



**UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA
SEDE QUITO**

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

**COMPARACIÓN ENTRE MODELOS NUMÉRICOS 2D Y 3D PARA EL ANÁLISIS DE
ESTABILIDAD DE TALUDES EN ROCA Y SUELO**

Trabajo de titulación previo a la obtención del
título de Ingeniero e Ingeniera Civil

AUTORES: Gary Patricio Bedón Álvarez
Vanessa Karina Landázuri Pantoja

TUTOR: Freddy Israel Rodríguez Badillo

Quito – Ecuador
2022

CERTIFICADO DE RESPONSABILIDAD Y AUTORÍA DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

Nosotros, Gary Patricio Bedón Álvarez con documento de identificación N°0503788317 y Vanessa Karina Landázuri Pantoja con documento de identificación N°0401729207; manifestamos que:

Somos los autores y responsables del presente trabajo; y, autorizamos a que sin fines de lucro la Universidad Politécnica Salesiana pueda usar, difundir, reproducir o publicar de manera total o parcial el presente trabajo de titulación.

Quito, 16 de marzo del 2022

Atentamente,



Gary Patricio Bedón Álvarez
0503788317



Vanessa Karina Landázuri Pantoja
0401729207

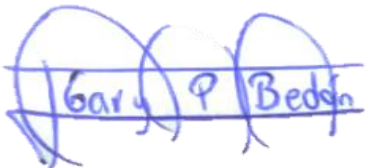
**CERTIFICADO DE CESIÓN DE DERECHOS DE AUTOR DEL TRABAJO DE
TITULACIÓN A LA UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA**

Nosotros, Gary Patricio Bedón Álvarez con documento de identificación N°0503788317 y Vanessa Karina Landázuri Pantoja con documento de identificación N°0401729207; expresamos nuestra voluntad y por medio del presente documento cedemos a la Universidad Politécnica Salesiana la titularidad sobre los derechos patrimoniales en virtud de que somos autores del Artículo Académico: “Comparación entre Modelos Numéricos 2D y 3D para el análisis de estabilidad de Taludes en Roca y Suelo”, el cual ha sido desarrollado para optar por el título de: Ingeniero e Ingeniera Civil, en la Universidad Politécnica Salesiana, quedando la Universidad facultada para ejercer plenamente los derechos cedidos anteriormente.

En concordancia con lo manifestado, suscribimos este documento en el momento que hacemos la entrega del trabajo final en formato digital a la Biblioteca de la Universidad Politécnica Salesiana.

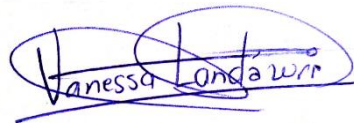
Quito, 16 de marzo del 2022

Atentamente,



Gary Patricio Bedón Álvarez

0503788317



Vanessa Karina Landázuri Pantoja

0401729207

CERTIFICADO DE DIRECCIÓN DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

Yo, Freddy Israel Rodríguez Badillo con documento de identificación N°1720094026, docente de la Universidad Politécnica Salesiana, declaro que bajo mi tutoría fue desarrollado el trabajo de titulación: COMPARACIÓN ENTRE MODELOS NUMÉRICOS 2D Y 3D PARA EL ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES EN ROCA Y SUELO, realizado por Gary Patricio Bedón Álvarez con documento de identificación N°0503788317 y por Vanessa Karina Landázuri Pantoja con documento de identificación N°0401729207, obteniendo como resultado final el trabajo de titulación bajo la opción de Artículo Académico que cumple con todos los requisitos determinados por la Universidad Politécnica Salesiana.

Quito, 16 de marzo del 2022

Atentamente,

A handwritten signature in blue ink, reading "Freddy Rodríguez B.", is written over a horizontal dotted line. The signature is stylized and includes a large initial 'F'.

Ing. Freddy Israel Rodríguez Badillo, MSc.

1720094026

COMPARACIÓN ENTRE MODELOS NUMÉRICOS 2D Y 3D PARA EL ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES EN ROCA Y SUELO

COMPARISON BETWEEN 2D AND 3D NUMERICAL MODELS FOR ROCK AND SOIL SLOPE STABILITY ANALYSIS

Gary Bedón-Álvarez¹, Vanessa Landázuri-Pantoja², Freddy Rodríguez-Badillo³

Resumen

El presente artículo se realizó con el objetivo de establecer diferencias y similitudes entre los resultados de los métodos de análisis con modelos numéricos 2D y 3D de taludes en un macizo rocoso y suelo, para posteriormente validar los métodos de cálculo principalmente con el uso del programa MIDAS GTS NX usando los modelos constitutivos: Mohr Coulomb, Hoek-Brown generalizado, Join Rock Mass con métodos de cálculo SRM (Strength Reduction Method) y Método general de equilibrio límite (Bishop simplificado). Para el talud de suelo se partió de información existente y procesada, es un talud que falló, del cual se tienen los datos de topografía de donde se ha podido verificar la geometría de falla con los modelos numéricos. En cuanto al talud rocoso se realizó el levantamiento geológico de las discontinuidades in situ, además se realizó un análisis estereográfico para comprobar si se produce en el macizo rocoso fallas por cuña, plana o por vuelco. A partir de los resultados de los modelos numéricos se han comparado los factores de seguridad, las geometrías de falla, esfuerzo cortante máximo y desplazamientos para cada uno de los taludes, obteniendo como resultado que, aunque la modelación 3D es más compleja se asemeja de mejor manera a la realidad en los dos tipos de talud.

Palabras Claves: desplazamientos, estabilidad de taludes, factor de seguridad, macizo rocoso.

Abstract

The present article was performed for the purpose of established the differences and similarities between the results of the analysis methods with 1D, 2D and 3D numerical models of slopes in rock mass and soil for later, with the use of the MIDAS GTS NX software using the constitutive models: Mohr Coulomb, Hoek-Brown generalized, Join Rock Mass with calculation methods SRM (Strength Reduction Method) and general limit equilibrium method (Simplified Bishop). For the ground slope, the information it started from existing and processed information; it is a failed slope, the topography data is available from which it has been possible to verify the failure geometry with the numerical models. In the rock mass slope was carried out the geological survey of in situ discontinuities was also carried out; a stereographic analysis was also carried out to verify if wedge, flat or topping failure occurred in the rock mass. Based on the results of the numerical models, the safety factors, failure geometries, maximum shear stress and displacements for each one of the slopes have been compared, obtaining as a result that, although 3D modeling is more complex, it better

¹ Estudiante de la carrera de Ingeniería Civil – Universidad Politécnica Salesiana, sede Quito – Ecuador.

² Estudiante de la carrera de Ingeniería Civil – Universidad Politécnica Salesiana, sede Quito – Ecuador

³ Docente de la carrera de Ingeniería Civil – Universidad Politécnica Salesiana – Quito, Ecuador

Autor para correspondencia: gbedon@est.ups.edu.ec; vlandazuri@est.ups.edu.ec; frodriguez1@ups.edu.ec

resembles way to reality in the two types of slope.

Keywords: displacements, slope stability, safety factors, rock mass.

1. Introducción

Para el presente artículo se analizó un talud en suelo y en macizo rocoso. La estabilidad en el talud de suelo se realizó con el método de factor de reducción de esfuerzos (SRM) y método de equilibrio límite (Bishop simplificado), con el modelo constitutivo de Mohr Coulomb. En el macizo rocoso se realizó mediante el análisis cinemático de fallas (cuñas, planar y volcamiento) y modelación numérica usando el método de factor de reducción de esfuerzos (SRM) con modelos constitutivos: Mohr Coulomb, Hoek-Brown Generalizado y Join Rock Mass, para los dos taludes se usó el programa MIDA GTS NX.

1.1. Método de elementos finitos SRM (Strength Reduction Method)

Es un método de análisis de estabilidad de taludes basado en la teoría de elementos finitos, disminuye gradualmente la resistencia al corte y realiza un análisis hasta el punto en el que el cálculo no converge. En este instante se considera que falla el talud y el valor de la reducción de resistencia se considera como el factor de seguridad mínimo de la masa de suelo o roca, figura 1.

Para simular la falla de la masa de suelo utilizando el método de reducción de resistencia, el factor de seguridad se calcula en un punto donde los estados tensionales del suelo están en contacto con la envolvente de falla. El análisis de elementos finitos (representado en la figura 2) en este estado límite no converge, y el factor de seguridad en este punto se define como el factor de seguridad mínimo [1].

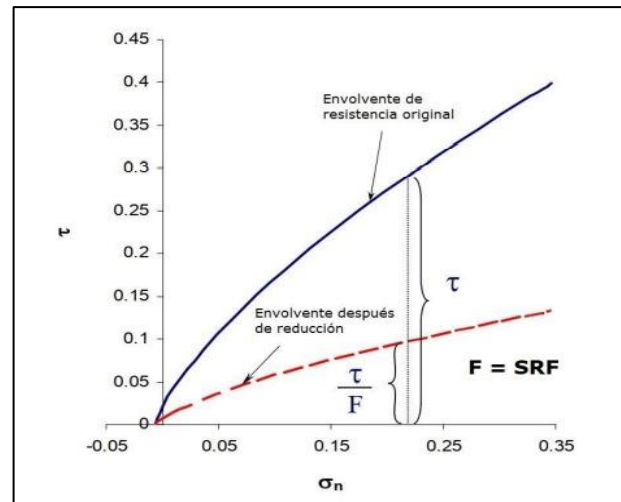


Figura 1. Interpretación del método de reducción de resistencia (SRM). [2]

Los parámetros de resistencia reducidos en cada paso de cálculo se calculan con las ecuaciones (1) y (2), utilizando el criterio de falla de Mohr Coulomb.

$$c_f = \frac{c_o}{SRM_c} \quad (1) \quad \phi_f = \tan^{-1} \left(\frac{\tan \phi_o}{SRM_o} \right) \quad (2)$$

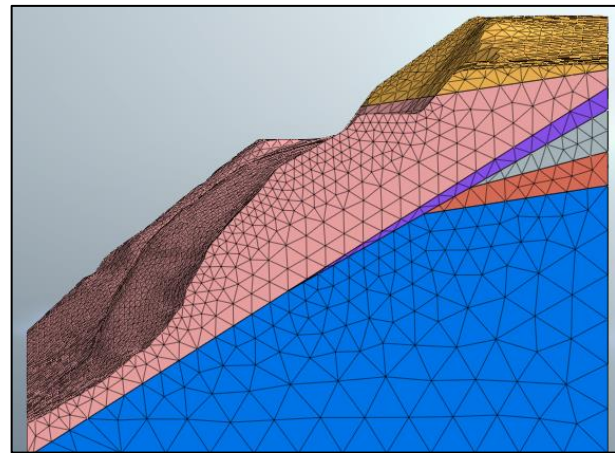


Figura 2. Representación de un talud discretizado con elementos finitos, 3D talud de suelo.

1.2. Método general de equilibrio límite (Bishop simplificado)

El método supone que las fuerzas entre dovelas son horizontales, es decir, que no tiene en cuenta las fuerzas de cortante. El FS se calcula de acuerdo con la expresión (3):

$$FS = \frac{\Sigma \frac{c' \Delta l * \cos \alpha + (W - u * \Delta l * \cos \alpha) * \tan \Phi'}{\cos \alpha + (\text{sen} \alpha * \tan \Phi') / FS}}{\Sigma W \text{sen} \alpha} \quad (3)$$

Donde:

Δl = longitud de la base de la dovela

W = peso de cada dovela

C' , Φ' = Parámetros de resistencia del suelo efectivos (cohesión y fricción)

u = presión de poro en la base de cada dovela ($u = \gamma_w * h_w$)

α = ángulo de la base de la dovela con la horizontal.

El término factor de seguridad FS se encuentra tanto en la izquierda como en la derecha de la ecuación; por lo tanto, se requiere un proceso iterativo para calcular el factor de seguridad [3, p. 155].

1.3. Modelos constitutivos

1.3.1. Criterio de falla de Mohr Coulomb

Es considerado como una aproximación de primer orden al comportamiento no lineal del suelo (4) [4].

$$\tau = c' + \sigma'_n \tan \phi' \quad (4)$$

Donde:

τ : Esfuerzo cortante resistente

σ'_n : Esfuerzo normal efectivo

C' : Cohesión efectiva

ϕ' : Ángulo de fricción interna del suelo efectivo

1.3.2. Criterio de falla de Hoek-Brown generalizado

Estima la resistencia del macizo rocoso a partir de la ecuación (5) con los parámetros de resistencia de la roca intacta, el índice GSI y el factor de perturbación por excavación (D). Se define por las siguientes ecuaciones:

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} \left(m \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a \quad (5)$$

Donde:

σ'_1 y σ'_3 : Esfuerzos principales efectivos mayor y menor en el momento de rotura.

σ_{ci} : Resistencia a compresión uniaxial del material intacto.

m, s y a: Constantes del material, donde s=1 para roca intacta.

s y a se encuentran con las siguientes relaciones (6) y (7):

$$s = \exp \left(\frac{GSI - 100}{9 - 3D} \right) \quad (6)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} (e^{-GSI/15} - e^{-20/3}) \quad (7)$$

D es un factor que depende del grado de perturbación a la que el macizo rocoso ha sido sometido, varía de 0 para macizos rocosos in situ no perturbados a 1 para macizos rocosos muy alterados [5].

GSI es el índice geológico de resistencia, que evalúa la calidad del macizo en función del grado y las características de la fracturación, estructura geológica, tamaño de los bloques y alteración de las paredes de las discontinuidades [6].

1.3.3. Criterio de falla Joint Rock Mass

Este modelo considera propiedades isotrópicas en la dirección de las discontinuidades, pero tienen propiedades anisotrópicas en la dirección normal a la discontinuidad. En el modelo numérico (GTS NX) se pueden definir tres discontinuidades, además el comportamiento anisotrópico elástico será definido por α_1 (buzamiento) y α_2 (dirección de buzamiento) de la discontinuidad 1 como se muestra en la figura 3. La discontinuidad 2 y 3 definirán únicamente la falla plástica. En el software midas GTS Nx [4 p. 53].

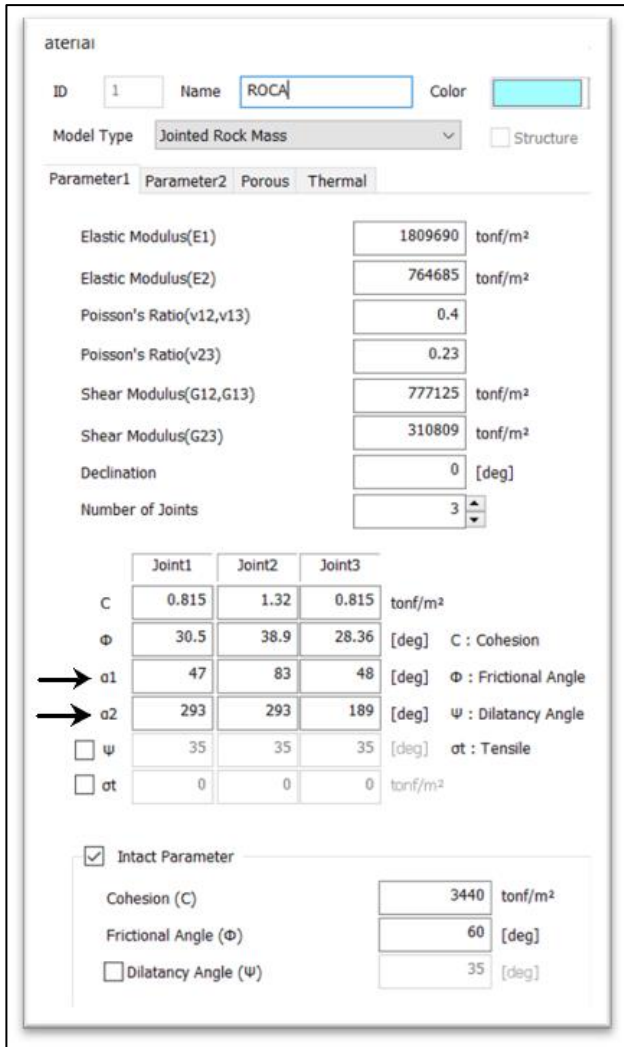


Figura 3. Propiedades para modelo Join Rock Mass (programa Midas GTS Nx).

