de S.P.F.

x: Abscisa en S.P.F

hn: Ordenada del nivel de agua en la grieta

y_{g2}: Segunda ordenada de la grieta de tracción

$$\tau = \frac{\tau_f}{FS} \quad (4)$$

Donde:

τ_f: Resistencia al corte

FS: Factor de seguridad al deslizamiento.

Al sustituir la ecuación (4) en (1), (2) y (3), resulta:

- Sumatoria de fuerzas horizontales

$$\int_{x_A}^{x_B} \left\{ \frac{\tau_f}{FS} - \sigma_n \cdot y'f - K_h \cdot \gamma(yt \cdot y'f) + q_x \cdot y't \right\} dx - P_x - Eh = 0 \quad (5)$$

- Sumatoria de fuerzas verticales

$$\int_{x_A}^{x_B} \left\{ \frac{\tau_f}{FS} \cdot y'f + \sigma_n - \gamma \cdot (yt \cdot y'f)(1 + K_v) - q_y \right\} dx - P_y = 0 \quad (6)$$

- Sumatoria de momentos en el origen de referencia

$$\int_{x_A}^{x_B} \left\{ \frac{\tau_f}{FS} (yf - x \cdot y'f) - \sigma (yf \cdot y'f + x) \right\} dx + [\gamma(yt - y'f)(1 + K_v)x - + 0.5 \cdot K_h \cdot \gamma(yt^2 - y'f^2)] + q_x \cdot yt \cdot y't + q_y \cdot x \Big] dx + P_y \cdot x_p - P_x \cdot y_p - Eh \left[\frac{1}{3} (hn - y_{g2}) + y_{g2} \right] = 0 \quad (7)$$

Aplicando la metodología explicada por Rojas y Ucar (2001), se llega a la siguiente ecuación diferencial:

$$\left(\frac{\partial \tau_f}{\partial x} \right) (x - x_c) - (1 + K_v) \cdot \gamma \cdot FS \cdot (x - x_c) + FS \left(\frac{\partial \sigma_n}{\partial x} \right) (yf - y_c) + FS \cdot K_h \cdot \gamma (yf - y_c) + 2\tau_f = 0 \quad (8)$$

Donde:

$$x_c = \frac{\lambda_1}{\lambda_2} \quad y_c = -\frac{1}{\lambda_2}$$

λ_1, λ_2 : Multiplicadores de Lagrange

En la ecuación (8) aparece la variación de la resistencia al corte con respecto a la dirección de las abscisas, lo cual se traduce en una función cuyo comportamiento no se conoce.

Para la solución del problema planteado se ha creído conveniente introducir un polinomio de tercer grado de Lagrange, que definirá la función de esfuerzos normales y tangenciales para cada cuatro puntos consecutivos, tal como se indica a continuación.

La figura 2, presenta una Superficie Potencial de Falla donde se indican los esfuerzos normales y de resistencia al corte en varios puntos. Si se aplica el polinomio entre cada cuatro puntos de la Superficie Potencial de Falla y tomando en cuenta la resistencia al corte en esos puntos resultará:

$$\begin{aligned} \tau_{f(x)} = & \frac{(x - x_{i+1})(x - x_{i+2})(x - x_{i+3})}{(x_i - x_{i+1})(x_i - x_{i+2})(x_i - x_{i+3})} \tau_{fi} + \frac{(x - x_i)(x - x_{i+2})(x - x_{i+3})}{(x_2 - x_1)(x_2 - x_3)(x_2 - x_4)} \tau_{fi+1} + \\ & + \frac{(x - x_i)(x - x_{i+4})(x - x_{i+5})}{(x_{i+2} - x_i)(x_{i+2} - x_{i+1})(x_{i+2} - x_{i+3})} \tau_{fi+2} + \frac{(x - x_i)(x - x_{i+1})(x - x_{i+2})}{(x_{i+3} - x_i)(x_{i+3} - x_{i+1})(x_{i+3} - x_{i+2})} \tau_{fi+3} \end{aligned} \quad (9)$$

