

Diseño geotécnico para la explotación subterránea de caserones en vetas angostas

Geotechnical design for underground mining of stopes in narrow veins

Nelson Jesús Ramos Armijos^{1,a}, Julia Marilú Calderón Celis^{2,b}, Diego Geovanny Ramos Armijos^{2,c}

Recibido: 16/12/2023 - Aprobado: 20/02/2024 – Publicado: 12/06/2024

RESUMEN

Los yacimientos minerales en Ecuador están asociados a vetas angostas cuya roca encajonante se encuentra influenciada por juntas y tensiones que son fuentes de debilidad, lo cual debe ser estudiado para una explotación subterránea segura. Por lo tanto, el objetivo de esta investigación es elaborar el diseño geotécnico para el minado subterráneo de un caserón en veta angosta. Para ello, se caracterizó el macizo rocoso a través de clasificaciones geomecánicas y se evaluó su estabilidad mediante el Gráfico de Mathews. Se examinó el estado tensional, desplazamientos y factor de seguridad utilizando criterios de rotura y el software RS2; además, se diseñó el sostenimiento según la calidad del macizo rocoso y la secuencia de minado. Los resultados indican que el tamaño máximo del caserón es de 54 m de altura, 1.75 m de ancho y 79 m de longitud; y el sostenimiento diseñado ha estabilizado las galerías. Asimismo, los resultados revelan que las juntas controlan la distribución de tensiones, lo que provoca su disminución y deterioro en la resistencia del macizo rocoso; mientras que la estabilidad del caserón disminuye al aumentar su profundidad, en cambio, el espesor de la zona plástica aumenta con dicho incremento y el desplazamiento no está influenciado por la profundidad del rebaje.

Palabras claves: Caserón, macizo rocoso, discontinuidades, caja techo, caja piso, veta angosta.

ABSTRACT

The ore deposits in Ecuador are associated with narrow veins whose rock host is influenced by joints and stress that are sources of weakness, which needs to be studied for safe underground exploitation. Therefore, the objective of this research is to elaborate the geotechnical design for the underground mining stope in a narrow vein. For this purpose, the rocky massif was characterized using geomechanical classifications and its stability by means of Mathews' Graph. In addition, stress field, displacements and strength factor were examined using the failure criterion and RS2 software; additionally, the support was designed based on the quality of the rock mass and the mining method's sequence. Also the results reveal that joints control the distribution of stress causing a decrease in these and strength of rock mass deteriorates; whereas, stability stope decreases as its depth increases, conversely, the thickness of plastic zone increases with such an increase and the displacement isn't influenced by the depth of stope undercutting.

Keywords: Stope, rock mass, joints, hanging wall, footwall, narrow vein.

1 Universidad Técnica Particular de Loja, Facultad de Ingenierías y Arquitectura. Loja, Ecuador.

2 Universidad Nacional Mayor de San Marcos. Lima, Perú.

a Autor para correspondencia: njramos1@utpl.edu.ec; nramos_5215@hotmail.com - ORCID: <https://orcid.org/0000-0001-9188-6422>

b E-mail: jcalderond2@unmsm.edu.pe - ORCID: <https://orcid.org/0000-0002-1374-9307>

c E-mail: diegogeovanny.ramos@unmsm.edu.pe - ORCID: <https://orcid.org/0009-0003-3646-8932>

I. INTRODUCCIÓN

El agotamiento de los recursos minerales cercanos a la superficie ha llevado a optar por métodos subterráneos para la explotación de los yacimientos (Ghorbani et al., 2023); no obstante, su inestabilidad inherente condiciona las operaciones mineras (Giraldo, 2016). En este sentido, Abdellah et al. (2020) evaluaron la estabilidad en la pared colgante de una mina situada en Canadá, cuyo yacimiento presenta un buzamiento pronunciado y vetas angostas polimetálicas, mediante el método de elementos finitos. Hefni et al. (2020) analizaron la estabilidad en la caja techo en relación con la inclinación y geometría del yacimiento en una mina subterránea de veta angosta, utilizando modelado numérico. Belizario et al. (2020) propusieron un modelo que emplea métodos empíricos y numéricos para optimizar la estabilidad de rebajes subterráneos en vetas angostas en la Compañía Minera Scorpión, ubicada en Perú. Puentes et al. (2018) examinaron la influencia de las discontinuidades en el estado tensional y estabilidad

de pilares de roca en un yacimiento en Chile, utilizando modelado numérico bidimensional. Por lo tanto, el objetivo de esta investigación es elaborar el diseño geotécnico para la explotación subterránea de un caserón en una veta angosta de una mina localizada en el Distrito San Gerardo en Ecuador.

1.1 Ubicación y contexto geológico

El área de estudio se encuentra al Sur del Ecuador, en la provincia del Azuay, específicamente en el sector de San Gerardo (ver Figura 1a). Su entorno geológico (ver Figura 1b) está asociado a una secuencia basáltica de la Unidad Pallatanga (Instituto de Investigación Geológico y Energético, 2017). Localmente, la veta se extiende en dirección Norte-Sur, con un buzamiento de 65° a 75° y una potencia que varía entre 1.75 m y 2.50 m (ver Figuras 2a-2b). Presenta relleno de cavidades y drusas (ver Figura 2c), así como texturas bandeada (ver Figura 2d), sulfuros y silicatos (ver Figuras 2e-2f). Su análisis mineralógico bajo microscopio se ilustra en la Figura 3.