La función de fluencia se define en la ecuación (8):

$$f_i = \sqrt{\tau} + \sigma_n \tan \varphi_i - c_i \quad (8)$$

Donde:

f_i : Función de fluencia

τ : Esfuerzo cortante

σ_n : Esfuerzo normal

c_i : Cohesión

φ_i : Ángulo de fricción interna

1.4. Análisis cinemático de taludes en macizos rocosos

La proyección estereográfica es una esfera que tiene una orientación fija de su eje relativo al norte

y su plano ecuatorial, relativo al horizontal figura 4. Las proyecciones estereográficas se pueden presentar como polos con sus respectivos símbolos o por medio de contornos [3, p. 138].

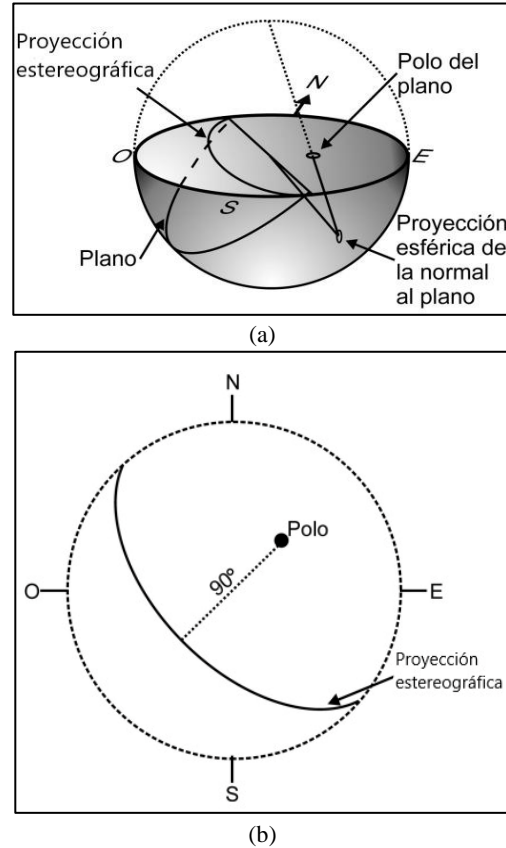


Figura 4. Proyección en el hemisferio inferior de la esfera, de un plano y su polar. b) Estereograma del plano anterior y de su polo. [7]

1.4.1. Falla en cuña

Ocurre cuando la masa de roca se desliza a lo largo de dos discontinuidades que se intersecan en un ángulo oblicuo a la superficie del talud como se muestra en la figura 5 [3].

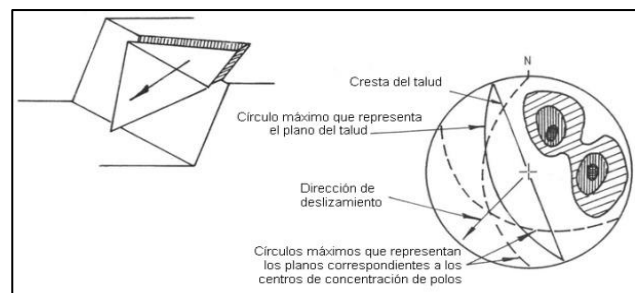


Figura 5. Rotura por cuña de un talud y representación estereográfica. [8]

1.4.2. Falla plana

Este tipo de rotura consiste en el deslizamiento de una masa de roca a lo largo de un plano de buzamiento menor al buzamiento del talud como se muestra en la figura 6 [9].

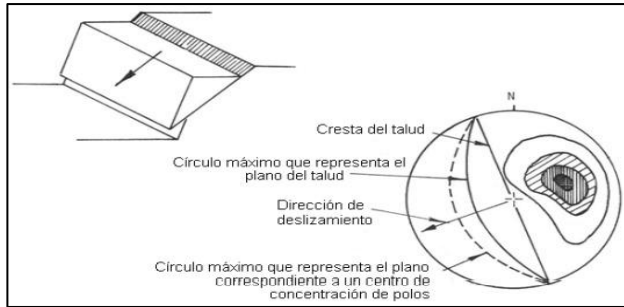


Figura 6. Rotura plana de un talud y representación estereográfica. [8]

1.4.3. Falla por vuelco

Aparecen principalmente cuando el rumbo del plano de discontinuidad, falla, estratificación, diaclasas, coincide aproximadamente con el plano del talud ver figura 7 y además tiene un fuerte buzamiento hacia el interior del macizo rocoso.

Cuando el macizo rocoso presenta un conjunto de paquetes que quedan en voladizo se produce el vuelco por flexión, además, puede aparecer una familia de discontinuidades conjugada con la principal, produciéndose en este caso un vuelco de bloques o un vuelco de bloques por flexión como se muestra en la figura 8 [10].

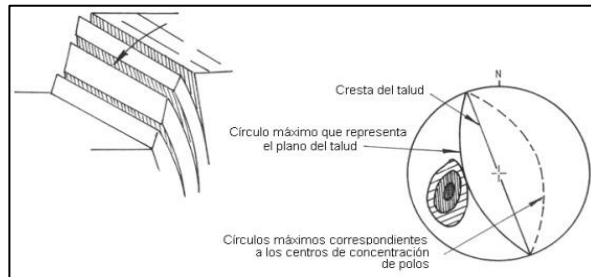


Figura 7. Rotura por vuelco de un talud y representación estereográfica. [8]

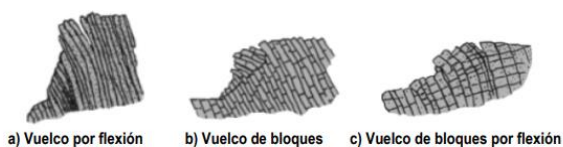


Figura 8. Tipos de rotura por vuelco. [10]

1.5. Parámetros geomecánicos complementarios

1.5.1. Resistencia a la compresión simple de la matriz y de las discontinuidades

Mediante el martillo de Schmidt, se puede estimar la resistencia a la compresión simple de la roca intacta (matriz rocosa) a partir del número de rebotes sobre una superficie sin discontinuidades (esta superficie deberá estar fresca y limpia, sin ningún signo de alteración ni fracturas), y la resistencia a la compresión simple de las discontinuidades a partir del número de rebotes sobre la discontinuidad o junta en la superficie de roca ensayada. Esta medida del número de golpes se correlaciona con la resistencia mediante el gráfico de Miller (fig. 9) a partir de la densidad de la roca y la orientación del martillo que está en función del buzamiento de la discontinuidad [11].

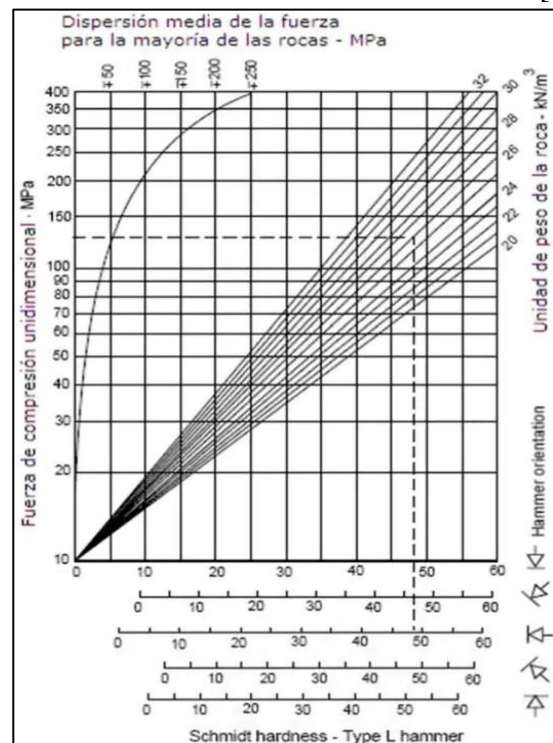


Figura 9. Gráfico de correlación para el martillo Schmidt entre resistencia a compresión simple, densidad de la roca y No. Rebote. [12]

1.5.2. Índice RQD (Rock Quality Designation)

En campo, el índice RQD en afloramientos puede estimarse a partir de correlaciones empíricas como la de Palmstrom 1975 (ISRM, 1981) (9) y (10) como se muestra en la tabla 1, [6]:

$$RQD = 115 - 3.3J_v \quad \text{para } J_v > 4.5 \quad (9)$$

$$RQD = 100 \quad \text{para } J_v \leq 4.5 \quad (10)$$

$$J_v = \Sigma \frac{n.^\circ \text{ de discontinuidades}}{\text{longitud de medida}}$$

Donde:

J_v : parámetro que representa el número total de discontinuidades que intercepta una unidad de volumen.

Tabla 1: Clasificación de la calidad del macizo rocoso según el índice RQD

RQD %	Calidad
< 25	Muy mala
25 - 50	Mala
50 - 75	Media
75 - 90	Buena
90 - 100	Muy buena

1.5.3. Criterio de rotura de Barton - Bandis

La metodología para la predicción de la resistencia al corte por Barton - Bandis, derivó la ecuación (11): [13].

$$\tau = \sigma_n \cdot \tan \left[\varphi_b + JRC \cdot \log_{10} \left(\frac{JCS}{\sigma_n} \right) \right] \quad (11)$$

Donde:

τ : Esfuerzo cortante resistente

σ_n : Esfuerzo normal

φ_b : Ángulo de fricción interna básico

JRC: Coeficiente de rugosidad de la discontinuidad

JCS: Resistencia a la compresión simple de la discontinuidad

Los parámetros JRC y JCS se deben corregir por el efecto de escala cuando la longitud de las juntas supere los 10 cm, ecuación (12) y (13). Para contrarrestar estos efectos Bandis et al. (1981) [14] han establecido las siguientes relaciones para obtener los parámetros en juntas de longitud real Ln (Lo= 10 cm):

$$JCS_n = JCS_o \left(\frac{L_n}{L_o} \right)^{-0.03 * JCS_o} \quad (12)$$

$$JRC_n = JRC_o \left(\frac{L_n}{L_o} \right)^{-0.02 * JRC_o} \quad (13)$$

Donde:

Ln: longitud real de la junta o discontinuidad

Lo: longitud equivalente a 10cm

JRC_o: coeficiente de rugosidad de la discontinuidad en 10 cm. de longitud.

JCS_o: resistencia a la compresión simple de la discontinuidad en 10 cm. de longitud.

JRC_n: coeficiente de rugosidad de la discontinuidad con factor de escala.

JCS_n: resistencia a la compresión simple de la discontinuidad con factor de escala.

1.5.4. Módulo de deformación para el macizo rocoso

Diversos autores han propuesto correlaciones empíricas para la evaluación del módulo de deformación en macizos rocosos a partir de otros parámetros, así se presenta las siguientes ecuaciones (14) y (15), [5]:

Cuando el σ_{ci} es menor o igual a 100 MPa:

$$E_m(\text{GPa}) = \left(1 - \frac{D}{2} \right) * \sqrt{\frac{\sigma_{ci}}{100}} * 10^{((GSI-10)/40)} \quad (14)$$

Cuando σ_{ci} es mayor o igual a 100 MPa:

$$E_m(\text{GPa}) = \left(1 - \frac{D}{2} \right) * 10^{((GSI-10)/40)} \quad (15)$$

2. Materiales y Métodos

2.1. Caracterización geomecánica de los taludes de estudio

2.1.1. Descripción geomecánica del talud en suelo

En el sector del Cóndor, Zamora Chinchipe se encuentra el talud de suelo analizado, del cual se extrajo la información de un estudio de mecánica de suelos que incluye dos perforaciones, una en la corona de 22 m y otra en la plataforma de 15 m, en base estas perforaciones se realizó la interpretación del perfil litológico de los estratos (figura 10), cuenta con el número de golpes del ensayo SPT.

Se encontró a 1m arcilla de baja plasticidad, a 2,5 m limo no plástico, a 5,4 m arcilla de baja plasticidad, a 9,70 m arena limosa, y a 13,5 m saprolito de roca. Las propiedades del suelo y los parámetros de resistencia fueron tomados de los ensayos de corte directo y triaxial no consolidado no drenado (UU) que se muestran en la tabla 2. cabe indicar que es un talud que ya falló por corte y su longitud de falla cuasi vertical es 21 m (figura 11). Los valores de coeficiente de Poisson, módulo de elasticidad y datos adicionales que se utilizó para las modelaciones en el programa se encuentran en el anexo 1.

Tabla 2: Resumen de parámetros geomecánicos del suelo

Descripción	CL-1	ML-1	ML-2	CL-2	SM	Saprolito
Peso Específico (kN/m³)	19.2	18.8	20.08	18.5	18.07	22.01
Cohesión (kPa)	20	4.9	34.8	24.9	24.9	106
Ángulo de Fricción (°)	16	20	16	17	17	27
Coefficiente de Poisson	0.28	0.32	0.32	0.28	0.35	0.31
Módulo de Elasticidad (kPa)	53330	2500	2500	53330	22500	53200

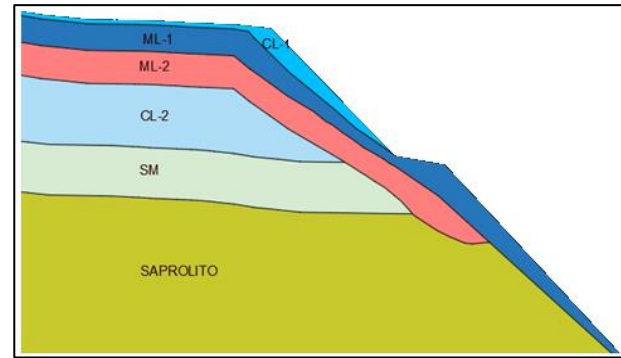


Figura 10. Perfil litológico talud de suelo.



Figura 11. Falla de talud de suelo in situ.

2.1.2. Descripción geomecánica del talud rocoso

El talud en roca (andesita) analizado se encuentra de forma natural sin intervención antrópica en su formación y está ubicado a un costado del túnel Guayasamín en la vía antigua Quito -Tumbaco km 2.5 (figura 12), con una extensión de 35 m medidos horizontalmente. In situ se pudo observar que el macizo tiene 4 familias de discontinuidades.

Para el levantamiento de los datos geomecánicos se utilizó una brújula geológica y el martillo de Schmidt (figura 13). Las propiedades del macizo y discontinuidades se encuentran detalladas en el anexo 2. Para efectos prácticos del análisis, el macizo rocoso se modeló con una altura visible de 22m.



Figura 12. Ubicación macizo rocoso, latitud: 0°11'37.51"S y longitud: 78°28'9.93"O.