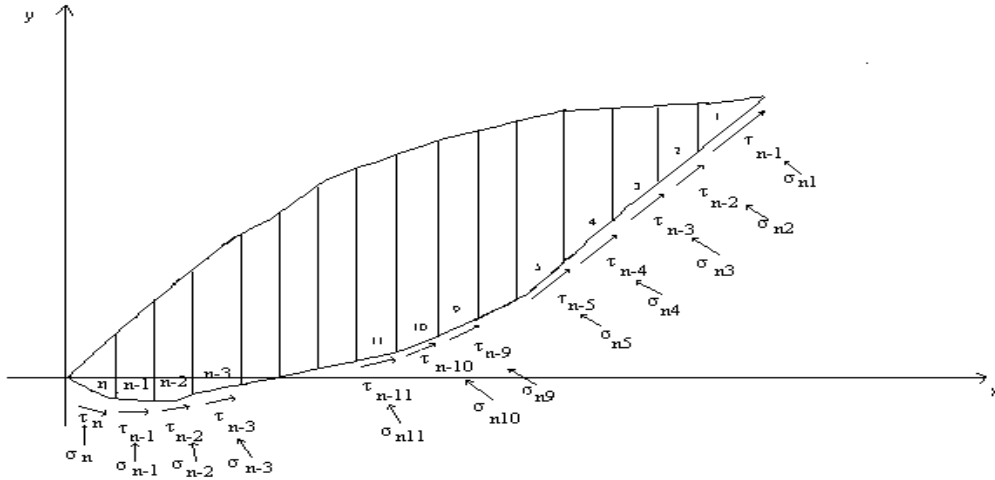


Fig 2. Variación de la resistencia al corte y de esfuerzos normales a lo largo de la superficie potencial de falla

Donde:

$\tau_{f(x)}$: Función de resistencia al corte.

τ_{fi} , τ_{fi+1} , τ_{fi+2} , τ_{fi+3} : Resistencia al corte en los puntos i , $i+1$, $i+2$, $i+3$.

x_i , x_{i+1} , x_{i+2} , x_{i+3} : Abscisas de los puntos donde se desea determinar la resistencia al corte.

La variación de la resistencia al corte entre los puntos 1 @ $n-1$, ubicada en la S.P.F., se obtiene a partir de (12), como:

$$\tau'_i = \frac{b_i}{a_i} \tau_i + \frac{b_{i+1}}{a_{i+1}} \tau_{i+1} + \frac{b_{i+2}}{a_{i+2}} \tau_{i+2} + \frac{b_{i+3}}{a_{i+3}} \tau_{i+3} \quad (10)$$

Donde:

τ'_{fi} : Variación de la resistencia al corte a lo largo de la S.P.F.

$$b_i = [(x_i - x_{i+2}) + (x_i - x_{i+1})](x_i - x_{i+3}) + [(x_i - x_{i+1})(x_i - x_{i+2})] \quad (11.1)$$

$$a_i = (x_i - x_{i+1})(x_i - x_{i+2})(x_i - x_{i+3}) \quad (11.2)$$

$$b_{i+1} = (x_i - x_{i+2})(x_i - x_{i+3}) \quad (11.3)$$

$$a_{i+1} = (x_{i+1} - x_i)(x_{i+1} - x_{i+2})(x_{i+1} - x_{i+3}) \quad (11.4)$$

$$b_{i+2} = (x_i - x_{i+1})(x_i - x_{i+3}) \quad (11.5)$$

$$b_{i+2} = (x_{i+2} - x_i)(x_{i+2} - x_{i+1})(x_{i+2} - x_{i+3}) \quad (11.6)$$

$$b_{i+3} = (x_i - x_{i+1})(x_i - x_{i+2}) \quad (11.7)$$

$$a_{i+3} = (x_{i+3} - x_i)(x_{i+3} - x_{i+1})(x_{i+3} - x_{i+2}) \quad (11.8)$$

Para los puntos comprendidos entre $n-2$ a n , la variación de la resistencia al corte se expresa por:

$$\tau' f_i = \frac{b_{n-3}}{a_{n-3}} \tau_{f_{n-3}} + \frac{b_{n-2}}{a_{n-2}} \tau_{f_{n-2}} + \frac{b_{n-1}}{a_{n-1}} \tau_{f_{n-1}} + \frac{b_n}{a_n} \tau_{f_n} \quad (12)$$

Donde:

i : Representa el punto $n-3$, $n-2$, $n-1$, n

Las expresiones de los subíndices, son función del punto que se esté analizando, así se tiene:

- Los coeficientes para n-2:

$$b_{n-3} = (x_{n-2} - x_{n-1})(x_{n-2} - x_n) \quad (12.1)$$

$$a_{n-3} = (x_{n-3} - x_{n-2})(x_{n-3} - x_{n-1})(x_{n-3} - x_n) \quad (12.2)$$

$$b_{n-2} = [(x_{n-2} - x_{n-1}) + (x_{n-2} - x_{n-3})](x_{n-2} - x_n) + [(x_{n-2} - x_{n-3})(x_{n-2} - x_{n-1})] \quad (12.3)$$

$$a_{n-2} = (x_{n-2} - x_{n-3})(x_{n-2} - x_{n-1})(x_{n-2} - x_n) \quad (12.4)$$

$$b_{n-1} = (x_{n-2} - x_{n-3})(x_{n-2} - x_{n-1}) \quad (12.5)$$

$$a_{n-1} = (x_{n-1} - x_{n-3})(x_{n-1} - x_{n-2})(x_{n-1} - x_n) \quad (12.6)$$

$$b_n = (x_{n-2} - x_{n-3})(x_{n-2} - x_{n-1}) \quad (12.7)$$

$$a_n = (x_n - x_{n-3})(x_n - x_{n-2})(x_n - x_{n-1}) \quad (12.8)$$

- Los coeficientes para el punto n-1

$$b_{n-3} = (x_{n-1} - x_{n-2})(x_{n-1} - x_n) \quad (12.1)$$

$$a_{n-3} = (x_{n-3} - x_{n-2})(x_{n-3} - x_{n-1})(x_{n-3} - x_n) \quad (12.2)$$

$$b_{n-2} = (x_{n-1} - x_{n-3})(x_{n-1} - x_n) \quad (12.3)$$

$$a_{n-2} = (x_{n-2} - x_{n-3})(x_{n-2} - x_{n-1})(x_{n-2} - x_n) \quad (12.4)$$

$$b_{n-1} = [(x_{n-1} - x_{n-2}) + (x_{n-1} - x_{n-3})](x_{n-1} - x_n) + [(x_{n-1} - x_{n-3})(x_{n-1} - x_{n-2})] \quad (12.5)$$

$$a_{n-1} = (x_{n-1} - x_{n-3})(x_{n-1} - x_{n-2})(x_{n-1} - x_n) \quad (12.6)$$

$$b_n = (x_{n-1} - x_{n-3})(x_{n-1} - x_{n-2}) \quad (12.7)$$

$$a_n = (x_n - x_{n-3})(x_n - x_{n-2})(x_n - x_{n-1}) \quad (12.8)$$

- Coeficientes para el punto n

$$b_{n-3} = (x_n - x_{n-2})(x_n - x_{n-1}) \quad (12.1)$$

$$a_{n-3} = (x_{n-3} - x_{n-2})(x_{n-3} - x_{n-1})(x_{n-3} - x_n) \quad (12.2)$$

$$b_{n-2} = (x_n - x_{n-3})(x_n - x_{n-1}) \quad (12.3)$$

$$a_{n-2} = (x_{n-2} - x_{n-3})(x_{n-2} - x_{n-1})(x_{n-2} - x_n) \quad (12.4)$$

$$b_{n-1} = (x_n - x_{n-3})(x_n - x_{n-2}) \quad (12.5)$$

$$a_{n-1} = (x_{n-1} - x_{n-3})(x_{n-1} - x_{n-2})(x_{n-1} - x_n) \quad (12.6)$$

$$b_n = [(x_n - x_{n-2}) + (x_n - x_{n-3})](x_n - x_{n-1}) + [(x_n - x_{n-3})(x_n - x_{n-2})] \quad (12.7)$$

$$a_n = (x_n - x_{n-1})(x_n - x_{n-2})(x_n - x_{n-3}) \quad (12.8)$$

La ecuación (12) y sus coeficientes también aplican para la variación del esfuerzo normal, por consiguiente se considera innecesario su repetición.

Sustituyendo la ecuación (12) en la ecuación (8), se obtiene:

- Para los puntos “1” @ “n-3”

$$\left(\frac{b_i}{a_i}\right) [(x_i - x_c) \cdot \tau_i + FS.(y - y_c) \cdot \sigma_i] + \left(\frac{b_{i+1}}{a_{i+1}}\right) [(x - x_c) \cdot \tau_{i+1} + FS.(y_i - y_c) \cdot \sigma_{i+1}] +$$

$$\left(\frac{b_{i+2}}{a_{i+2}}\right) [(x_i - x_c) \cdot \tau_{i+2} + FS.(y_i - y_c) \cdot \sigma_{i+2}] + \left(\frac{b_{i+3}}{a_{i+3}}\right) \cdot [(x_i - x_c) \cdot \tau_{i+3} +$$

$$FS.(y - y_c) \cdot \sigma_{i+3}] - (1 + K_v) \cdot \gamma \cdot FS.(x - x_c) + FS.K_h.(y - y_c) + 2\tau_i = 0$$