Figura 1

a. Ubicación del área de estudio - b. Geología Regional del Distrito Minero San Gerardo.

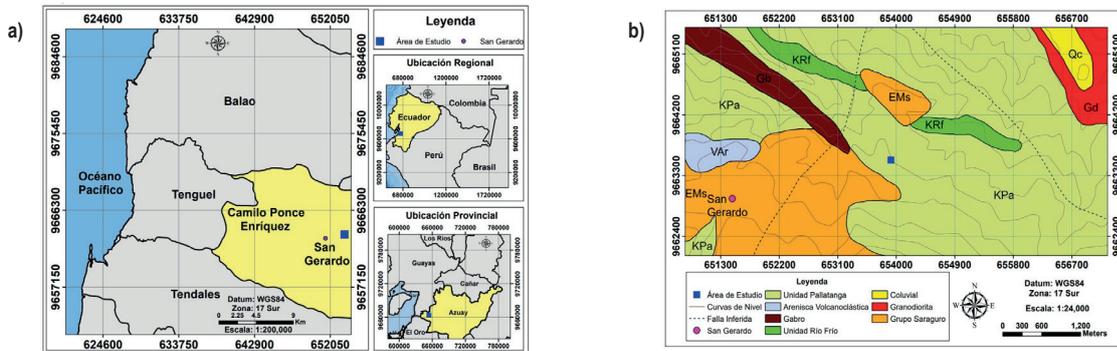


Figura 2

a – b) Orientación y geometría de veta. c) Drusa de cuarzo. d) Textura bandeada. e – f) Asociación mineralógica calcopirita, bornita, galena, pirita, cuarzo.

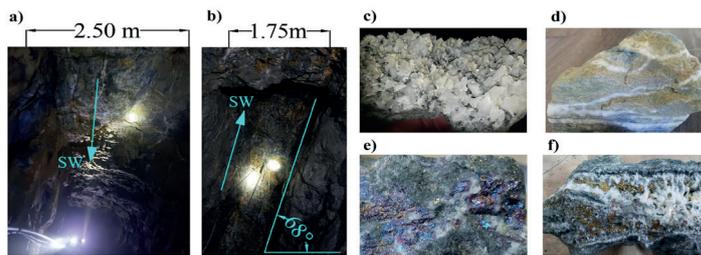
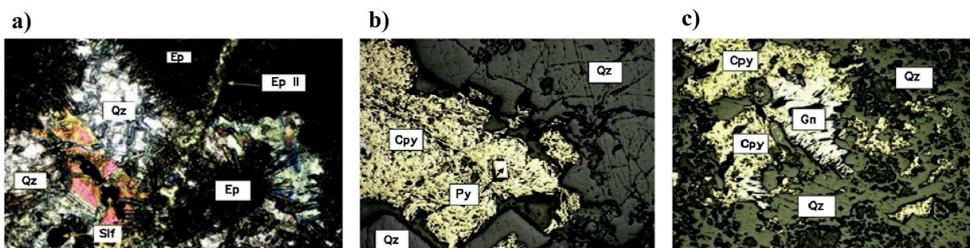


Figura 3

Mineralogía de veta determinada por microscopio.



Nota: Se observa epidota (Ep), cuarzo (Qz) con cristales idiomorfos subverticales, esfalerita (Sif) (a), galena (Gn), calcopirita (Cpy) de textura masiva y pirita (Py) (b-c)

II. METODOLOGÍA

2.1 Tipo y diseño de la investigación

Esta investigación es de tipo aplicada, con un diseño cuasiexperimental y transversal.

2.2 Técnicas de recolección de datos

Se empleó el cartografiado geomecánico para el levantamiento de información en campo en las labores mineras, utilizando clasificaciones geomecánicas como el Rock Mass Rating (RMR) de Bieniawski (1989), el Q de Barton et al. (1974), y el Índice de Resistencia Geológica (GSI) de Marinos & Hoek (2000).

III. RESULTADOS

3.1 Caracterización geomecánica del caserón

La calidad del macizo rocoso (ver Figura 4), a través de su caracterización geomecánica, indica que la roca es regular en la Galería Nivel 1 y buena en el resto de labores mineras, según Bieniawski (1989), y buena conforme al Índice Q de Barton et al. (1974); intacta o masiva (IM) / buena (B) a intacta o masiva (IM) / regular (R) de acuerdo con el GSI de Marinos & Hoek (2000).

3.2 Análisis de estabilidad del caserón

Para establecer las dimensiones óptimas del caserón, se realizó un análisis utilizando el Método Gráfico de Estabilidad de Mathews et al. (1981), teniendo en cuenta las superficies del rebaje.