2.1.2.1) Procedimiento para obtener los datos del macizo rocoso

- Se inició con el reconocimiento (túnel Guayasamín).
- Se identificó el número de familias de discontinuidades, espaciado, abertura, alteración, persistencia, rugosidad, se midió el buzamiento y dirección de buzamiento del talud y las discontinuidades con la ayuda de una brújula geológica, relleno y presencia de agua en el macizo rocoso. Finalmente, con los datos del espaciamiento se calculó el índice RQD.
- Con el martillo de Schmidt se obtuvo los números de rebotes, el martillo debe colocarse perpendicular al plano del macizo y sus discontinuidades, para correlacionar la resistencia a la compresión simple se usó el gráfico de Miller (fig. 2) [15].

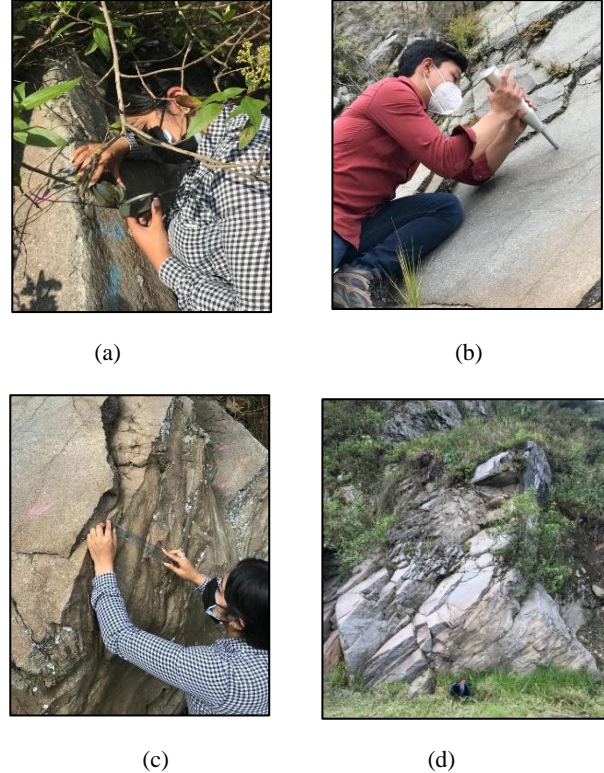


Figura 13. (a) identificación de buzamiento y dirección de buzamiento, (b) medición de número de golpes con el martillo de Schmidt, (c) medición y espaciado de discontinuidades, (d) afloramiento macizo rocoso.

2.1.2.2) Cálculo de parámetros geomecánicos

Para obtener los parámetros se recopiló datos de la geología regional y local, se realizó el cálculo de los parámetros de resistencia al corte cohesión y ángulo de fricción de cada familia indicados en la tabla 3 y 4, con el criterio de Barton Bandis descrito en el apartado 1.5.3, ver anexo 2.

Para calcular el índice RQD y estimar la calidad de la roca se tomó dos longitudes representativas por cada familia una en sentido horizontal y otra vertical, se suman las discontinuidades que estén en cada longitud, con la relación entre el número de discontinuidades y la longitud que las contiene se calcula el valor de J_v , que se usó para el cálculo del RQD. Anexo 2.

Tabla 3: Resumen de parámetros de resistencia al corte de cada familia de discontinuidades (adaptación de criterio Hoek-Brown a Mohr Coulomb)

Familia	1	2	3	4
Cohesión (kPa)	8	11	13	8
Ángulo de Fricción (°)	30,4	36	38,8	28,3

Tabla 4: Parámetros de resistencia (adaptación de criterio Hoek-Brown a Mohr Coulomb)

Descripción	Roca intacta	Macizo rocoso
Peso Específico (kN/m ³)	22.8	22.8
Cohesión (kPa)	33741	1041
Ángulo de Fricción (°)	70.3	65.1
Coefficiente de Poisson	0.23	0.23
Módulo de Elasticidad (kPa)	1.84E+07	7.40E+06

2.2. Análisis estereográfico

2.2.1. Análisis cinemático de falla en el macizo rocoso

Durante el levantamiento geológico se recolectó 40 datos. Para los estereogramas realizados se tomó datos de buzamiento y dirección de buzamiento de cada discontinuidad de las 4 familias.

Se generó un gráfico de concentración de polos (ver anexo 2) e identificó 4 familias principales, de donde se obtiene una sola dirección de buzamiento y ángulo de buzamiento representativos para cada familia indicados en la tabla 5. Con estos datos se analizó que familias pueden ocasionar algún tipo de falla descritos en el apartado 1.4.

Tabla 5: Buzamiento y dirección de buzamiento representativos de cada familia y de talud

Familia	Buzamiento	Dirección de buzamiento
Talud	70°	242°
J1	47°	293°
J2	81°	232°
J3	83°	293°
J4	48°	189°

2.2.2. Análisis de falla en cuña usando el modelo de Barton Bandis - Mohr Coulomb

Este análisis también se realiza con la ayuda de estereogramas, se usó los datos obtenidos en los dos apartados anteriores y altura del talud (22 m), para calcular el volumen y por ende el peso de la potencial cuña deslizada, con las componentes normales y tangenciales del peso con respecto a los planos de las discontinuidades se calcula el FS, si el esfuerzo normal y la cohesión producen un esfuerzo cortante resistente (16) que a su vez genera una fuerza resistente al deslizamiento mayor a la componente del peso en la dirección del plano de cada discontinuidad, el talud es estable y su FS es mayor a 1.

Como resultado se obtuvo un factor de seguridad con la relación de fuerzas resistentes y actuantes (17).

$$\tau_r = c + \sigma_n + \tan \phi \quad (16)$$

$$FS = \frac{\sum(\tau_r \times A)}{\sum W_t} \quad (17)$$

Donde:

FS: factor de seguridad.

τ_r : esfuerzo cortante resistente

W_t : Componente tangencial del peso de la cuña con respecto a los planos de las discontinuidades.

A: área de contacto de la cuña en los planos de las discontinuidades

2.3. Modelación Numérica de los Taludes.

2.3.1. Modelación bidimensional en talud de suelo

Se creó un material isotrópico, asignando las propiedades del talud de suelo e importando el perfil, ya definidas las propiedades y sus estratos se generó un control de malla con mayor densidad de mallado en la zona del talud para obtener mayor detalle de su comportamiento, el mallado y discretización de los diferentes elementos.

Las condiciones de borde para el análisis de esfuerzos fueron colocadas restringiendo los desplazamientos en los ejes (x, y) en la base el talud y en el eje (x) en los límites laterales. Se creó dos casos de análisis para el talud 2D:

- a) Método de equilibrio límite (Bishop simplificado) (SAM).
- b) Método de Reducción de Resistencia (SRM) análisis no lineal que estudia la estabilidad de taludes (factor de seguridad).

Los dos casos mencionados utilizan el modelo constitutivo de Mohr Coulomb. Finalmente se obtuvo los factores de seguridad (F.S), esfuerzos, desplazamientos y el comportamiento tensodeformacional del talud.

2.3.2. Modelación tridimensional en talud de suelo

Para este modelo después de definir las propiedades de cada estrato, discretizar mediante el mallado, se coloca las condiciones de borde para análisis de esfuerzos, restringiendo los desplazamientos en los ejes (x, y, z) en la base del talud y en los ejes (x, y) en los límites laterales del talud. Se agregó un caso de análisis:

- a) Método de Reducción de Resistencia (SRM), utiliza el modelo constitutivo de Mohr Coulomb.

2.3.3. Modelación bidimensional en el talud de macizo rocoso

Se creó un material isotrópico, asignando las propiedades del macizo rocoso, es importante discretizar mediante el mallado y generar un control de malla optimizando su tamaño en el sector en el que puede provocarse una posible falla y un mallado más grueso en el resto del talud, se colocó las condiciones de borde con restricciones en los ejes (x, y) en la base el talud y en el eje (x) en las partes laterales, se asignó el peso propio y se agregó tres casos de análisis.

- a) Análisis no lineal, SRM-factor de seguridad con el modelo constitutivo Mohr Coulomb, se aplicó interfaces para representar las discontinuidades, las rigideces tangenciales, normales hasta obtener un desplazamiento mínimo (4mm).
- b) Usa el mismo método (SRM) pero con el modelo constitutivo Hoek Brown generalizado.
- c) Análisis estático no lineal, utilizando el modelo constitutivo Join Rock Mass, el FS se calculó manualmente a partir de la obtención en el programa de los esfuerzos cortantes máximos, a su vez se multiplican por el área de la base, obteniendo las fuerzas actuantes. Utilizando la herramienta “calculation” se calcula el esfuerzo normal, cortante y la fuerza resistente, la relación de la fuerza resistente y actuante es el factor de seguridad.

2.3.4. Modelación tridimensional en macizo rocoso

Se empleó un procedimiento similar al macizo rocoso en 2D con la diferencia que ahora el macizo se presenta en 3 dimensiones con las variaciones del relieve existentes, los casos de análisis son dos:

- a) Método de Reducción de Resistencia (SRM) con el modelo constitutivo Hoek Brown generalizado.
- b) Análisis estático no lineal que utiliza el modelo constitutivo Join Rock Mass (en este modelo se requiere realizar el cálculo

manual del FS).

3. Resultados y Discusión

3.1. Estabilidad en talud de suelo

3.1.1. Modelo 2D

Se presenta los resultados a través del método de equilibrio límite (Bishop simplificado) (SAM) (figura 14) en la tabla 6 y Factor de Reducción de Resistencia (SRM) (figura 15) en la tabla 7, calculados por el programa MIDAS GTS NX, los factores de seguridad obtenidos representan el momento en el que se produce la inestabilidad física (condición real) del suelo en el talud ya que son aproximadamente iguales a 1.

Tabla 6: Resultado de estabilidad talud suelo 2D (SAM)

Desplazamiento máx.	Esfuerzo cortante máx. (τ)	Factor de seguridad (FS)	Long. de falla
m	kPa		m
27,9	169,6	1,05	20,3

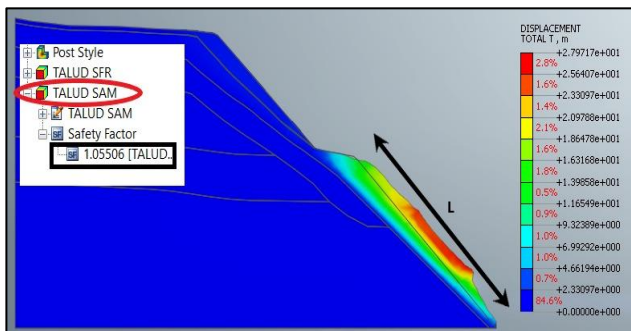


Figura 14. Desplazamiento talud suelo 2D (Bishop simplificado).

Tabla 7: Resultado estabilidad talud suelo 2D, Factor de Reducción de Resistencia (SRM)

Desplazamiento máx.	Esfuerzo cortante máx. (τ)	Factor de seguridad (FS)	Long. de falla
m	kPa		m
57,1	184,8	1,1	20,3

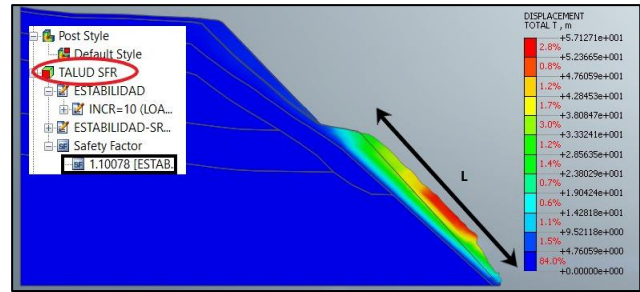


Figura 15. Desplazamiento talud suelo 2D (SRM).

3.1.2. Modelo 3D

Para el modelo tridimensional se presentan los resultados en la tabla 8, a través del método Factor de Reducción de Resistencia (SRM) (figura 16) calculado por el programa. El ancho de falla es de 40 m medidos horizontalmente con respecto a 43.2 m obtenidos en el modelo numérico.

Tabla 8: Resultado estabilidad talud suelo 3D, método Factor de Reducción de Resistencia (SRM)

Desplazamiento o máx.	Esfuerzo cortante máx. (τ)	Factor de seguridad (FS)	Longitud de falla	Ancho de falla
m	kPa		m	m
13.8	373	0.7	20.6	43.2

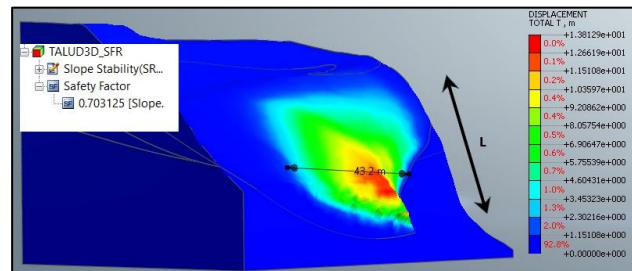


Figura 16. Desplazamiento talud suelo 3D método Factor de Reducción de Resistencia (SRM).

En la tabla 9 se presenta una comparación entre análisis 2D y 3D, mientras que en la tabla 10 y 11 la variación entre estos.

Tabla 9: Comparación de resultados de estabilidad en talud en suelo

Caso de análisis	2D				3D			
	Desplazamiento máx. (m)	Esfuerzo cortante máx. (kPa)	Factor de seguridad (FS)	Longitud de falla (m)	Desplazamiento máx. (m)	Esfuerzo cortante máx. (KPa)	Factor de seguridad (FS)	Longitud de falla (m)
SAM	27,9	169,6	1,05	20,3	El modelo 3D no permite un análisis de equilibrio límite			
SRM	57,1	184,8	1,1	20,3	13,8	373	0,7	20,6

Tabla 10: Variación de resultados entre modelos 2D en talud en suelo

DESCRIPCIÓN	CASO ANALISIS	2D	Porcentaje de Variación (%)
Factor de seguridad (FS)	SAM	1,05	4,5
	SRM	1,1	
Desplazamiento max. horizontal (m)	SAM	27,9	51,2
	SRM	57,1	
Esfuerzo cortante max. (kPa)	SAM	169,6	8,2
	SRM	184,8	
Longitud de falla (m)	SAM	20,3	0,0
	SRM	20,3	

Tabla 11: Variación de resultados entre modelos 2D y 3D en talud en suelo

Descripción	Caso de análisis	2D	3D	Porcentaje de Variación (%)
Factor de seguridad (FS)	SAM	1,05	-	-
	SRM	1,1	0,7	36,4
Desplazamiento max. (m)	SAM	27,9	-	-
	SRM	57,1	13,8	75,8
Esfuerzo cortante max. (kPa)	SAM	169,6	-	-
	SRM	184,8	373	50,5
Longitud de falla (m)	SAM	20,3	-	-
	SRM	20,3	20,6	1,5

Los valores obtenidos del factor de seguridad FS entre los modelos 2D tienen un porcentaje de variación de 4,5% lo que indica que son valores bastante similares y cercanos, al comparar la topografía del talud efectivamente la falla se produce en el mismo lugar y su longitud de falla varía en 0.7 m en cuanto a la longitud real. En el

análisis SAM el programa para calcular las deformaciones utiliza un análisis de carga – deformación no lineal (etapas de carga).