(13)

- Para los puntos “n-2” @ “n”

$$\left(\frac{b_{n-3}}{a_{n-3}}\right) [(x - x_c) \cdot \tau_{n-3} + FS.(y - y_c) \cdot \sigma_{n-3}] + \left(\frac{b_{n-2}}{a_{n-2}}\right) [(x - x_c) \cdot \tau_{n-2} +$$

$$FS.(y - y_c) \cdot \sigma_{n-2}] + \left(\frac{b_{n-1}}{a_{n-1}}\right) [(x - x_c) \cdot \tau_{n-1} + FS.(y - y_c) \cdot \sigma_{n-1}] +$$

$$\left(\frac{b_n}{a_n}\right) \left[(x - x_c) \cdot \tau_n + FS(y - y_c) \cdot \sigma_n \right] - (1 + K_v) \cdot \gamma \cdot FS(x - x_c) + FS \cdot K_h \cdot (y - y_c) + 2\tau = 0 \quad (14)$$

CRITERIO DE ROTURA

El criterio de falla de Hoek y Brown (1980), se expresa por:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sqrt{m\sigma_c\sigma_3 + s\sigma_c^2} \quad (15)$$

Donde:

σ_1 : Esfuerzo principal mayor en la falla

σ_3 : Esfuerzo principal menor de confinamiento en la falla

σ_c : Resistencia a la compresión uniaxial de la roca intacta
m, s: Constantes no dimensionales que dependen de la forma y grado de encaje entre los bloques individuales de la masa rocosa.

De la ecuación (15), se obtiene que la resistencia a la tensión (σ_t), se expresa como:

$$\sigma_t = \frac{\sigma_c}{2} \left[m - (m^2 + 4s)^{1/2} \right] \quad (16)$$

Donde:

σ_t : Esfuerzo de resistencia a la tensión.

También la ecuación (15), se puede obtener la resistencia a la compresión uniaxial (σ_c) para roca intacta considerando $S = 1$ y $\sigma_3 = 0$, es decir que $\sigma_1 = \sigma_c$. Igualmente de la ecuación (15), la resistencia a la tensión será igual a cero ($\sigma_t = 0$) cuando $S = 0$.

Las expresiones matemáticas que relacionan los esfuerzos principales en la falla con la resistencia al corte τ_f y el esfuerzo normal σ_n , fueron obtenidos por Balmer (1952) y posteriormente por Ucar () las cuales se indican a continuación:

$$\sigma_\alpha = \sigma_3 + \frac{\left(\frac{1}{a}\right) \cdot \sigma_c \left(m \cdot \frac{\sigma_3}{\sigma_c} + s\right)}{m + \left(\frac{2}{a}\right) \left(m \cdot \frac{\sigma_3}{\sigma_c} + s\right)^{(1-a)}} \quad (17)$$

$$\tau_f = \frac{\left(\frac{1}{a}\right) \cdot \sigma_c \cdot \left(m \cdot \frac{\sigma_3}{\sigma_c} + s\right)}{m + \left(\frac{2}{a}\right) \left(m \cdot \frac{\sigma_3}{\sigma_c} + s\right)^{(1-a)}} \left[1 + \frac{m}{\left(\frac{1}{a}\right) \left(m \cdot \frac{\sigma_3}{\sigma_c} + s\right)^{(1-a)}} \right]^{1/2} \quad (18)$$

Donde:

- Para roca intacta
m = m_i (m_i parámetro correspondiente a roca intacta)
s = 1
a = 1/2
- Para el macizo rocoso con $GSI \geq 25$

$$m = m_i \cdot \exp\left(\frac{GSI - 100}{28}\right) \quad (19.1)$$

$$s = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9}\right) \quad (19.2)$$

- Para macizos rocosos con $GSI \leq 25$

m: se obtiene por la ecuación (19.3)

s = 0

$$a = 0,65 - (GSI/200) \quad (19.3)$$

A este nivel de desarrollo es necesario aclarar cuales son las incógnitas en el problema, y de cuántas ecuaciones se dispone para la solución del mismo. En este sentido, se observa que la ecuación (13) se repite (n-3) veces y la ecuación (14) se aplica tres veces para los tres últimos puntos. Por consiguiente este sistema de ecuaciones permite encontrar los esfuerzos principales menores $\sigma_{3(i)}$ en cada punto de la Superficie Potencial de Falla. Las únicas incógnitas restantes serían los multiplicadores de Lagrange definidos por “ x_c ” y “ y_c ” y el factor de seguridad (FS), para lo cual se dispone de las tres ecuaciones de equilibrio definidas por (5), (6), (7). Finalmente el problema consiste en resolver un conjunto de ecuaciones no lineales, y explicado por Rojas y Ucar (2001).