3.2.1 Determinación del radio hidráulico (RH)

Se denomina radio hidráulico al cociente entre el área y el perímetro de la superficie del caserón analizada (ver Figura 5). Su valor (ver Tabla 1) se calcula por medio de la Ecuación 1 (Mawdesley et al., 2001).

$$RH = \frac{\text{Área}}{\text{Perímetro}} \quad (1)$$

3.2.2 Número de estabilidad "N"

El número de estabilidad "N" representa la capacidad de resistencia del macizo rocoso bajo una determinada condición de esfuerzo (Mawdesley et al., 2001) y queda definido por la Ecuación 2.

$$N' = Q' * A * B * C \quad (2)$$

Donde Q' representa Q de Barton et al. (1974) modificado. El factor de ajuste de tensiones en la roca A es una función de la relación entre la resistencia no confinada de la roca intacta σ_c y la tensión principal inducida σ_1 , se expresa mediante la Ecuación 3 (Pagé et al., 2021). B es el factor que toma en cuenta a la familia de discontinuidades más desfavorable con respecto a la superficie del rebaje y C es el factor basado en el efecto que ejerce la gravedad sobre la estabilidad del caserón.

$$A = \begin{cases} 1.0 & \text{para } \sigma_c/\sigma_1 > 10 \\ 0.1125(\sigma_c/\sigma_1) - 0.125 & \text{para } 10 > \sigma_c/\sigma_1 > 2 \\ 0.1 & \text{para } \sigma_c/\sigma_1 < 2 \end{cases} \quad (3)$$

Los valores para Q' en cada superficie se detalla en la Tabla 2, considerando el índice de calidad de la roca "RQD", índice de diaclasado "Jn", rugosidad "Jr" y alteración "Ja" de las discontinuidades.

La determinación del factor A toma en cuenta los parámetros descritos en la Tabla 3, mientras que, en las Tablas 4 - 5 y Figuras 6 - 7 se indican los cálculos para esfuerzos inducidos y factor A en cada superficie.

El valor de σ_1 (ver Tabla 5) y la relación σ_1/σ_v (ver Figura 7) para la caja techo y piso en el plano vertical es negativo; por lo tanto, Mathews et al. (1981), Stewart & Forsyth (1995) manifiestan que en este caso el factor A es igual a 1.

Para determinar el factor B se elaboró estereogramas (ver Figura 8) en el software Dips de Rocscience con la finalidad de medir el ángulo α comprendido entre la familia de discontinuidades más desfavorable con respecto a las superficies del caserón. Los valores encontrados para el factor B se muestran en la Figura 9.

Figura 4
Zonificación geomecánica del macizo rocoso.

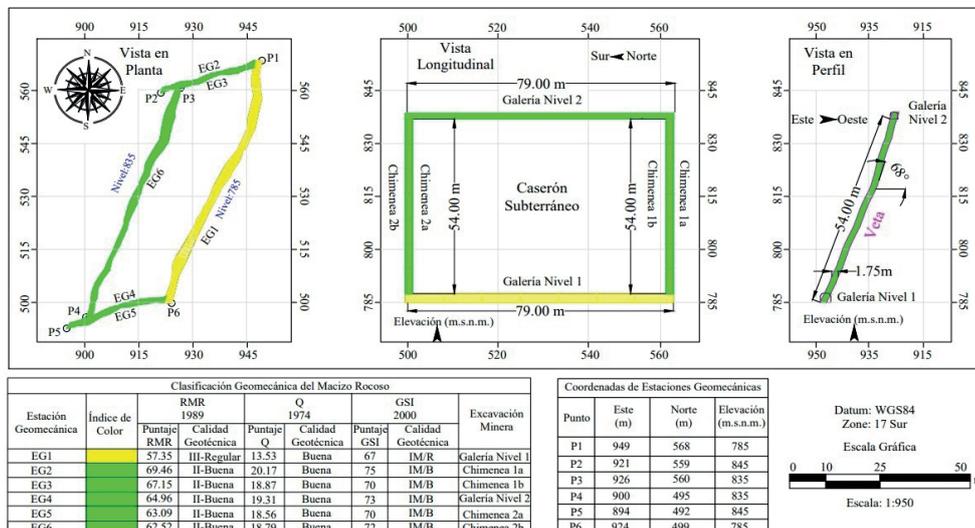
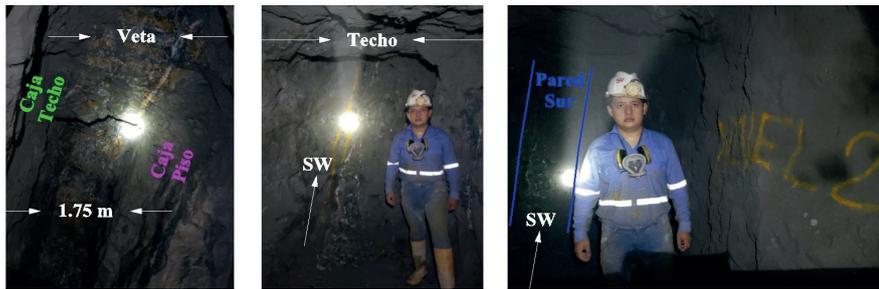


Figura 5
Superficies del caserón – caja techo, caja piso, techo, pared sur.



Nota: SW (Suroeste – Dirección de Minado)

Tabla 1
Valores de RH para superficies del caserón.

Superficie	Alto (m)	Ancho (m)	Largo (m)	Perímetro (m)	Área (m ²)	Radio Hidráulico (m)
Pared norte	54.00	1.75	-	111.50	94.50	0.85
Pared sur	54.00	1.75	-	111.50	94.50	0.85
Caja techo	54.00	-	79.00	266.00	4,266.00	16.04
Caja piso	54.00	-	79.00	266.00	4,266.00	16.04
Techo	-	1.75	79.00	161.50	138.25	0.86

Tabla 2
Valores de Q' para superficies del caserón.