Al comparar los modelos 2D y 3D se plantea la hipótesis de que en el modelo 3D se obtiene una variación de 36% menor al 2D, sabiendo que en el modelo bidimensional se calcula para un

metro de profundidad y se tiene la misma potencia de estratos, a diferencia del 3D el relieve de la superficie varía al igual que la potencia de los estratos, es por eso que puede salir un FS menor, pero más cercano a la realidad. El modelo 3D tiene una variación de 0,4 m en cuanto a la longitud de falla cuasi vertical, y de 3.2 m con el ancho de falla (horizontal), respecto a los valores reales.

Numéricamente los desplazamientos obtenidos del orden de 27.9, 13.8 y 57.1 m representan que se produce físicamente la falla en el suelo, su diferencia entre uno y otro método corresponde al paso de cálculo, la bisección del incremento de carga y la no convergencia de los cálculos.

3.2. Estabilidad en talud de macizo rocoso

3.2.1. Análisis cinemático

Este análisis no considera la cohesión, a partir de la envolvente de falla utilizando el criterio de Barton Bandis, en la gráfica de esfuerzo normal vs esfuerzo cortante, en la envolvente de falla se tomó una cohesión cercana a cero y con ella el ángulo de fricción equivalente, que representa el efecto de la cohesión y ángulo de fricción simultáneamente para que el análisis sea coherente. Este análisis identifica las discontinuidades o sus combinaciones que fallan.

El ángulo de fricción equivalente se determinó según Gianfranco Perri [16], se escoge la curva en función del ángulo de fricción real (ϕ) y sobre el eje horizontal se obtiene el valor de (ϕ_c) que puede definirse como el valor del ángulo de fricción equivalente al efecto de la cohesión y finalmente puede definirse un ángulo de fricción equivalente ($\phi_e = \phi + \phi_c$) del efecto combinado de fricción y cohesión real Anexo 2.

De todas las combinaciones de discontinuidades que se levantaron, 153 forman falla por cuña, como se observa en la fig. 17 el área de color rojo representa la zona crítica que formarían este tipo de falla.

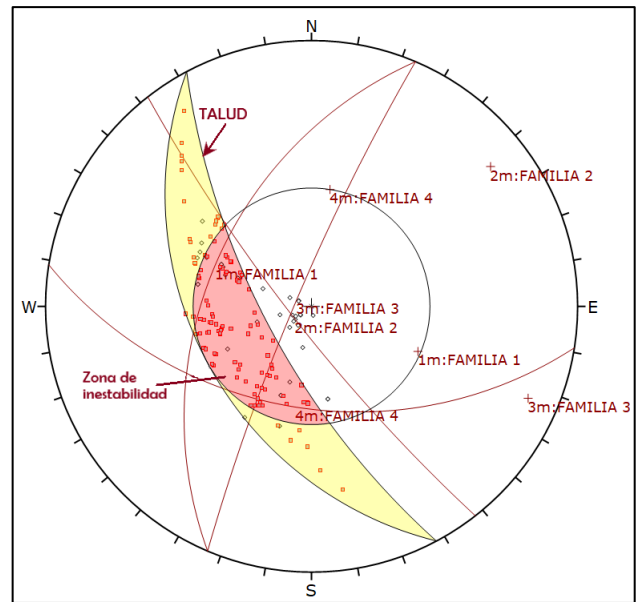


Figura 17. Estereograma falla en cuña.

En el análisis de falla plana se produce solo un caso crítico de inestabilidad, con una desviación de 5° respecto al rumbo del talud como se observa en la fig. 18.

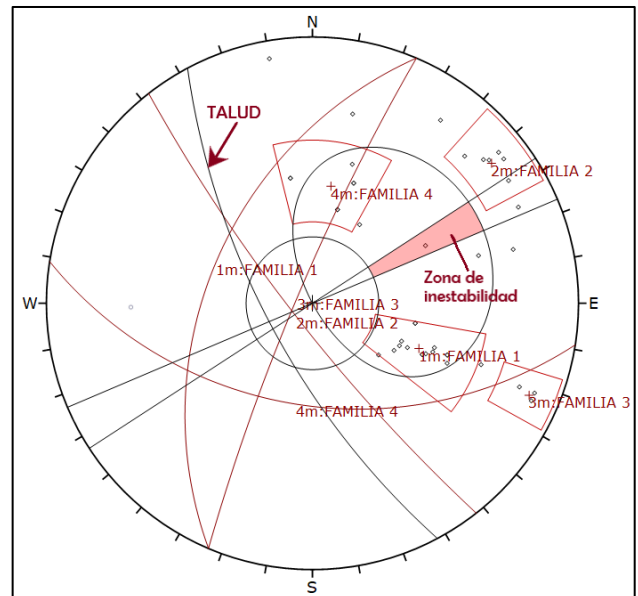


Figura 18. Estereograma falla en plana.

De todas las combinaciones de discontinuidades que se levantaron, no existen fallas por volcamiento directo, porque el rumbo del talud no coincide con ningún rumbo de las discontinuidades, pero existen 12 discontinuidades de las levantadas que pueden generar un volcamiento oblicuo considerando 5° de desviación, como se muestra en la figura 19.

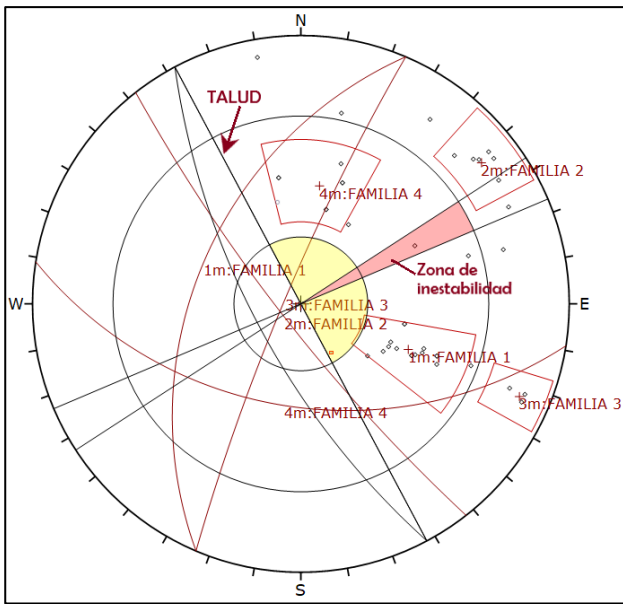


Figura 19. Estereograma falla por vuelco.

Tabla 12: Resumen de resultados análisis cinemático

Tipo de falla	Fallas críticas	Total	%
Cuña	153	774	19,8
Planar	1	40	2,5
Vuelco	1	774	0,13

3.2.2. *Análisis de falla en cuña usando el modelo de Barton Bandis - Mohr Coulomb*
 Se realizó el análisis y se obtuvo que se produce una potencial falla por cuña entre las familias: F1-F4 (tabla 13, fig. 20) y F3-F4 (tabla 14, fig. 21).

Tabla 13: Resultados de falla por cuña F1-F4.

F1-F4	
FS	2,18
Peso de cuña (kN)	168,48
Deslizamiento en línea de intersección	
Trend (°)	241,74
Plunge (°)	33,89

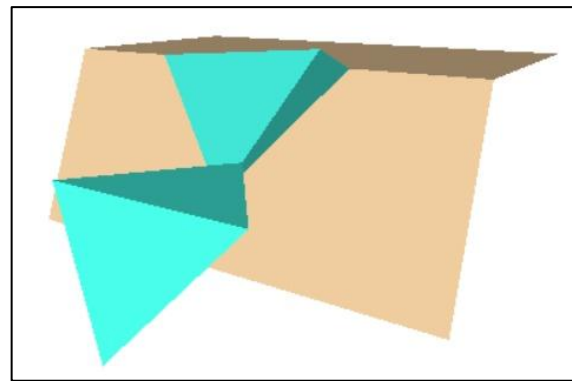


Figura 20. Análisis cinemático falla en cuña F1-F4.

Tabla 14: Resultados de falla por cuña F3-F4

F3-F4	
FS	4,17
Peso de cuña (kN)	9,73
Deslizamiento en línea de intersección	
Trend (°)	210,29
Plunge (°)	45,98

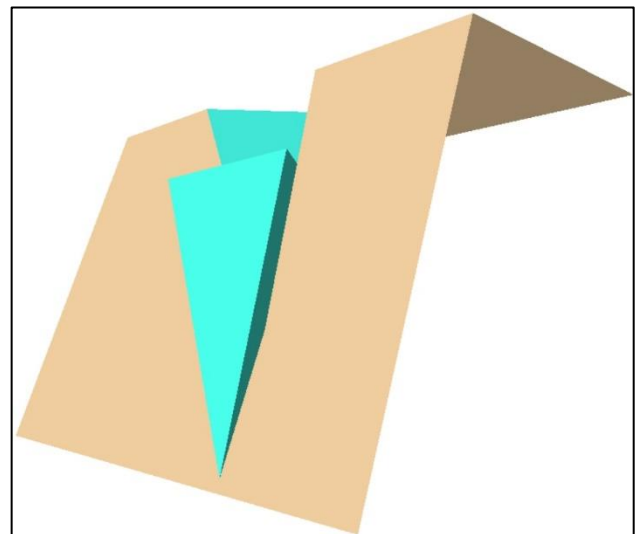


Figura 21. Análisis cinemático falla en cuña F3-F4.

Del análisis estereográfico que se muestra en la figura 20 se obtuvo un FS:2,18 y de la figura 21 un FS:4,17. El factor de seguridad varía conforme la persistencia de cada discontinuidad cambie, si la longitud de la discontinuidad aumenta el factor de seguridad disminuye y viceversa.

El análisis de falla en cuña usando el modelo de Barton Bandis – Mohr Coulomb representa una combinación de familias de

discontinuidades y brinda el FS como resultado de las familias cuya orientación predomina.

3.2.3. Modelación 2D

Se presentan los resultados con el Método de Reducción de Resistencia (SRM) con modelos: Mohr Coulomb (tabla 15) y Hoek Brown generalizado (tabla 16) y un análisis no lineal que utiliza el modelo constitutivo Join Rock Mass (tabla 17).

Tabla 15: Resultado talud de macizo rocoso en 2D, SRM (Mohr Coulomb)

Desplazamiento max.	Esfuerzo cortante max. (τ)	Factor de seguridad (FS)
mm	kPa	
4,4	2000-6560	4,3

Como se observa en la fig. 22, cada línea representa una discontinuidad, en el desplazamiento máximo se observa una concentración de esfuerzos ya que en esa zona la roca está muy fracturada y el esfuerzo cortante aumenta.

Cuando no se coloca interfaz en el modelo el factor de seguridad es 2.5, lo que implica que no existe fricción entre las paredes de las discontinuidades y sería un escenario crítico similar para simular espejos de falla.

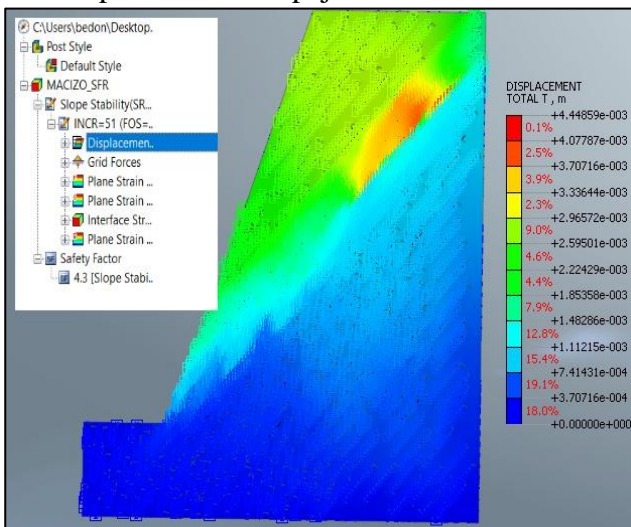


Figura 22. Desplazamiento talud macizo rocoso en 2D, método SRM (Mohr Coulomb).

El resultado del análisis con el método SRM y modelo constitutivo Hoek Brown (figura 23) brinda un factor de seguridad bastante alto.

Tabla 16: Resultado talud de macizo rocoso en 2D, método SRM (Hoek Brown)

Desplazamiento max.	Esfuerzo cortante max. (τ)	Factor de seguridad (FS)
mm	kPa	
10,8	422,9	11,9

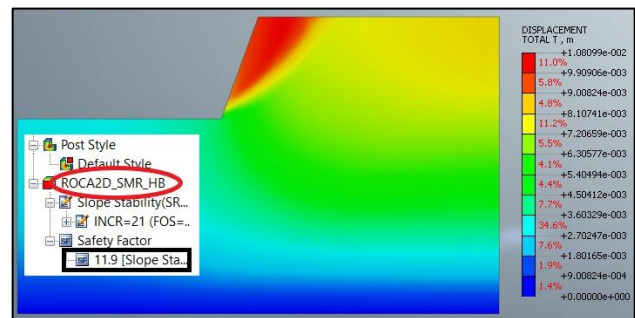


Figura 23. Desplazamiento de talud macizo rocoso en 2D método SRM (Hoek Brown).

Mientras que el cálculo manual del FS usando el modelo Join Rock Mass (figura 24), genera un FS del orden del análisis de cuñas, se debe tener presente que al ser un análisis 2D no considera la orientación del rumbo de las discontinuidades pese a que especifica estos datos, está reservado para el modelo 3D.

Tabla 17: Resultado talud de macizo rocoso en 2D, (Join Rock Mass) Anexo 2

Desplazamiento max.	Esfuerzo cortante max. (τ)	Factor de seguridad (FS)
mm	kPa	
5,0	80	3,43

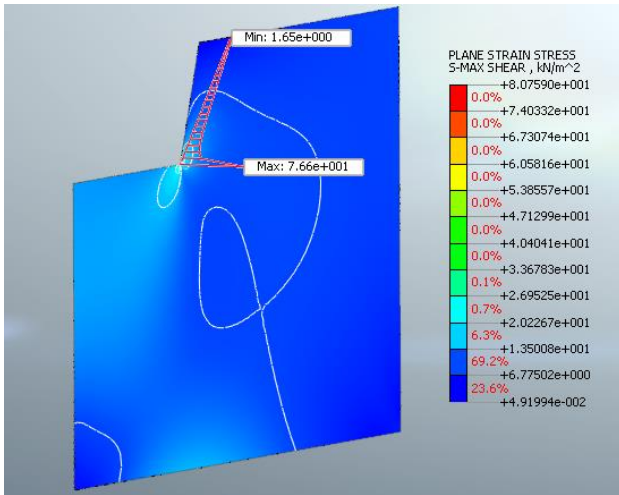


Figura 24. Esfuerzo cortante en talud de macizo rocoso en 2D (Join Rock Mass).

Al comparar los resultados del factor de seguridad y desplazamiento entre los modelos 2D se pudo evidenciar que los valores son cercanos en los métodos con los modelos: Mohr Coulomb y Join Rock Mass, y bastante alejados del modelo Hoek Brown generalizado, dado que este último, modela al macizo como un medio continuo, sin considerar físicamente las discontinuidades y aunque los parámetros del modelo de Hoek Brown generalizado representan el efecto de las discontinuidades en la resistencia, este modelo se recomienda aplicar generalmente en dos casos; cuando el macizo rocoso es muy fracturado o cuando el macizo rocoso tiende a ser intacto o poco fracturado.

3.2.4. Modelación 3D

Se presenta los resultados a través de los métodos Factor de Reducción de Resistencia (SRM) con modelos: Hoek Brown generalizado (figura 25) en la tabla 18 y Join Rock Mass en la tabla 19.