Se observa que en el sistema de ecuaciones las incógnitas son x_c , y_c , FS y los $\sigma_{3(i)}$. En el proceso iterativo se requieren los valores iniciales de estas variables, donde para las tres primeras no existe dificultad para asumir dichos valores y donde los valores iniciales de los $\sigma_{3(i)}$ se pueden obtener de algunas expresiones desarrolladas por Ucar (1986).

APLICACIÓN PRACTICA

La figura 3, muestra el perfil de un macizo rocoso, formado por cuatro paquetes de arenisca diferenciados por el grado de meteorización. El macizo rocoso se caracterizó por los parámetros (m, s) de Hoek y Brown (1980), conjuntamente con el índice geomecánico (GSI). Este problema fue resuelto por Rojas y Ucar (2001), pero en ese momento el material se caracterizó con los parámetros C y ϕ .

Se ha considerado que a lo largo de la Superficie Potencial de Falla, actúa una presión de poros que comienza a partir de cierta cota y la cual decrece con la profundidad, tomando en cuenta que al pie del talud debe presentarse cierta descarga hacia la cara del mismo, tal como se indica en la figura. Las características geomecánicas del macizo rocoso se presentan en la tabla No. 1.

Tabla No. 1
Características geomecánicas del macizo rocoso

Estrato	GSI	m	s	γ_h (ton/m ³)	γ_{sat} (ton/m ³)	σ_c (ton/m ²)
1	26,00	0,0070	0,0000	1,96	2,00	500,00
2	26,00	0,0040	0,00001	1,86	1,95	1000,00
3	37,50	0,1400	0,0001	2,11	2,20	1000,00
4	50,00	0,7000	0,0040	2,00	2,30	2000,00

La solución aplicando la metodología propuesta en este trabajo, se presenta en las figuras No. 4, 5 y 6.

La figura 4 muestra la variación de los esfuerzos principales a lo largo de la SPF, donde se observa que el mayor esfuerzo desviador ocurre en el tramo (2-3) de la Superficie Potencial de Falla, donde existe la más alta resistencia al corte, tal como lo ilustra la envolvente No. 3, en la figura 6.

En la figura 5, se tiene la distribución de los esfuerzos normales totales, normales efectivos y tangenciales. Con los parámetros de resistencia calculados y presentados en la figura No. 6, se hizo el cálculo del factor de seguridad aplicando el método de Leshchinsky y Huang (1992) y donde Rojas (1994) ha hecho algunas pequeñas sugerencias. A través de este procedimiento se obtuvieron los valores de esfuerzo que se muestran en la figura No. 7, para un FS = 2,305.

Se puede observar que el valor de FS que resulta, cuando la solución se hace por el criterio de rotura de Mohr-Coulomb (FS = 2,305) es menor del valor obtenido a través del criterio de falla de Hoek y Brown (1980) (FS =

3,086). La diferencia en los valores del factor de seguridad, indican que ambas teorías, no tienen ninguna coincidencia y por consiguiente no se puede hablar que la metodología aquí desarrollada es menos conservadora, sino que sencillamente los criterios serán menos o más sensibles a ciertos factores. Uno de estos factores es el agua, el cual tiene gran influencia en los resultados obtenidos a través del criterio de rotura de Mohr-Coulomb, teniendo poco efecto en el del factor de seguridad, cuando se aplica el criterio de falla de Hoek y Brown (1980).

La figura No. 8, refleja lo comentado anteriormente, en cuanto a que la presión de poros no afecta la resistencia al corte y la distribución de esfuerzos efectivos, cuando se aplica el criterio de rotura de Hoek y Brown (1980). Sin embargo, podemos ver como incrementó el factor de seguridad y el nivel de esfuerzos cuando se trabaja con los parámetros (C, ϕ), donde no estuvo presente la presión de poros.