Superficie	RQD / Jn	Jr / Ja	Q'
Caja techo	38.13	0.75	28.59
Caja piso	37.50	0.75	28.13
Pared norte	20.50	1.00	20.50
Pared sur	20.50	1.00	20.50
Techo	37.95	0.75	28.46

Tabla 3
Valores para cálculo de factor A.

Parámetros	Metodología para obtención de valor	Valor	Unidad
Profundidad (h)	Mediante topografía	165.00	m
Peso específico (γ)	Laboratorio	28.57	kN / m ³
Esfuerzo vertical (σ_v)	Sheorey (1994)	4,713.56	kPa
		4.71	MPa
Módulo de deformación (E_m)	Hoek et al. (2002)	25,635.93	MPa
		25.64	GPa
Relación de esfuerzos (K)	Sheorey (1994)	1.52	-
Esfuerzo horizontal (σ_h)	Wu et al. (2019)	6.30	MPa
UCS techo		178.00	MPa
UCS caja techo	Laboratorio – Ensayos de resistencia a la compresión uniaxial de la roca (UCS)	181.00	MPa
UCS caja piso		193.00	MPa
UCS pared norte – sur		130.00	MPa

Tabla 4

Cálculo de esfuerzos inducidos y factor A en techo y pared norte – sur del caserón.

Descripción	Valor		Unidad	Dimensiones de superficie y esquema de esfuerzos	
	Techo	Pared Norte y Sur		Techo	Pared Norte y Sur
Altura (H)	54.00	79.00	m		
Ancho (W)	1.75	1.75	m		
Relación H / W	30.86	45.14	-		
Esfuerzo vertical (σ_v)	4.71	7.15	MPa		
Esfuerzo horizontal (σ_{h1})	7.15	7.15	MPa		
Relación (σ_{h1} / σ_v) (K)	1.52	1.00	-		
Relación (σ_1 / σ_v) obtenida de Figura 6a	7.10	4.80	-		
Esfuerzo inducido (σ_1)	33.47	34.32	MPa		
Resistencia a compresión Uniaxial (UCS)	178.00	130.00	MPa		
Relación (UCS / σ_1)	5.32	3.79	-	Factor A = 0.48	Factor A = 0.29

Tabla 5

Cálculo de esfuerzos inducidos y factor A en caja techo y piso del caserón.

Descripción	Valor		Unidad	Dimensiones de superficies y esquema de esfuerzos de esfuerzos	
	Plano Vertical	Plano Horizontal		Caja Techo y Piso Plano Vertical	Caja Techo y Piso Plano Horizontal
Altura (H)	54.00	79.00	m		
Ancho (W)	1.75	1.75	m		
Relación H / W	30.86	45.14	-		
Esfuerzo vertical (σ_v)	4.71	7.15	MPa		
Esfuerzo horizontal (σ_{h1})	7.15	7.15	MPa		
Relación (σ_{h1} / σ_v) (K)	1.52	1.00	-		
Relación (σ_1 / σ_v) obtenida de Figura 7	-0.65 (Zona de Tensión)	0.10	-		
Esfuerzo inducido (σ_1)	-2.50	0.72	MPa		
Resistencia a compresión uniaxial (UCS)	187.00	187.00	MPa		
Relación (UCS / σ_1)	-74.85	261.52	-	Factor A = 1	Factor A = 1

Figura 6

a) Determinación de σ_1 / σ_v - b) Evaluación de factor A en techo y pared norte-sur.

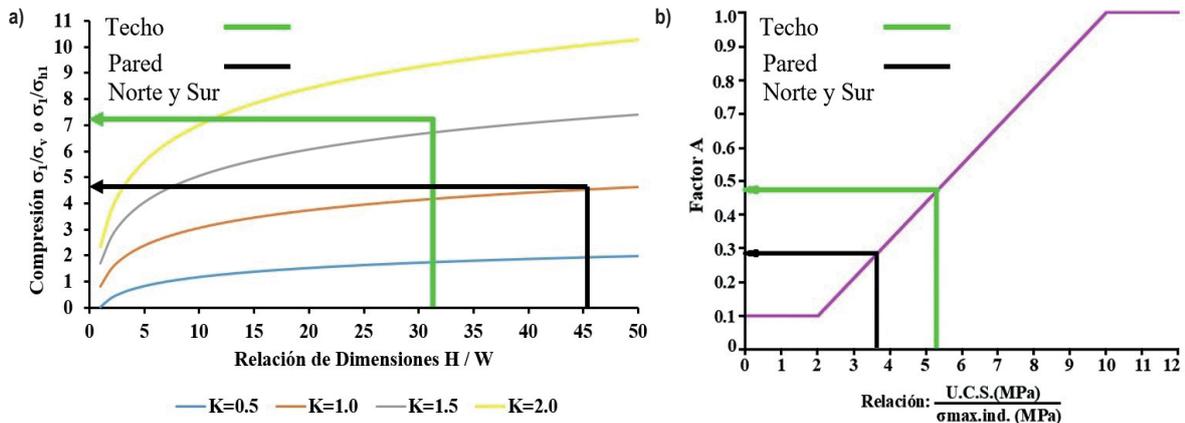


Figura 7
Determinación de σ_1/σ_v en caja techo y piso.