Tabla 18: Resultados en talud de macizo rocoso en 3D, SRM (Hoek Brown)

Desplazamiento max.	Esfuerzo cortante max. (τ)	Factor de seguridad (FS)
mm	kPa	
17,0	600-1003,7	13,15

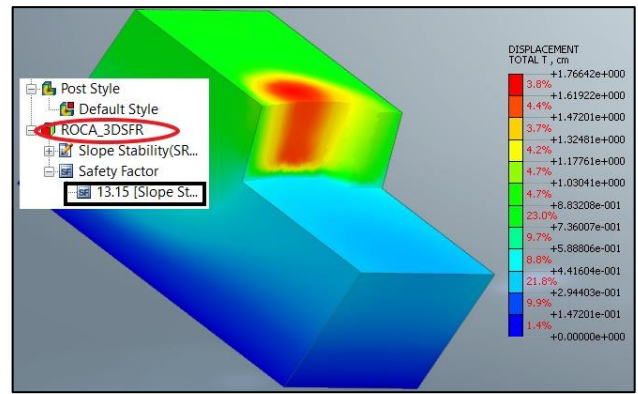


Figura 25. Desplazamiento en talud macizo rocoso en 3D (Hoek Brown).

El resultado obtenido es alto (FS = 13.15) del mismo orden de magnitud que en el modelo 2D. Para el modelo numérico en 3D usando SRM - Join Rock Mass se obtiene:

Tabla 19: Resultado talud de macizo rocoso en 3D, SRM (Join Rock Mass) Anexo 2.

Desplazamiento max.	Esfuerzo cortante max. (τ)	Factor de seguridad (FS)
mm	kPa	
3,4	58	3,76

El esfuerzo cortante máximo marcado en rojo de la fig. 26 no corresponde a la realidad, ya que es una concentración de esfuerzos debido a la condición de borde (restricción x-y), solo se desarrolla en los bordes.

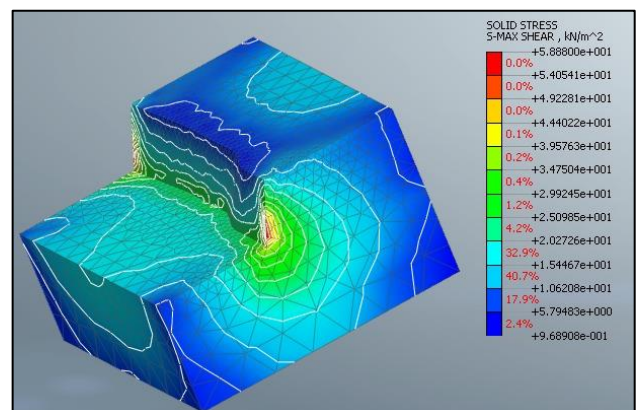


Figura 26. Desplazamiento en talud macizo rocoso en 3D (Join Rock Mass).

En la tabla 20 se presenta una comparación entre análisis 2D y 3D.

Tabla 20: Variación de resultados entre modelos 2D y 3D del macizo rocoso

DESCRIPCIÓN	CASO ANALISIS	2D	3D	Variación (%)
Factor de seguridad (FS)	SRM (M-C/Interfase)	4.3	-	-
	SRM(H-B)	11.9	13.15	9.5
	NO LINEAL(JRM)	3.43	3.76	8.8
Desplazamiento max. (cm)	SRM (M-C/Interfase)	0.44	-	-
	SRM(H-B)	1.08	1.7	36.5
	NO LINEAL(JRM)	0.5	0.34	32.0
Esfuerzo cortante max. (kPa)	SRM (M-C/Interfase)	6560	-	-
	SRM(H-B)	422.9	1003.7	57.9
	NO LINEAL(JRM)	80	58	27.5

Comparando el modelo 3D con 2D de Hoek Brown, se obtienen valores cercanos, el modelo 2D presenta un FS menor ya que no considera el rumbo de las discontinuidades y por lo tanto idealiza al rumbo de las discontinuidades paralelo al rumbo del talud.

4. Conclusiones

Los factores de seguridad obtenidos en la zona considerada crítica del talud de suelo son similares entre los modelos numéricos 2D así se obtuvo valores en el orden de: FS(SAM): 1,05, FS(SRM): 1,1 y en el modelo numérico en 3D FS(SRM):0,70 con un porcentaje de variación de 36%. Ver Tabla 11.

Al ser los resultados de los modelos 2D del talud en suelo similares se puede recomendar realizar una modelación SAM que es más simple y no posee problemas de convergencia en su solución, la ventaja del (SRM) es que calcula las deformaciones.

En la modelación 3D se puede obtener el ancho de falla con lo cual se identifica en qué área se debe tomar las medidas de estabilización, en el caso de requerir anclajes este modelo facilitaría la longitud y ancho de la falla y por ende la cantidad de anclajes a emplear.

En base a los resultados obtenidos se concluye que al generar modelos 3D, este permite representar la mejor condición de una

geología compleja que puede variar espacialmente ya que puede variar en pequeñas distancias. Esto no es considerado en el modelo 2D, debido a que asume que la potencia de la estratigrafía permanece constante. Algo similar sucede en la geometría de la superficie de falla, está varía espacialmente.

Comparando los resultados de la geometría de falla del talud en suelo, los resultados de los modelos 2D y 3D fueron muy similares con respecto a la geometría de falla real. La longitud cuasi vertical de falla varía en 0.7 m en el 2D y 0.4 m en 3D, mientras que el ancho de falla en 3.2 m con respecto al dato real, ambos modelos (2D-3D) representan a la realidad bastante bien con sus respectivas limitaciones.

En el análisis cinemático se encontró que se generan fallas por cuña, planar y vuelco; considerando un ángulo de fricción representativo, se pudo observar que la familia 2 no formó ningún tipo de falla, razón por la cual en el modelo 3D que presenta la limitación de configurar solo 3 familias de discontinuidades, se descartó la familia 2, considerando únicamente las más representativas (F1, F3, F4).

Una recomendación importante en la modelación con Join Rock Mass para macizos rocosos es que dependiendo de la cantidad de familias de discontinuidades se elija el módulo de elasticidad, este modelo constitutivo exige colocar un módulo de elasticidad en dirección paralela al buzamiento de la discontinuidad y perpendicular a esta. Para los modelos ejecutados en la dirección de la discontinuidad y en la dirección perpendicular a esta se colocó el módulo de elasticidad del macizo rocoso ya que el macizo se encuentra fracturado en todos los sentidos, los rumbos y buzamientos de todas las familias cortan al macizo en todas las direcciones.

El modelo que refleja en mayor medida la realidad es el no lineal con Join Rock Mass en 3D con un factor de seguridad FS:3,76, ya que considera la variación del relieve y el desarrollo de la dirección del buzamiento de las familias de discontinuidades en el espacio.

El modelo 2D que refleja en mayor medida la realidad es el SRM – Hoek Brown con interfases, pese a no incluir variaciones espaciales del relieve y el rumbo de las discontinuidades el

resultado es comparable con el modelo 3D, pero hay que tomar en cuenta que éste simula que el relieve es constante por lo que se recomienda el análisis de varias secciones para considerar este efecto y escoger conservadoramente el menor FS.

Para macizos rocosos, se recomienda realizar un análisis 3D con análisis no lineal y modelo constitutivo Joint Rock Mass, sin dejar de considerar el análisis cinemático y de falla usando los modelos de Barton Bandis y Mohr Coulomb del cual se obtiene un volumen potencial de falla del macizo rocoso, ya que en el programa MIDAS GTS NX la malla simula un medio continuo y no modela este efecto, adicionalmente se ha evidenciado que los FS entre estos métodos son comparables siempre y cuando se adopte un valor de persistencia adecuada de las discontinuidades.

Referencias

- [1]. Referencia de análisis, Manual de usuario software MIDAS GTS NX, cap. 5. Algoritmo.
- [2]. R. E. Hammah, et al. "The shear strength reduction method for the generalized Hoek-Brown criterion." Alaska Rocks 2005, The 40th US Symposium on Rock Mechanics (USRMS). OnePetro, 2005
- [3]. J. Suarez, Deslizamientos, Análisis Geotécnico. 2009.
- [4]. Referencia de análisis, Manual de usuario software MIDAS GTS NX, cap. 4. Materiales.
- [5]. HOEK, Evert, et al. Hoek-Brown failure criterion-2002 edition. Proceedings of NARMS-Tac, 2002, vol. 1, no 1, p. 267-273.
- [6]. González de Vallejo, Luis I., et al. Ingeniería geológica. Pearson Educación, 2002.
- [7]. R. Vich, Babín, D. Ortiz. Problemas de Geología Estructural. 4. Proyección polar de un plano. proyección π . REDUCA (Geología), 2010, vol. 2, no 1.
- [8]. M.O. Morales Cárdenas. "Caracterización geotécnica y determinación de ángulos de talud en yacimiento Franke." (2009).
- [9]. L. Huerta, Rotura plana y rotura cuña, cap. 9.
- [10]. J. Garzón Roca, F. J. Torrijo Echarri, "Análisis cinemático de la estabilidad de taludes en roca por vuelco (toppling)", 2018.
- [11]. LOZANO, Antonio. Martillo Schmidt (Esclerómetro). Geoengeering Services & Consulting EIRL, 2009, vol. 4.
- [12]. Diaz Cabezas, Kenyi Antonio, and Andrés Enrique Pérez Gonzales. "Aplicación del método de estabilidad gráfica mediante el mapeo geomecánico para el diseño de una labor, Tingo Grande-Hunter, 2019." (2019).
- [13]. P. Ramírez Oyanguren, L. Alejano Monge, "*Mecánica de rocas: Fundamentos e Ingeniería de Taludes*", 2004
- [14]. Iakovlev, Daniil. Comparison of Barton-Bandis and Mohr-Coulomb models for use in discontinuity shear stability analysis. MS thesis. 2015
- [15]. "Clasificación geomecánica RMR (Bieniawski), parámetros y tablas", Geología Web, <https://geologiaweb.com/ingenieria-geologica/clasificacion-rmr/>
- [16]. G. Perri, "La cohesión en el análisis estereográfico de estabilidad de taludes", Boletín de la Sociedad Venezolana de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Fundaciones, Vol. 2, 1979.

Anexos

Anexo 1

Datos de los levantamientos que se utilizó para las modelaciones

Talud de suelo

Resumen de ensayos de laboratorio SPT																
MUESTRA	Profundidad (m)		Golpes			NSPT	Grava %	Arena %	Finos %	Sucs	nH	nB	ns	nR	NSPT	N60
	Desde	Hasta														
1	0	1														
2	1.4	2														
3	2	2.45	1	1	2	3	0	32	68	ML	60	1	1	1	3	3
4	2.45	3														
5	3.55	4	1	2	3	5										
6	4.55	5	2	2	3	5	0	44	56	ML	60	1	1	1	5	5
7	5.4	6														
8	6.55	7	3	3	2	5										
9	7.55	8	3	3	4	7										
10	8	9														
11	9.55	10	3	4	10	14	0	44	56	CL	60	1	1	1	14	14
12	10.55	11	3	3	6	9										
13	11.4	12														
14	12.55	13	3	5	6	11										
15	13.55	14	2	5	6	11	0	53	47	SM	60	1	1	1	11	11
16	14.55	15	3	5	9	14										
17	15.55	16	5	5	10	15										
18	16.55	17	11	11	19	30										
19	17.55	18	22	27	20	47	0	67	33	SAPROLITO DE ROCA	60	1	1	1	47	47
20	18.55	19	4	5	5	10										
21	19.55	20	4	13	15	28										
22	20.55	21	14	14	14	28										
23	21.55	22	9	10	15	25										

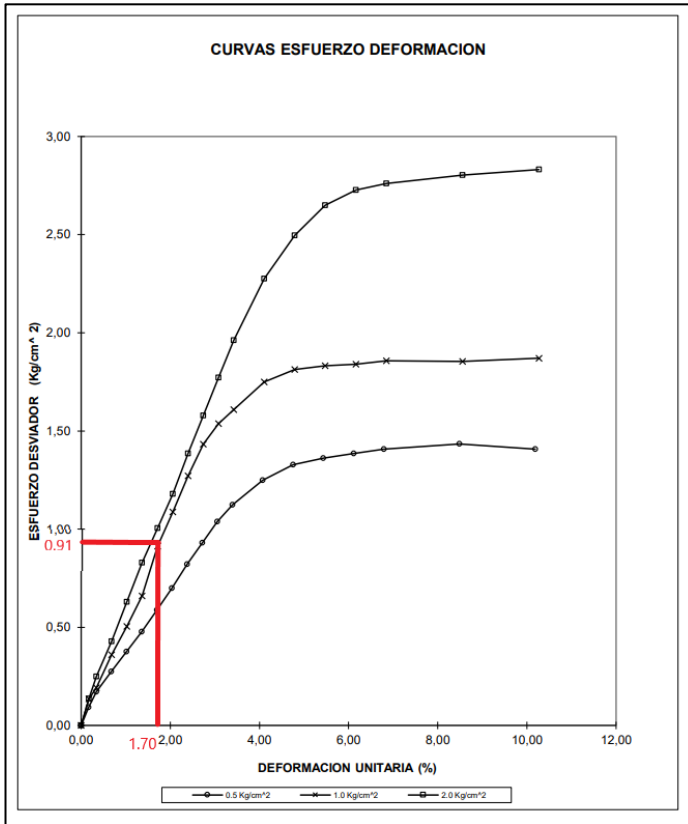
Estimación del coeficiente de Poisson en suelo

Se estimó el valor del coeficiente de Poisson para cada tipo de suelo según Bowles (1996).

Values or value ranges for Poisson's ratio μ	
Type of soil	μ
Clay, saturated	0.4–0.5
Clay, unsaturated	0.1–0.3
Sandy clay	0.2–0.3
Silt	0.3–0.35
Sand, gravelly sand	–0.1–1.00
commonly used	0.3–0.4
Rock	0.1–0.4 (depends somewhat on type of rock)
Loess	0.1–0.3
Ice	0.36
Concrete	0.15
Steel	0.33

Determinación del módulo de elasticidad en suelo

CL-1, CL-2



$$E = \frac{0.91}{\left(\frac{1.70}{100}\right)}$$

$$E = 53330 \text{ kPa}$$

El módulo de elasticidad de los demás estratos se estimó mediante las siguientes correlaciones:

ML-1, ML-2

Meigh y Nixon (1961) $E \left(\frac{kg}{cm^2} \right) = 5 * (Nspt)$

$$E = 5 * (5) = 25 \frac{kg}{cm^2} = 2500 \text{ kPa}$$

SM

Bowles (1988) $E \left(\frac{kg}{cm^2} \right) = 10 * (7.5 + (0.5 * Nspt))$

$$E = 10 * (7.5 + (0.5 * 30)) = 225 \frac{kg}{cm^2} = 22500 \text{ kPa}$$

Saprolito de roca

Beguemmn (1974) $E \left(\frac{kg}{cm^2} \right) = 40 + 12 * (Nspt - 6)$

$$E = 40 + 12 * (47 - 6) = 532 \frac{kg}{cm^2} = 53200 \text{ kPa}$$

Nota: Angulo de fricción del suelo

Ángulo de fricción del último estrato saprolito de roca

En ausencia de ensayos de resistencia al corte en suelo se utilizó la correlación presentada para encontrar el ángulo de fricción para el último estrato (Saprolito), por Montenegro & González (2014), a partir de los datos de SPT (N60).

$$\phi' = 12,79 + \sqrt{25,86 * N60}$$

Se utilizó un factor de ajuste lineal (k) que relaciona el valor del ángulo de fricción que se encontró en la información de los ensayos, con el valor obtenido de la ecuación.