CONCLUSIONES

- La metodología desarrollada para el análisis de estabilidad en macizos rocosos es exacta, por cuanto cumple con las tres ecuaciones de equilibrio estático.
- La introducción del polinomio de Lagrange, para estimar la variación de los esfuerzos a lo largo de la S.P.F., produce una curva de distribución de esfuerzos normales que difiere de la obtenida por los otros métodos. Sin embargo, la estimación del comportamiento de los esfuerzos tangenciales es muy similar por cualquiera de ellos.
- Con la función del polinomio de Lagrange, se logra definir una función que no debe alterar los valores de los esfuerzos en la S.P.F., debido a que el mismo, lo que permite es un enlace entre los esfuerzos que se espera actúen en la S.P.F.
- Se debe ver con cuidado el criterio de rotura de Hoek y Brown [1], por cuanto tendrá mejor aplicación a un macizo rocoso con alta frecuencia de discontinuidades, de tal forma que el mismo tenga la suficiente capacidad de drenaje.

AGRADECIMIENTO

A Magaly Varona por la dedicación y paciencia en el desarrollo de este trabajo. A ella mis más sinceras gracias.

BIBLIOGRAFIA

HOEK, E. and BROWN, E.T. (1980), “*Empirical Strength Criterion for Rock Masses*”. Journal of Geotechnical Engineering Div. A.S.C.E., Vol. 06. No. GT9, pp. 1013-1035.

HOEK, E. (1994), “*Strength of Rock and Rock Masses*”, ISRM News Journal, 2(2).

JOEK, E. and BRAY, J. (1981) “*Rock Slope Engineering*”, The Institution of Mining and Metallurgy, London.

PATTON, F. (1966) “*Multiple modes of Shear Failure in Rock*”, Proc. 1st Congress, Lisbon, I. pp 509-513.

Ladanyi, D. and Archambault, G. (1969), “*Strength of Discontinuous Rocks in Direct Shear*”, Geotechnique 19, No. 2, pp 218-233.

FAIRHURST, C. (1964), “*On the Validity of Brazilian Test for Brittle Materials*”, Int. Journal of Rock Mechanics and Mining Science, Vol. 1, pp 535-546.

BARTON, N. and CHOUBEY, V. (1997), “*The Shear Strength of Rock Joints in Theory and Practice*”, Rock Mechanics, 10, pp 1-54.

LAJTAI, E.T (1969), “*Strength of Discontinuous Rocks in Direct Shear*”, Geotechnique 19, No. 2, pp. 218-233.

JACGER, J.C. (1970), “*The Behaviour of Closely Jointed Rock*”, Proc. 11th Symposium on Rock Mechanics, Berkeley, pp. 57-68.

BIENIAWSKI, Z.T. (1974), “*Estimating the Strength of Rock Materials*”, J. South African Institute of Mining and Metallurgy, Vol. 74, pp. 312-320.

BARTON, N.R. and CHOUBEY, V. (1977), “*The Shear Strength of Rock Joints in Theory and Practice*”, Rock Mechanics, In press.

BAKER, R. and GABER, M. (1977), “*Variational Approach to Slope Stability*”, Proceedings of the 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, pp 9-12.

LESHCHINSKY, D. and HUANG, C. (1992), “*Generalized Slope Stability Analysis, Interpretation, Modification and Comparison*”, Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 118, No. 10, pp 1559-1576.

BALMER, G. (1952), “*A General Analytical Solution for Mohr's Envelope*”, Amer. Soc. Testing Materials, Vol. 52, pp 1260-1271.

BISHOP, A.W. (1955), “*The Use of Slip Circle in the Stability Analysis of Slopes*”, Geotechnique, Vol. 10, No. 4, pp 129-150.

JANBU, N. (1954), “*Slope Stability Analysis of Slopes with Dimensionless Parameters*”, PhD thesis, Cambridge, Massachusetts, Harvard University, 81 p.

ROJAS, S. (1944), “*Cálculo Variacional Aplicado a la Estabilidad de Taludes*”, Tesis de Maestría, U.S.B.

HOEK, E., y BROWN, T., “*Practical Estimates of Rock Mass Strength*”, Int. J. Rock. Mech. Min. Sci., Vol. 34, No. 8, pp 1165-1186.

UCAR, R. (1986), “*Determination of Shear Failure Envelope in Rock Masses*”, Journal of the Geotechnical Engineering Division, Vol. 102, No. 3, pp 303-315.