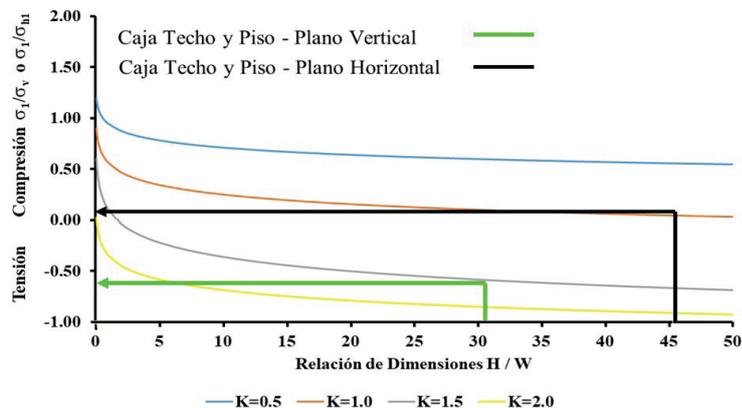
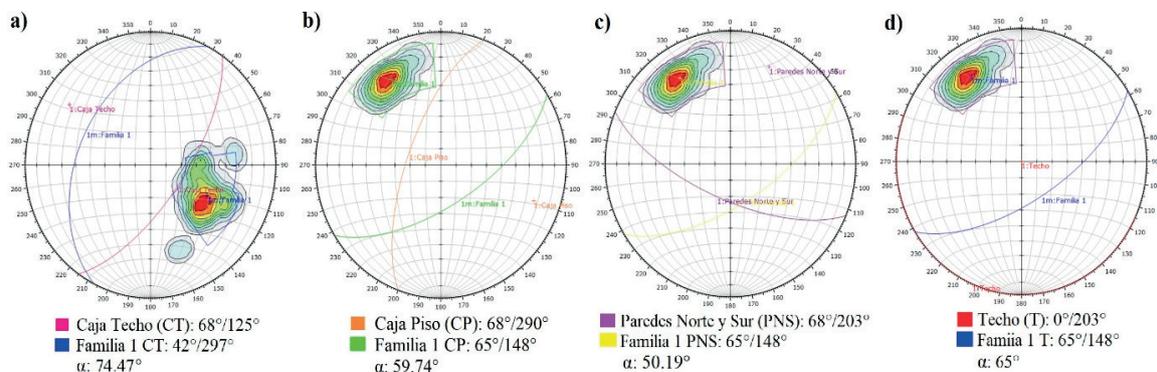
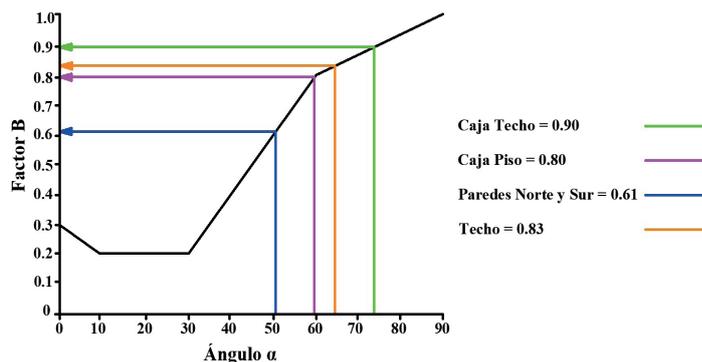


Figura 8
Valores de ángulo α para superficies del caserón.



Nota: a) Caja techo, b) Caja piso, c) Paredes norte, sur. d) Techo.

Figura 9
Determinación de factor B.



En cuanto a la evaluación del factor C (ver Tabla 6), el tipo de falla presente en el caserón es lajamiento, por lo tanto, se ha calculado este factor con la Ecuación 4 (Mawdesley et al., 2001).

$$C = 8 - 7 \cos(\theta) \quad (4)$$

Determinado Q' y los factores A, B, C se calcula N' (ver Tabla 7). De acuerdo a las dimensiones propuestas para el diseño de la unidad de explotación de 54 m de altura, 1.75

m de ancho, 79 m de longitud y buzamiento de 68° (ver Figura 10a) se establece que el caserón permanece estable (ver Figura 10b).

3.3 Modelamiento numérico

Se desarrolló en el software RS2 de Rocscience utilizando el método de elementos finitos para evaluar el factor de seguridad, desplazamientos y tensiones. Los datos de entrada se asignaron conforme a las unidades geotécnicas indicadas

en la Tabla 8 y Figura 11, cuyas propiedades se obtuvieron mediante el criterio de rotura de Hoek et al. (2002), ensayos de laboratorio y el software RSDData de Rocscience.

3.4 Diseño geotécnico y de sostenimiento para la explotación subterránea

El método de explotación subterránea a emplear es el Almacenamiento Provisional, el cual se aplica en yacimientos de vetas angostas con un buzamiento pronunciado, donde la roca en la caja techo y caja piso es competente y poseen suficiente resistencia para ser autosoportadas. Además, el mineral es competente y puede permanecer dentro del caserón, funcionando como plataforma para la secuencia de minado.