Montenegro & Gonzalez 2014 $\phi' = 12,79 + \sqrt{25,86N_1}$
[8]

Correlación ϕ		Correlación C	
Nspt= 11		Nspt= 11	
ϕ' (°)= 30	k= 0,57		k= 0,23
ϕ' (°)= 6		C' (T/m2) = 2,5	
Nspt= 30		Nspt= 30,0	
ϕ' (°)= 17		C' (T/m2) = 6,8	
Nspt= 47		Nspt= 47,0	
ϕ' (°)= 27		C' (T/m2) = 10,7	

Cohesión del suelo

La cohesión fue estima de una correlación calibrada con datos de laboratorio según Braja M. Das (2012), a través de un parámetro k. A partir de este factor se calcula la cohesión para las diferentes profundidades del último estrato (saprolito), estos valores se calcularon como un dato adicional para realizar la modelación, cabe indicar que no intervienen en el área de la falla.

$$C' = k * Nspt$$

$$k = C' / Nspt$$

Donde:

k: factor de ajuste lineal

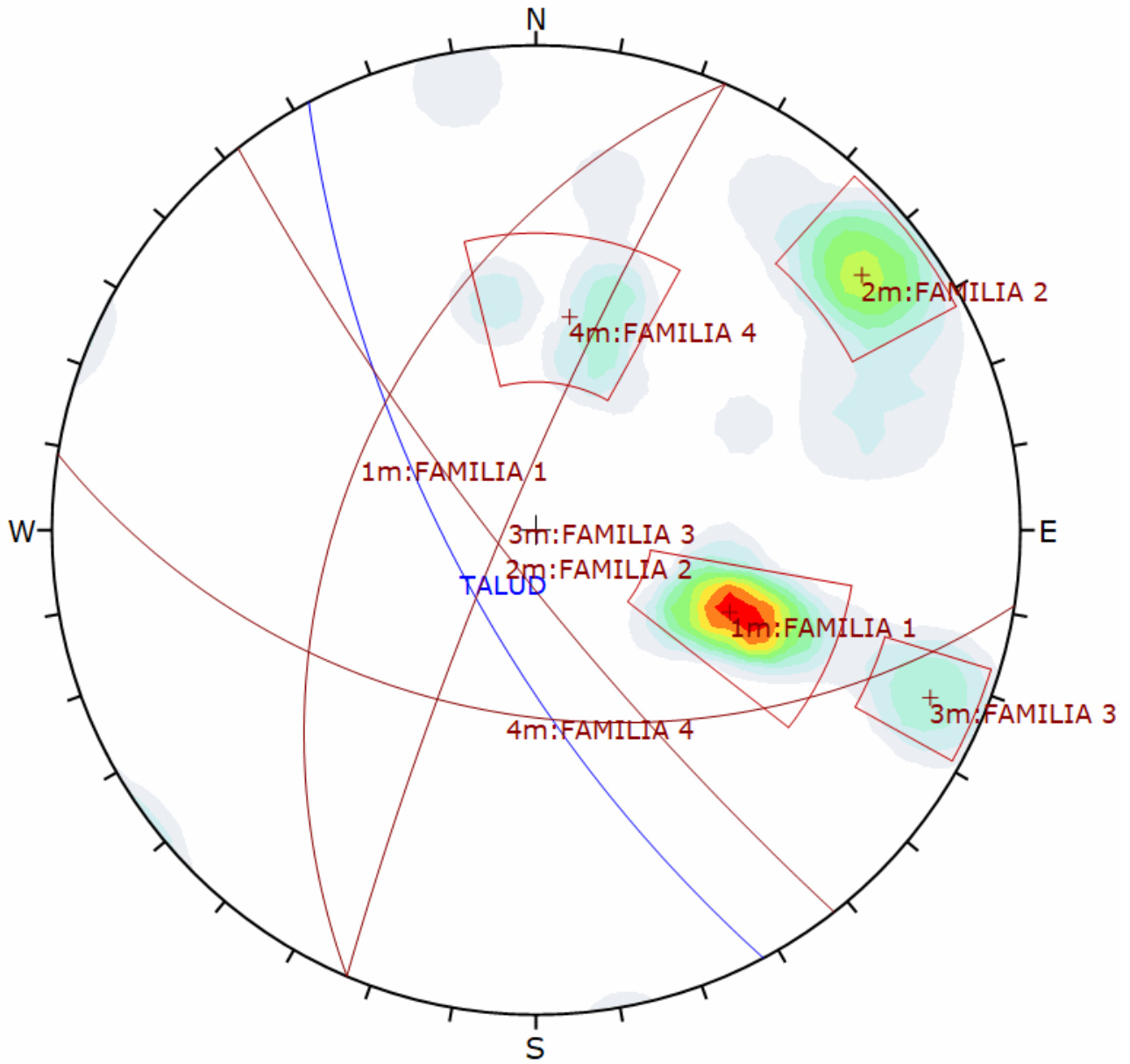
ϕ' : ángulo de fricción efectivo= ángulo de fricción total

C': cohesión efectiva= cohesión total

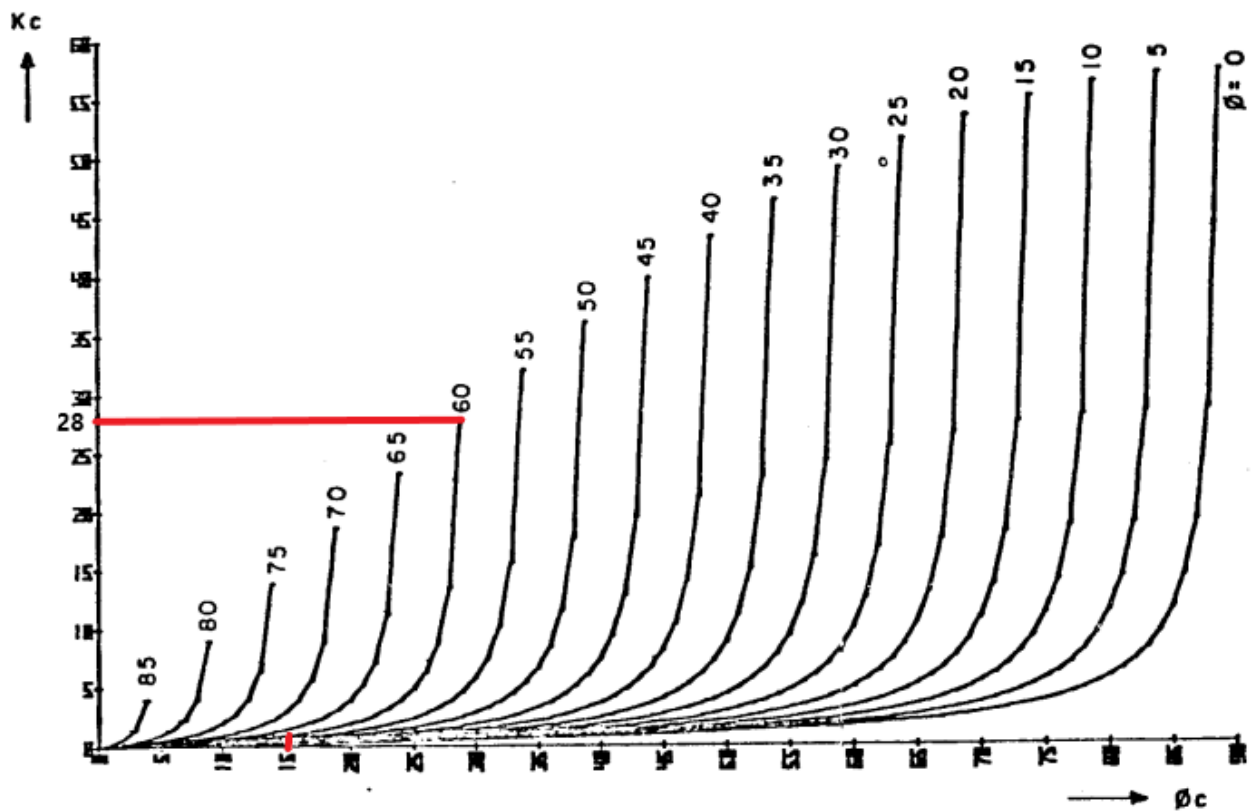
Nspt: número de golpes corregido

Análisis cinemático

Concentración de polos de cada familia



Determinación del ángulo de fricción equivalente



$$\phi_e = \phi + \phi_c$$

$$\phi_e = 28^\circ + 15^\circ$$

$$\phi_e = 43^\circ$$

Donde:

ϕ_e : ángulo de fricción equivalente

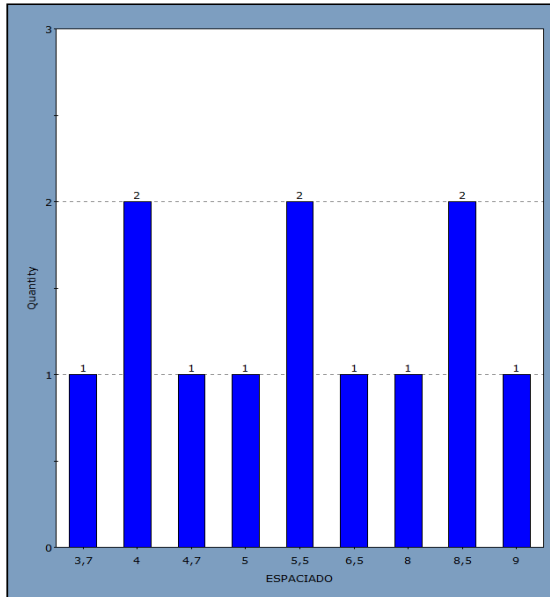
ϕ : ángulo de fricción real.

ϕ_c : ángulo de fricción equivalente al efecto de la cohesión.

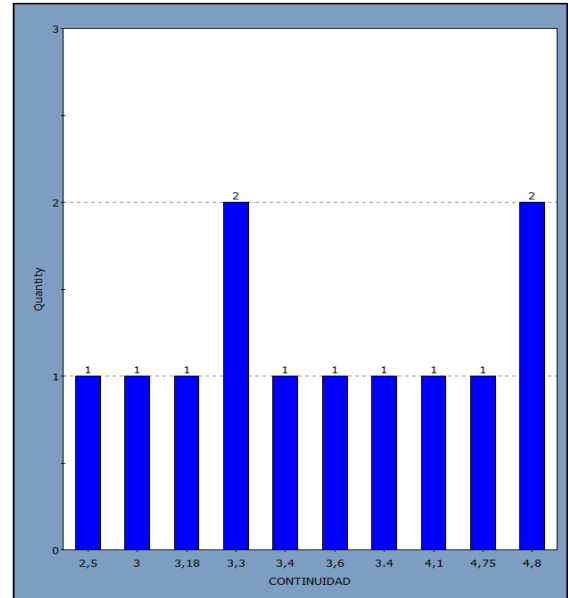
Histogramas de propiedades del macizo rocoso:

Familia 1

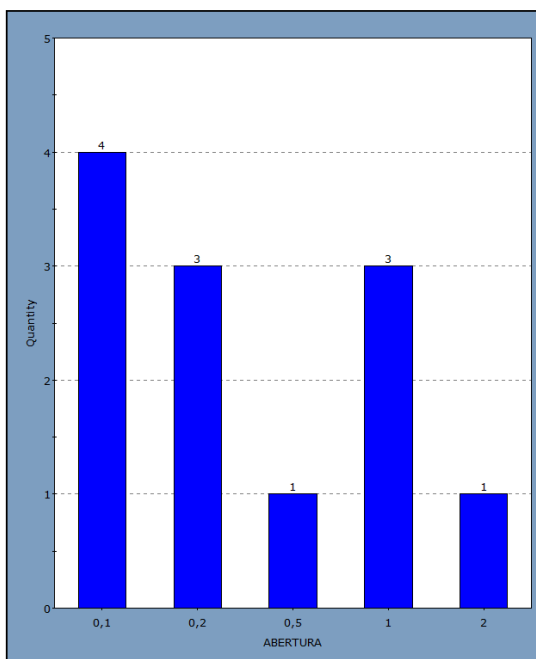
ESPACIADO



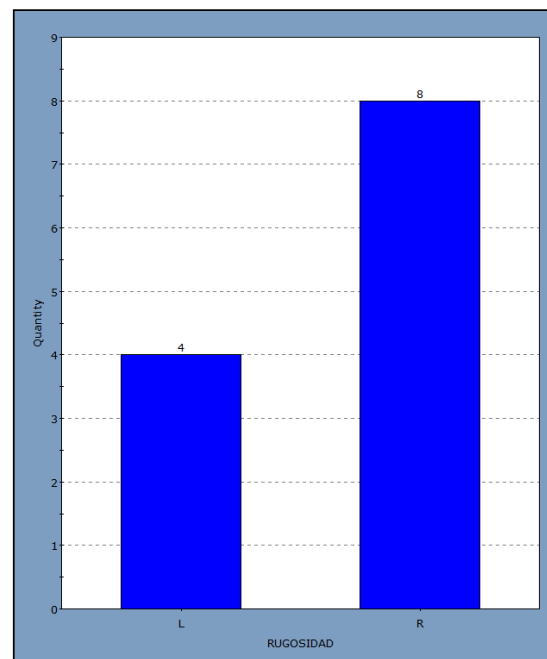
CONTINUIDAD



ABERTURA

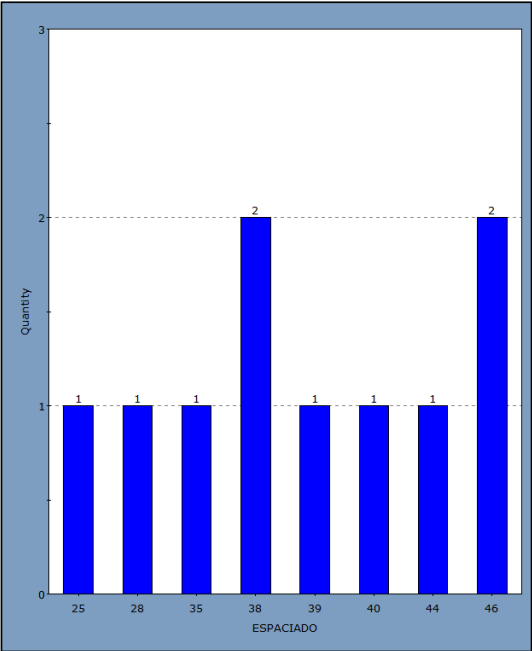


RUGOSIDAD

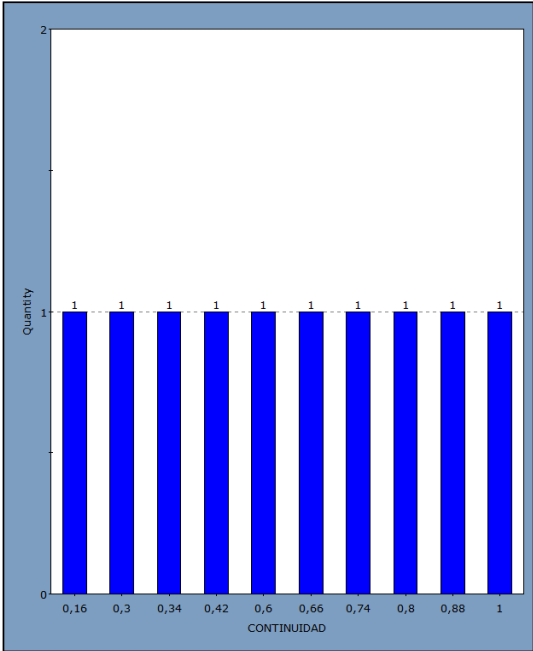


Familia 2

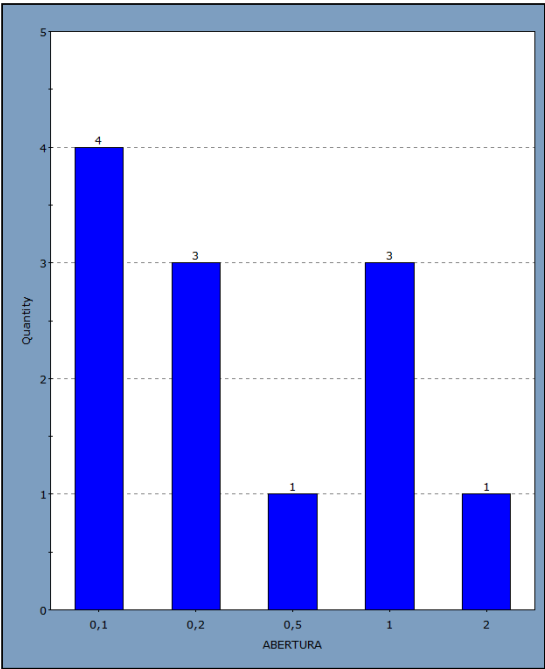
ESPACIADO



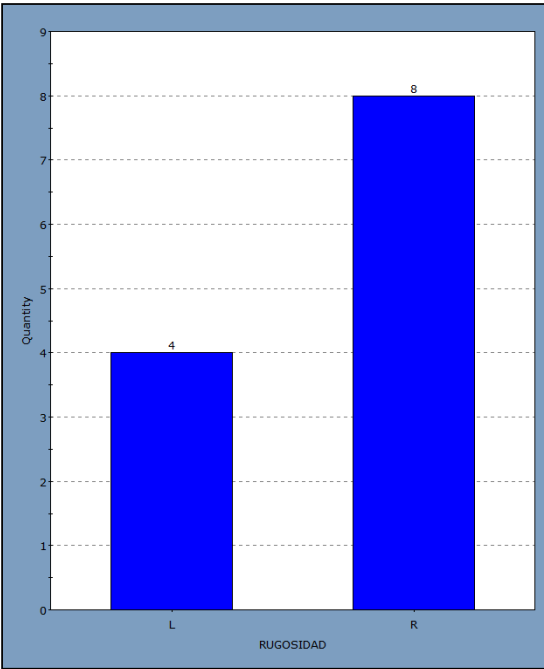
CONTINUIDAD



ABERTURA

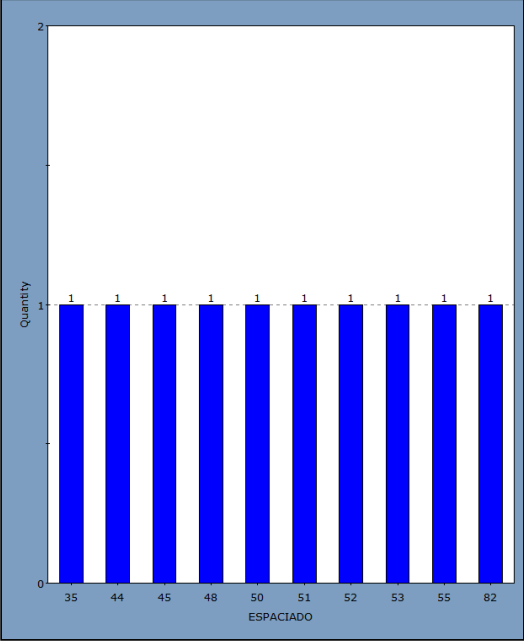


RUGOSIDAD

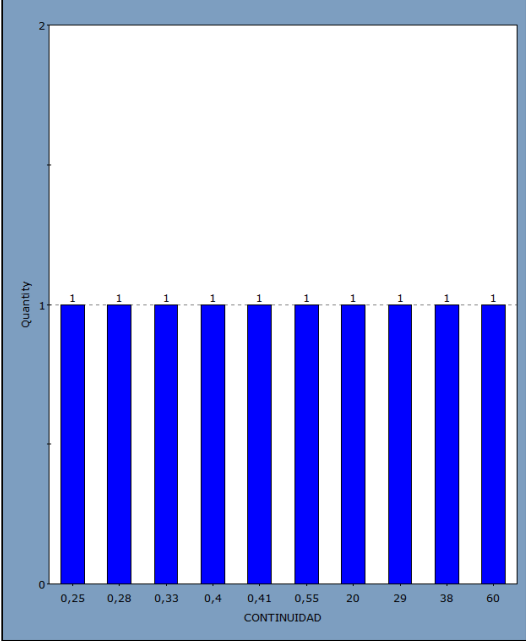


Familia 3

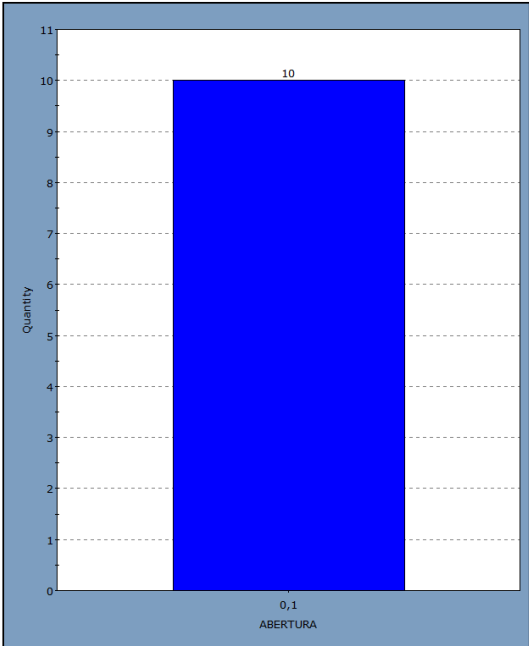
ESPACIADO



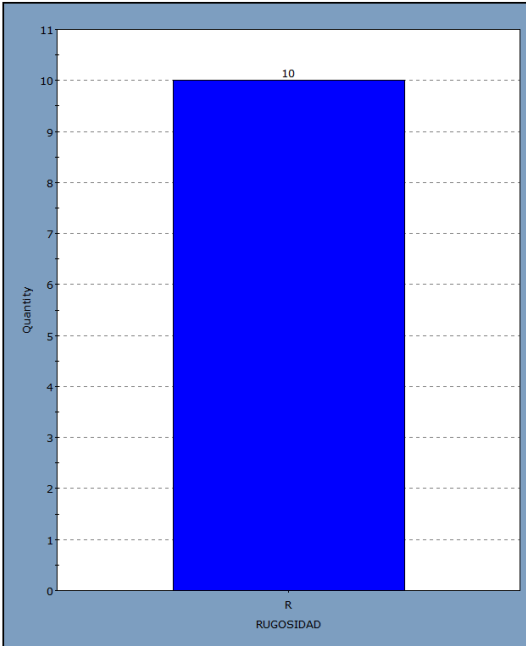
CONTINUIDAD



ABERTURA

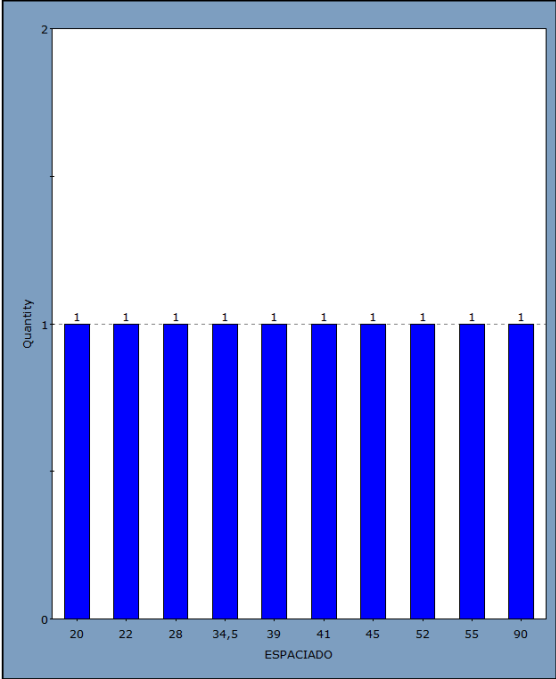


Qualitative Chart of RUGOSIDAD

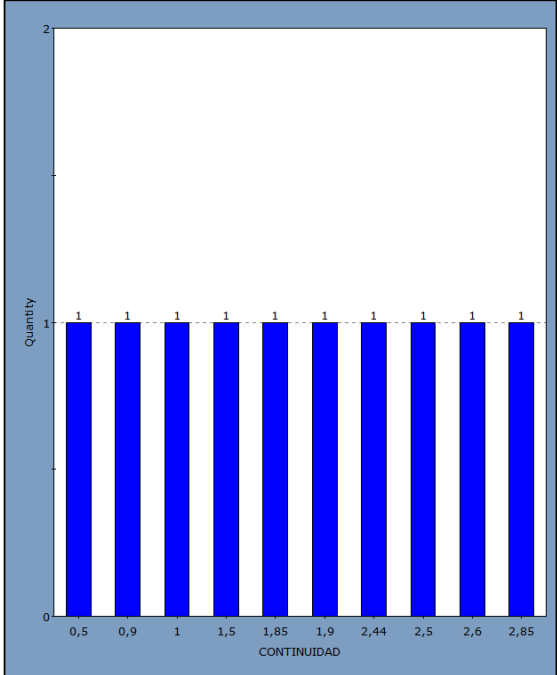


Familia 4

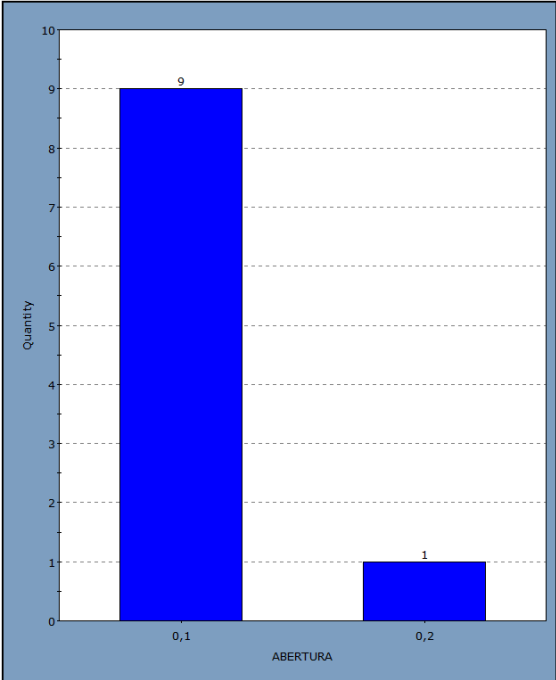
ESPACIADO



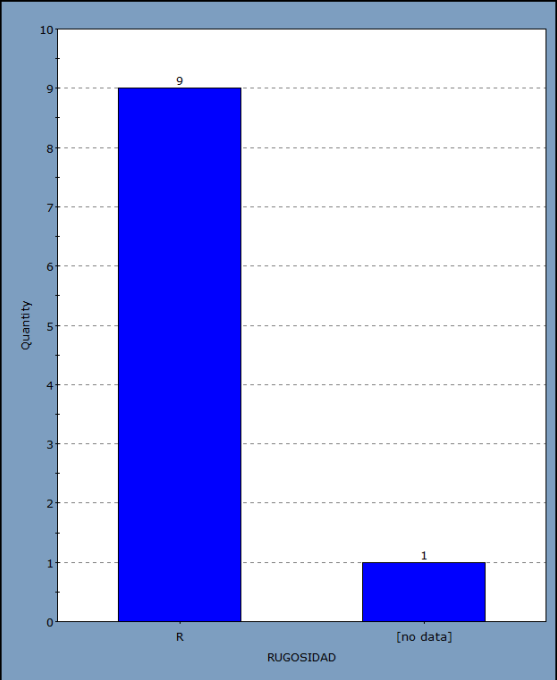
CONTINUIDAD



ABERTURA



RUGOSIDAD



Clasificación geomecánica RMR

Clasificación Geomecánica RMR (Bieniawski, 1989)									
Parámetro			Rango de valores						
1	Resistencia de la roca intacta	Ensayo carga puntual	>10 Mpa	4 - 10 Mpa	2 - 4 Mpa	1 - 2 Mpa	Compresión Simple		
		Compresión simple	>250 Mpa	100 - 250 Mpa	50 - 100 Mpa	25 - 50 Mpa	25 - 5 Mpa	5 - 1 Mpa	<1 Mpa
Puntuación			15	12	7	4	2	1	0
2	RQD		90 - 100%	75 - 90%	50 - 75%	25 - 50%	<25%		
	Puntuación		20	17	13	8	3		
3	Espaciado de las discontinuidades		>2 m	0,6 - 2 m	0,2 - 0,6 m	6 - 20 cm	< 6cm		
	Puntuación		20	15	10	8	5		
4	Estado de las discontinuidades	Longitud de la discontinuidad	< 1 m	1 - 3 m	3 - 10 m	10 - 20 m	> 20 m		
		Puntuación	6	4	2	1	0		
		Abertura	Nada	< 0,1 mm	0,1 - 1,0 mm	1 - 5 mm	> 5 mm		
		Puntuación	6	5	3	1	0		
		Rugosidad	Muy rugosa	Rugosa	Ligeramente rugosa	Ondulada	Suave		
		Puntuación	6	5	3	1	0		
		Relleno	Ninguno	Relleno duro < 5 mm	Relleno duro > 5 mm	Relleno blando < 5 mm	Relleno blando > 5 mm		
		Puntuación	6	4	2	2	0		
		Alteración	Inalterada	Ligeramente alterada	Moderadamente alterada	Muy alterada	Descompuesta		
		Puntuación	6	5	3	1	0		
5	Flujo de agua en las juntas	Relación Pagua/Pprine	0	0 - 0,1	0,1 - 0,2	0,2 - 0,5	> 0,5		
		Condiciones Generales	Completamente secas	Ligeramente húmedas	Húmedas	Goteando	Agua fluyendo		
	Puntuación		15	10	7	4	0		

CALIFICACIÓN			
F-1	F-2	F-3	F-4
Resistencia de la matriz rocosa (Mpa)			
12	12	12	12
RQD			
13	13	17	17
Espaciado de las discontinuidades			
5	10	10	10
Longitud de la discontinuidad			
2	4	6	4
Abertura			
3	3	3	3
Rugosidad			
3	3	3	3
Relleno			
2	2	2	2
Alteración			
5	5	5	5
Flujo de agua en las juntas			
10	10	10	10

Clasificación del macizo rocoso según RMR					
Clase	I	II	III	IV	V
Calidad	Muy buena	Buena	Media	Mala	Muy mala
Puntuación	81 - 100	61 - 80	41 - 60	21 - 40	< 20

RMR Básico			
F-1	F-2	F-3	F-4
55	62	68	66
RMR b = 62			
II - Buena			

Correlaciones utilizadas

Cálculo de RQD



$$RQD = 115 - 3.3J_v \quad \text{para } J_v > 4.5$$

$$RQD = 100 \quad \text{para } J_v \leq 4.5$$

$$J_v = \frac{n.^\circ \text{ de discontinuidades}}{\text{longitud de medida}}$$

RQD familia 1

JV=	17
RQD=	59%

RQD familia 2

JV=	8,1
RQD=	88%

RQD familia 3

JV=	9,6
RQD=	83%

RQD familia 4

JV=	7,8
RQD=	89%

Clasificación de la calidad del macizo rocoso según el índice RQD	
RQD %	Calidad
< 25	Muy mala
25 - 50	Mala
50 - 75	Media
75 - 90	Buena
90 - 100	Muy buena

Correlaciones empíricas del módulo de elasticidad

Macizo Rocosos

$$D = 0 \quad \sigma_{ci} = 0.09 \text{ GPa} \quad GSI = 45 \quad \vartheta = 0.23$$

$$E(\text{GPa}) = \left(1 - \frac{D}{2}\right) * \sqrt{\frac{\sigma_{ci}}{100}} * 10^{\left(\frac{GSI-10}{40}\right)}$$

$$E = 7.11 \text{ GPa}$$

$$E(\text{GPa}) = \left(1 - \frac{D}{2}\right) * 10^{\left(\frac{GSI-10}{40}\right)}$$

$$E = 7.4 \text{ GPa}$$

$$G = \frac{E}{2 * (1 + \vartheta)}$$

$$G = 3.04 \text{ GPa}$$

Roca Intacta

$$E = E * 2.5$$

$$E = 18.47 \text{ GPa}$$

$$G = \frac{E}{2 * (1 + \nu)}$$

$$G = 7.62 \text{ Gpa}$$

Estimación del peso específico y coeficiente de Poisson del macizo rocoso

A través de un análisis de investigaciones se determinó que la matriz rocosa es Andesita, de esta manera se estimó el valor del peso específico y coeficiente de Poisson.