PERRI, G. (1998), “*Características de Resistencia de los Macizos Rocosos y Uso del GSI para Evaluar las Cargas sobre el Soporte de Túneles poco Profundos Excavados en Rocas*”, Sociedad Venezolana de Geotecnia, Boletín No. 74.

ROJAS, S. y UCAR, R., (2001), "El Cálculo Variacional en la Estabilidad de Taludes", Ciencia e Ingeniería, Vol. 22, No. 1.

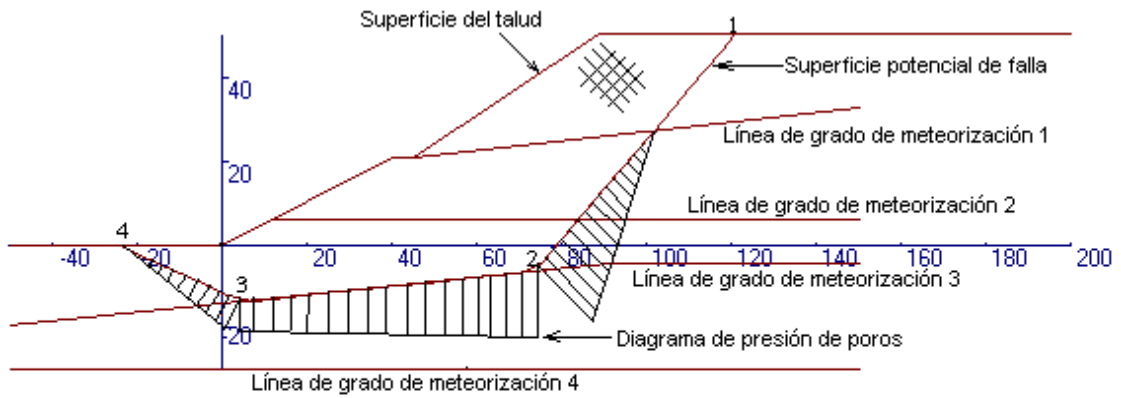


Fig. No 3.- Perfil del macizo rocoso, indicando la definición geométrica del talud, de la superficie potencial de falla, de las líneas de estratificación y de la presión de poros considerada.