3.4.1 Diseño geotécnico de pilares de roca

Lunder & Pakalnis (1997) desarrollaron una metodología para calcular la resistencia de los pilares "Ps" (Ecuación 5) a partir de un estudio detallado y la combinación de 178 datos históricos. Esta metodología fue utilizada en el diseño de pilares, considerando tanto la geometría como el confinamiento del pilar, a través de la resistencia del macizo rocoso in situ y la variación de la resistencia del pilar como resultado del cambio en su forma.

$$P_s = (0.44 * UCS) * (0.68 + 0.52 * \kappa) \tag{5}$$

Tabla 6
Cálculo de factor C.

Superficie	Buzamiento θ (°)	Factor C
Caja techo	68.00	5.37
Caja piso	68.00	5.37
Pared norte – sur	68.00	5.37
Techo	0.00	1.00

Tabla 7
Cálculo de número de estabilidad N'.

Superficie	Radio (m)	Hidráulico	Q'	Factor A	Factor B	Factor C	N'
Caja techo	16.04		28.59	1.00	0.90	5.37	138.19
Caja piso	16.04		28.13	1.00	0.80	5.37	120.83
Pared norte	0.85		20.50	0.29	0.61	5.37	19.47
Pared sur	0.85		20.50	0.29	0.61	5.37	19.47
Techo	0.86		28.46	0.48	0.83	1.00	11.34

Figura 10

a) Dimensiones y geometría de caserón. - b) Gráfico de estabilidad para superficies.

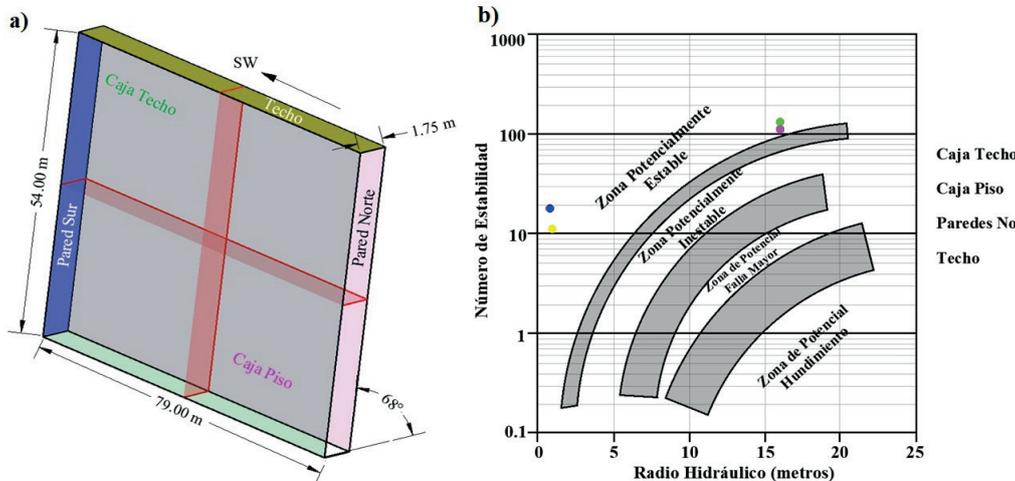
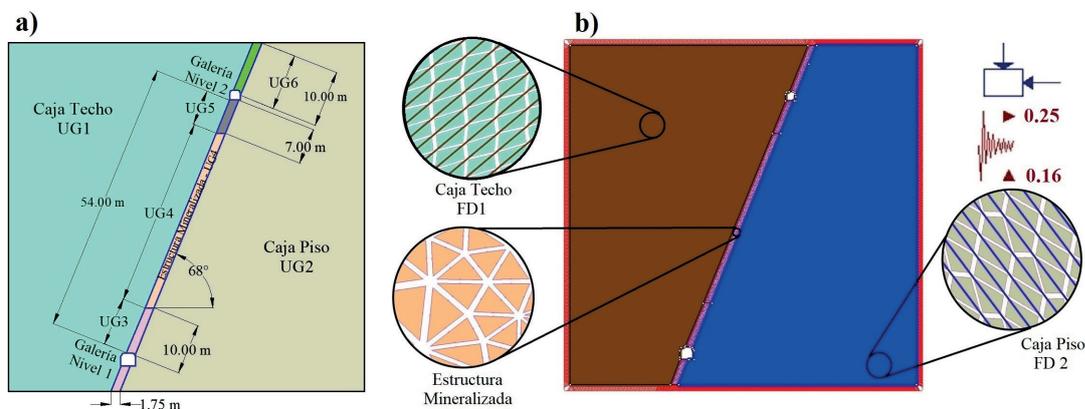


Tabla 8
Propiedades geomecánicas, tensionales para el caserón y descripción del modelo.