Peso específico(kN/m³) = 22.8

Coficiente de Poisson = 0.23

CUADRO 3.2

Valores típicos del peso específico y porosidad de las rocas

Roca	Peso específico (g/cm ³)	Porosidad (%)
Andesita	2,2-2,35	10-15
Ambonita	2,9-3,0	—
Arenisca	2,3-2,6	5-25 (16,0)
Basalto	2,7-2,9	0,1-2
Caliza	2,3-2,6	5-20 (11,0)
Carbón	1,0-2,0	10
Cuarcita	2,6-2,7	0,1-0,5
Creta	1,7-2,3	30
Diabasa	2,9	0,1
Diorita	2,7-2,85	—
Dolomía	2,5-2,6	0,5-10
Esquistos	2,5-2,8	3
Gabro	3,0-3,1	0,1-0,2
Gneiss	2,7-3,0	0,5-1,5
Granito	2,6-2,7	0,5-1,5 (0,9)
Grauvaca	2,8	3
Mármol	2,6-2,8	0,3-2 (0,6)
Lutita	2,2-2,6	2-15
Pizarra	2,5-2,7	0,1-1
Riolita	2,4-2,6	4-6
Sal	2,1-2,2	5
Toba	1,9-2,3	14-40
Yeso	2,3	5

Entre paréntesis algunos valores medios de porosidad eficaz.
 Datos seleccionados a partir de Goodman (1989), Rahn (1986), Walthan (1999), Farmer (1968).

CUADRO 3.15

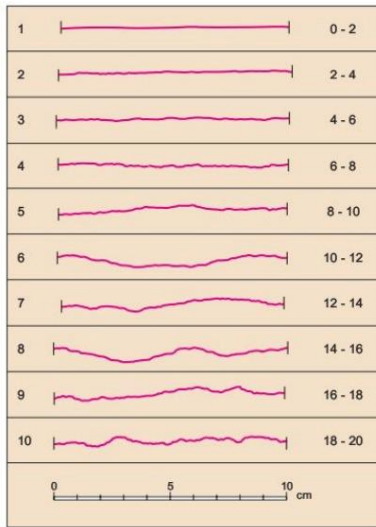
Constantes elásticas de las rocas

Roca intacta	Módulo de elasticidad estático, E (kg/cm ² × 10 ⁸)	Módulo de elasticidad dinámico, E_d (kg/cm ² × 10 ⁸)	Coficiente de Poisson, ν
Andesita	3,0-4,0		0,23-0,32
Ambonita	1,3-9,2	4,6-10,5	
Anhidrita	0,15-7,6		0,1-0,4 (0,24-0,31)
Arenisca	0,3-6,1	0,5-5,6	0,19-0,38 (0,25)
Basalto	3,2-10	4,1-8,7	0,12-0,33 (0,25-0,30)
Caliza	1,5-9,0 (2,9-6,0)	0,8-9,9	0,08-0,24 (0,11-0,15)
Cuarcita	2,2-10 (4,2-8,5)		0,28
Diabasa	6,9-9,6	6,0-9,8	0,29-0,34
Diorita	0,2-1,7	2,5-4,4	0,12-0,20
Dolomía	0,4-5,1	2,2-8,6	0,08-0,40 (0,20-0,30)
Gabro	1-6,5		0,01-0,31 (0,12)
Gneiss	1,7-8,1 (5,3-5,5)	2,5-10,5	0,1-0,4 (0,18-0,24)
Esquistos	0,6-3,9 (2,0)		0,25
Granito	1,7-7,7	1,0-8,4	0,25-0,29
Grauvaca	4,7-6,3	2,3-10,7	
Limolita	5,3-7,5	0,7-6,5	0,25
Lutita	0,3-2,2	1,0-7,0	0,1-0,4 (0,23)
Marga	0,4-3,4	1,0-4,9	
Mármol	2,8-7,2		0,1-0,4 (0,23)
Micaesquistos	0,1-2,0		
Pizarra	0,5-3,0		0,22
Sal	0,5-2,0		0,24-0,29
Toba	0,3-7,6		
Yeso	1,5-3,6		

Valores máximos y mínimos. Valores medios entre paréntesis.
 Datos seleccionados a partir de Rahn (1986), Johnson y De Graff (1988), Goodman (1989), Walthan (1999), Duncan (1999).

Parámetros necesarios para encontrar los valores de cohesión y fricción del macizo rocoso.

Coefficiente de rugosidad de la junta, JRC



$$JRC_o = 6$$

Resistencia a la compresión de las paredes de la discontinuidad. JCS

$$\log(JCS) = 0.0088 * \gamma r + 1.01$$

Familia 1

$$Ln = 4.8 \text{ m}$$

$$\gamma = 28 \text{ kN/m}^3$$

$$Lo = 0.10 \text{ m}$$

$$r = 32$$

$$JRC_n = JRC_o * \left(\frac{Ln}{Lo}\right)^{-0.02JRC_o}$$

$$JRC_n = 3.771$$

$$\log(JCS_o) = 0.00088 * \gamma * r + 1.01$$

$$JCS_o = 62.87 \text{ MN/m}^2$$

$$JCS_n = JCS_o * \left(\frac{Ln}{Lo}\right)^{-0.03JCS_o}$$

$$JCS_n = 0.042 \text{ MN/m}^2$$

Familia 2

$$Ln = 2.6 \text{ m}$$

$$\gamma = 28 \text{ kN/m}^3$$

$$Lo = 0.10 \text{ m}$$

$$r = 42$$

$$JRC_n = JRC_o * \left(\frac{Ln}{Lo}\right)^{-0.02JRC_o}$$

$$JRC_n = 4.058$$

$$\log(JCS_o) = 0.00088 * \gamma * r + 1.01$$

$$JCS_o = 1110.88 \text{ MN/m}^2$$

$$JCS_n = JCS_o * \left(\frac{Ln}{Lo}\right)^{-0.03JCS_o}$$

$$JCS_n = 0.002 \text{ MN/m}^2$$

Familia 3

$$Ln = 0.6 \text{ m} \quad \gamma = 28 \text{ kN/m}^3 \quad Lo = 0.10 \text{ m} \quad r = 38$$

$$JRC_n = JRC_o * \left(\frac{Ln}{Lo}\right)^{-0.02JRC_o}$$

$$JRC_n = 4.839$$

$$\log(JCS_o) = 0.00088 * \gamma * r + 1.01$$

$$JCS_o = 88.37 \text{ MN/m}^2$$

$$JCS_n = JCS_o * \left(\frac{Ln}{Lo}\right)^{-0.03JCS_o}$$

$$JCS_n = 0.764 \text{ MN/m}^2$$

Familia 4

$$Ln = 1 \text{ m} \quad \gamma = 28 \text{ kN/m}^3 \quad Lo = 0.10 \text{ m} \quad r = 31$$

$$JRC_n = JRC_o * \left(\frac{Ln}{Lo}\right)^{-0.02JRC_o}$$

$$JRC_n = 4.55$$

$$\log(JCS_o) = 0.00088 * \gamma * r + 1.01$$

$$JCS_o = 59.40 \text{ MN/m}^2$$

$$JCS_n = JCS_o * \left(\frac{Ln}{Lo}\right)^{-0.03JCS_o}$$

$$JCS_n = 0.98 \text{ MN/m}^2$$

Donde:

JRC_o: coeficiente de rugosidad de la discontinuidad

JCS_n: resistencia a la compresión de las paredes de la discontinuidad

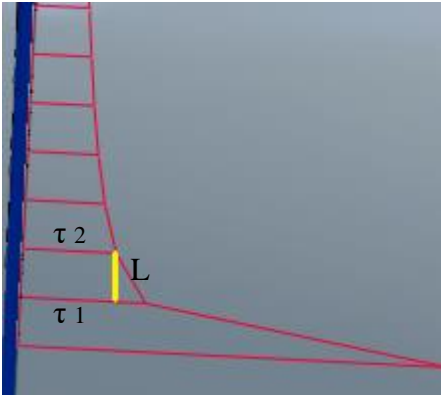
r: valor de rebote del esclerómetro sobre la junta en estado natural

γroca: peso específico de la roca

Ln: longitud de la continuidad de la junta

Lo: longitud equivalente a 10cm

Cálculo de factor de seguridad Método Join Rock Mass



La fuerza resistente es igual al área del trapecio que se forma con el esfuerzo (τ) y la longitud L.

Cálculo de factor de seguridad 2D Método Join Rock Mass

X (m)	Y (m)	Esfuerzo (kPa)	Longitud (m)	Fuerza resistente (kN)
58.59	11.73	-167.70	1.54	-155.39
59.67	12.83	-34.33	1.54	-155.39
60.74	13.93	-33.59	1.54	-52.24
61.82	15.03	-35.69	1.54	-53.29
62.89	16.13	-37.46	1.54	-56.27
63.97	17.23	-39.06	1.54	-58.86
65.05	18.33	-40.03	1.54	-60.83
66.12	19.43	-40.74	1.54	-62.12
67.20	20.53	-40.55	1.54	-62.53
68.27	21.63	-40.87	1.54	-62.62
69.35	22.73	-40.74	1.54	-62.77
70.42	23.83	-39.96	1.54	-62.07
71.50	24.93	-38.34	1.54	-60.22
72.57	26.03	-36.99	1.54	-57.94
73.65	27.13	-35.11	1.54	-55.46
74.72	28.23	-33.17	1.54	-52.52
75.80	29.33	-30.16	1.54	-48.71
76.87	30.43	-24.56	1.54	-42.09
77.95	31.53	-14.05	1.54	-29.70
79.03	32.63	-2.40	1.54	0.00
80.10	33.73	9.18		0.00
$\Sigma=$				-1251.00

X (m)	Y (m)	Esfuerzo cortante (kPa)	Longitud (m)	Fuerza actuante (kN)
58.59	11.73	76.56	1.54	73.71
59.67	12.83	19.27	1.54	73.71
60.74	13.93	14.81	1.54	26.22
61.82	15.03	12.53	1.54	21.03
62.89	16.13	11.11	1.54	18.18
63.97	17.23	10.03	1.54	16.26
65.05	18.33	9.19	1.54	14.79
66.12	19.43	8.52	1.54	13.63
67.20	20.53	7.89	1.54	12.62
68.27	21.63	7.35	1.54	11.72
69.35	22.73	6.84	1.54	10.91
70.42	23.83	6.35	1.54	10.15
71.50	24.93	5.86	1.54	9.39
72.57	26.03	5.48	1.54	8.72
73.65	27.13	5.13	1.54	8.16
74.72	28.23	4.87	1.54	7.69
75.80	29.33	4.61	1.54	7.29
76.87	30.43	4.40	1.54	6.93
77.95	31.53	4.34	1.54	6.72
79.03	32.63	4.31	1.54	6.65
80.10	33.73	4.34		0.00
$\Sigma=$				364.48

F.S.=	$\frac{\text{Fuerza resistente}}{\text{Fuerza actuante}}$
F.S.=	3.43

Cálculo de factor de seguridad 3D Método Join Rock Mass

X (m)	Y (m)	Esfuerzo (kPa)	Longitud (m)	Fuerza resistente(kN)
59.74	14.88	-214.05	1.97	-394.21
61.47	15.82	-186.19	1.97	-394.22
63.20	16.76	-158.33	1.97	-339.34
64.93	17.71	-149.46	1.97	-303.16
66.66	18.65	-134.41	1.97	-279.61
68.39	19.59	-121.58	1.97	-252.14
70.11	20.53	-108.12	1.97	-226.26
71.84	21.48	-101.53	1.97	-206.49
73.57	22.42	-97.56	1.97	-196.10
75.30	23.36	-81.46	1.97	-176.33
77.03	24.31	-72.84	1.97	-151.98
78.76	25.25	-62.29	1.97	-133.11
80.49	26.19	-58.89	1.97	-119.36
82.22	27.13	-46.94	1.97	-104.24
83.95	28.08	-40.79	1.97	-86.41
85.68	29.02	-30.12	1.97	-69.84
87.41	29.96	-19.22	1.97	-48.60
89.14	30.91	-14.76	1.97	-33.47
90.87	31.85	-6.70	1.97	-21.14
92.60	32.79	-1.53	1.97	0.00
94.33	33.73	3.11	0.00	0.00
Σ=				-3535.99

X (m)	Y (m)	Esfuerzo cortante (kPa)	Longitud (m)	Fuerza actuante(kN)
59.74	14.88	58.88	1.97	108.21
61.47	15.82	50.99	1.97	108.21
63.20	16.76	43.10	1.97	92.67
64.93	17.71	38.14	1.97	80.02
66.66	18.65	33.35	1.97	70.42
68.39	19.59	27.97	1.97	60.40
70.11	20.53	24.58	1.97	51.77
71.84	21.48	21.98	1.97	45.87
73.57	22.42	20.10	1.97	41.45
75.30	23.36	17.61	1.97	37.15
77.03	24.31	16.05	1.97	33.15
78.76	25.25	14.37	1.97	29.96
80.49	26.19	13.51	1.97	27.46
82.22	27.13	12.53	1.97	25.65
83.95	28.08	11.90	1.97	24.06
85.68	29.02	11.17	1.97	22.72
87.41	29.96	10.53	1.97	21.38
89.14	30.91	10.09	1.97	20.32
90.87	31.85	9.81	1.97	19.60
92.60	32.79	9.55	1.97	19.07
94.33	33.73	9.33	0.00	0.00
Σ=				939.53

F.S.=	$\frac{\text{Fuerza resistente}}{\text{Fuerza actuante}}$
--------------	---

F.S.=	3.76
--------------	------