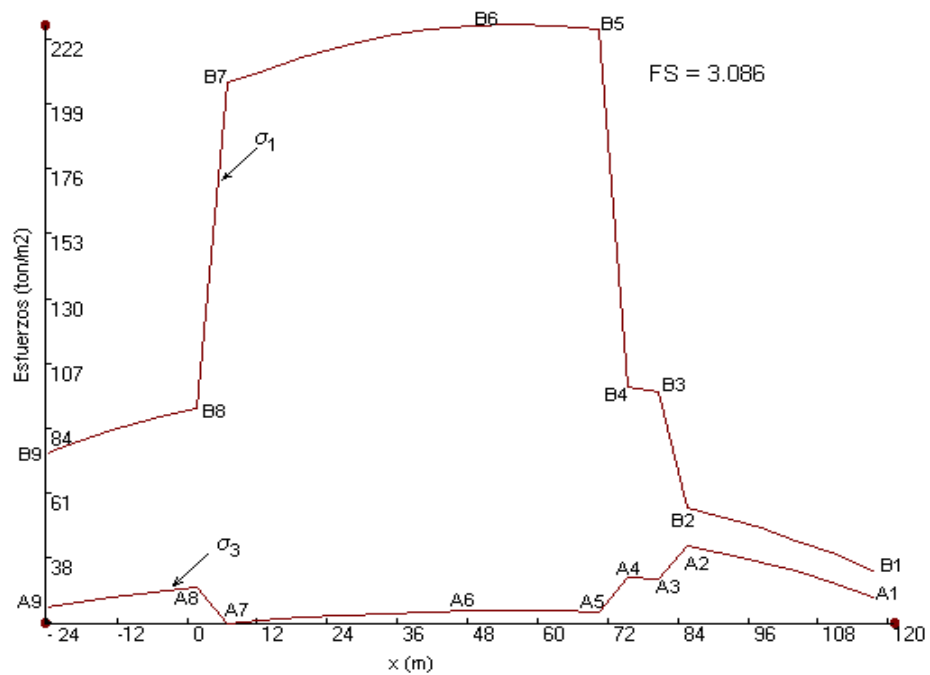


Figura No 4.- Variación de los esfuerzos principales a lo largo de la S.P.F

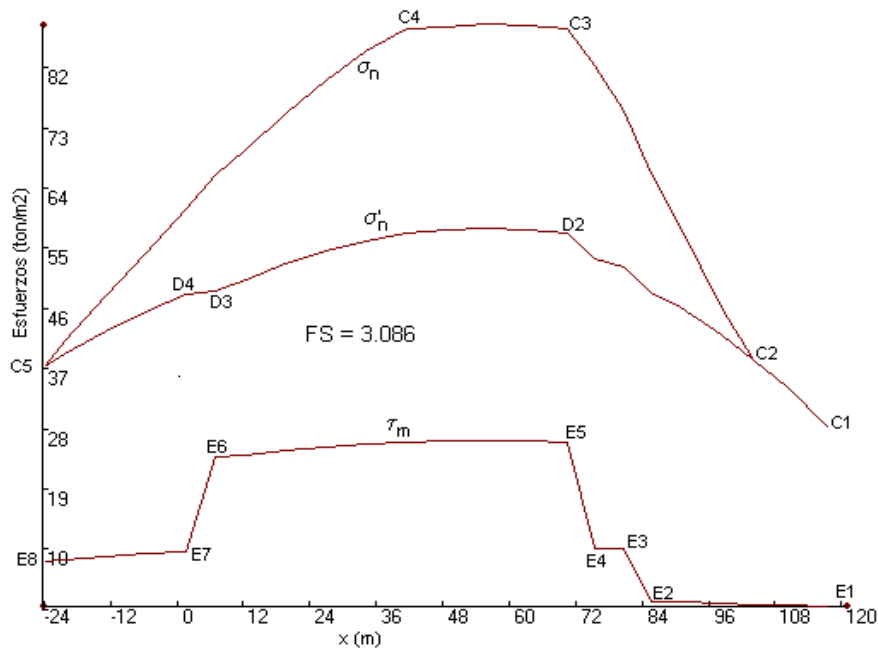


Fig. No 5.- Distribución de los esfuerzos normales totales, normales efectivos y tangenciales movilizados, a lo largo de la S.P.F.

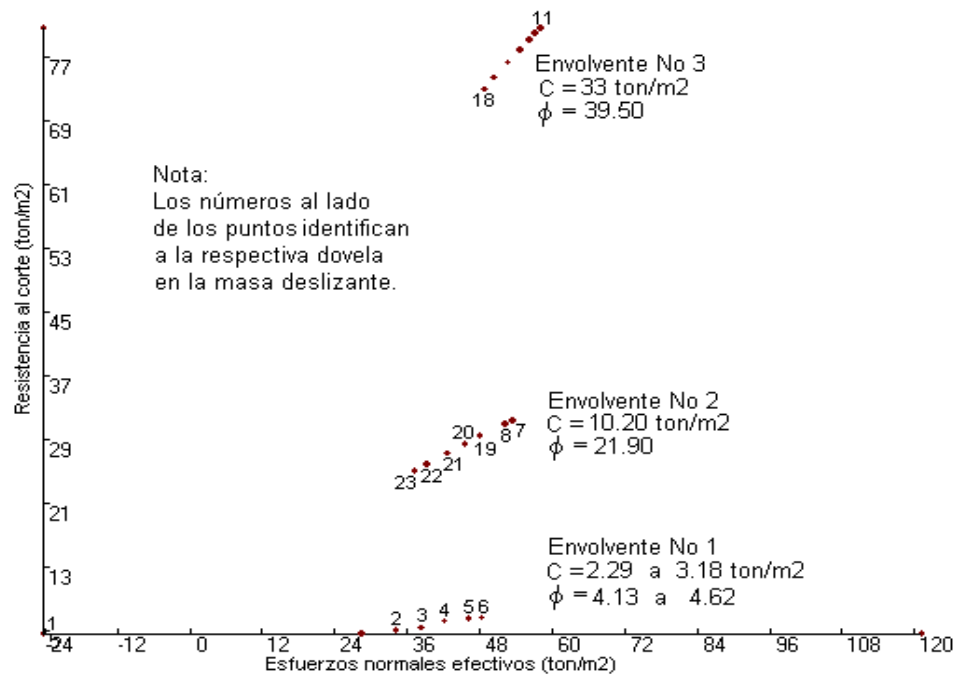


Fig. No 6.- Envolvente de resistencia al corte de Mohr - coulomb.