Propiedades	Unidades Geotécnicas						
	UG1	UG2	UG3	UG4	UG5	UG6	
	Caja Techo	Caja Piso	Galería Nivel 1	Estructura Mineralizada	Galería Nivel 2 Inferior	Galería Nivel 2 Superior	
Geomecánicas	Peso específico (MN / m³)	0.029204	0.027440	0.029204	0.028910	0.029204	0.029204
	UCS (MPa)	181.00	193.00	170.50	154.00	154.00	197.00
	Índice de Resistencia Geológica	72.50	71.50	67.00	69.50	70.00	72.00
	Constante de material	25.00	25.00	25.00	25.00	25.00	25.00
	Factor de disturbancia	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
Elásticas	Módulo de Young (MPa)	27,388.06	25,856.00	19,955.44	23,044.18	23,717.08	26,611.00
	Coefficiente de Poisson	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25
Parámetros resistentes	Resistencia Global del Macizo Rocoso (MPa)	65.82	68.23	48.11	51.50	52.22	70.63
	Resistencia a la Compresión Uniaxial del Macizo Rocoso (MPa)	28.82	28.73	16.93	20.04	20.72	30.33
	Resistencia a Tracción (MPa)	-0.68	-0.67	-0.36	-0.45	-0.47	-0.71
Parámetros de Mohr-Coulomb	Cohesión (MPa)	3.66	3.57	2.61	2.88	2.68	3.46
	Ángulo de fricción (°)	60.88	61.31	58.70	59.33	60.87	62.76
Estado tensional	Profundidad (m)	215.00	215.00	215.00	215.00	165.00	155.00
	Tipo de campo de esfuerzo	Gravitatorio					
	Peso específico de la Sobrecarga (MN / m³)	0.029204					
	Relación de esfuerzos	1.52					
Carga Sísmica	Horizontal	0.25					
	Vertical	0.16					
Descripción del modelo	Se utilizó malla graduada con triángulos de seis nodos, factor de gradación igual a 0.1 y número de nodos en todas las excavaciones de 110. Se incluyeron las principales familias de discontinuidades que tienen los siguientes datos estructurales: 42°/297° en caja techo y 65°/148° en caja piso con espaciamiento de 0.25m y 0.15m respectivamente. Se aplicaron condiciones de contorno en X e Y. Además, se consideró el comportamiento de la roca elastoplástico. También fueron integradas aceleraciones sísmicas horizontal y vertical igual a 0.25 y 0.16 según lo indica la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC - SE - DS 2015) y con base en la ubicación geográfica de la explotación minera.						

Nota: UG: Unidad geotécnica

Figura 11
Modelamiento numérico del caserón en sección transversal.



Nota: a) Geometría y dimensiones., b) Mallado e ilustración de principales familias de discontinuidades (FD) en caja techo y piso

Donde UCS es la resistencia a la compresión no confinada del material intacto del pilar (MPa), kappa es el término de fricción del pilar determinado por la Ecuación 6.

$$kappa = \tan \left[\cos^{-1} \left(\frac{1 - Cpav}{1 + Cpav} \right) \right] \quad (6)$$

Cpav se calcula mediante la Ecuación 7 (Lunder & Pakalnis, 1997) para determinar la relación ancho/alto del pilar y su confinamiento medio.

$$Cpav = [0.46] * \left[\log \left(\frac{w}{h} + 0.75 \right) \right] \left(\frac{w}{h} \right)^{1.4} \quad (7)$$

Donde w es el ancho del pilar (m) y h su altura (m). En caso de un pilar rectangular de anchura y longitud de lados desiguales (w₁, w₂) la dimensión equivalente (w_e) se calcula por la Ecuación 8.

$$w_e = \frac{(2) * (w_1) * (w_2)}{(w_1 + w_2)} \quad (8)$$

En el presente estudio se calculó la resistencia de los pilares como sigue: 96.57 MPa en el pilar 1, 65.04 MPa en los pilares 2 a 11, 84.57 MPa en el pilar 12 y 111.58 MPa en el pilar 13. Este cálculo se realizó aplicando las Ecuaciones 5 a 8 y los parámetros geométricos ilustrados en la Figura 12.

Para investigar el efecto de las discontinuidades en la estabilidad del caserón, se llevó a cabo un análisis de sensibilidad sin considerarlas y luego incorporándolas. La Figura 13a muestra el comportamiento tenso-deformacional del macizo rocoso en sección transversal

cuando se extrae completamente el mineral de la altura total de diseño del rebaje. Los desplazamientos máximos se localizan en la Galería Nivel 1, la caja techo y la caja piso entre los pilares 2 a 8 y entre las galerías de acceso 1 a 11, disminuyendo el desplazamiento en la Galería Nivel 2 y en los pilares 12 y 13. El esfuerzo inducido Sigma 1 se mantiene constante e igual a 15 MPa en el centro de los pilares 2 a 11 y en sus extremos en dirección opuesta al buzamiento de la veta, con valores de 25 MPa. Sin embargo, en los pilares 1, 12 y 13, los valores de esfuerzo son de 8.80 MPa, 7.40 MPa y 6.40 MPa respectivamente. El factor de seguridad para todos los pilares es superior a 1.5; no obstante, en las Galerías Nivel 1 y 2, este es inferior a 1.5.

Por otro lado, la Figura 13b ilustra el comportamiento tenso-deformacional del macizo rocoso con discontinuidades en sección transversal cuando se extrae completamente el mineral de la altura total de diseño del rebaje. Se observa que los desplazamientos generados alrededor de los pilares aumentan en comparación con el modelamiento sin discontinuidades, específicamente en el centro de la caja piso entre los pilares 3 a 9; sin embargo, se aprecia que la profundidad del caserón no influye en la generación de los desplazamientos. Adicionalmente, las juntas controlan la distribución de tensiones alrededor de las galerías de acceso y los pilares de roca, provocando su disminución, con un promedio de 7.5 MPa en el centro de los pilares 2 a 11 y de 20 MPa en sus extremos en dirección opuesta al buzamiento de la veta; mientras que en los pilares 1, 12 y 13 los valores son de 4.8 MPa, 4.5 MPa y 5.50 MPa respectivamente. El factor de seguridad para todos los pilares es mayor a 1.5; se observa que en la caja techo y piso hay variación (entre 3 y 5.4) en comparación con el modelo sin discontinuidades; además, alrededor de las Galerías Nivel 1 y 2, el factor de seguridad es menor a 1.5.

Figura 12
Modelo geométrico 3D y dimensiones de pilares.

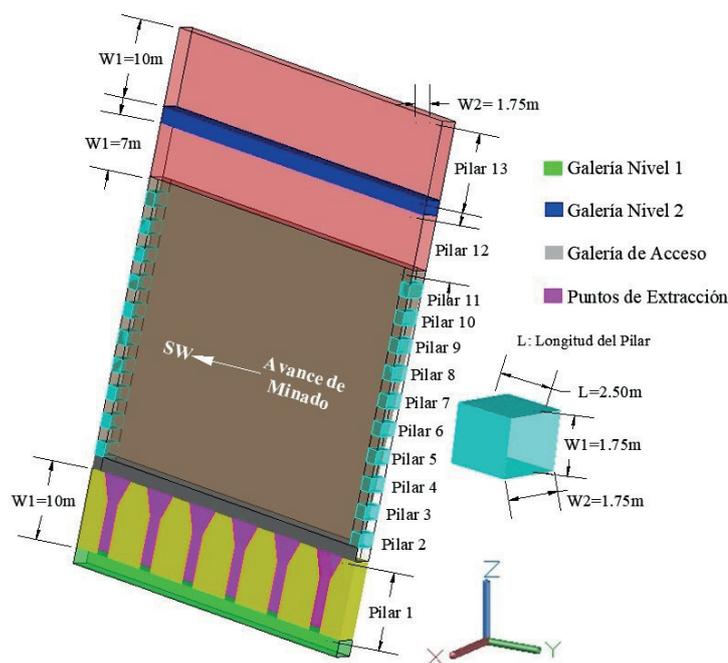
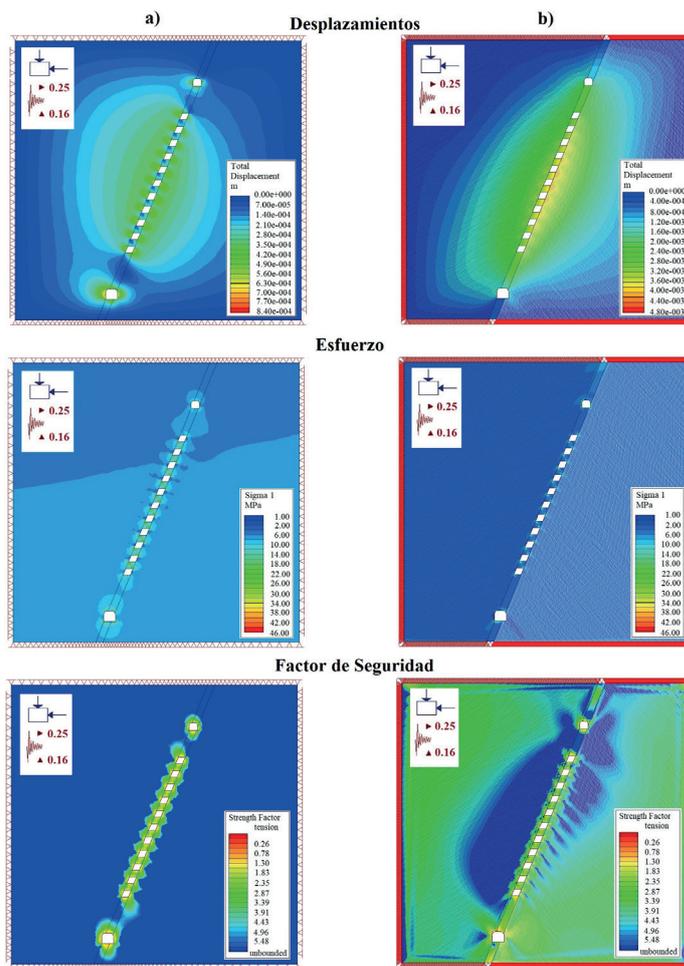


Figura 13
Modelamiento numérico del caserón en sección transversal.



Nota: a) Sin discontinuidades. b) Con discontinuidades

3.4.2 Diseño de pernos de anclaje y hormigón proyectado

El diseño del sostenimiento se elaboró siguiendo las recomendaciones propuestas por Bieniawski (1989) y Barton et al. (1974), considerando la modelación con discontinuidades. Los pernos, al crear un sistema de anclaje dentro de la roca, transfieren la carga a través de varios planos, mejorando así la estabilidad de la excavación (Valencia & Guadalupe, 2021). La longitud de los pernos (L) se calcula mediante la Ecuación 9 propuesta por Hoek et al. (2000).

$$L = \frac{(2) + (0.15 * B)}{ESR} \quad (9)$$

Donde B es el ancho de la excavación y ESR considera su uso previsto. La separación S entre pernos se determina a través de la Ecuación 10 (Hoek et al., 2000).

$$S = \sqrt{\frac{D}{W * t}} \quad (10)$$

Donde W (MN/m³) es el peso específico de la roca, t (m) es el espesor de la zona plástica y D (MN) es la demanda sobre el perno de anclaje calculada por la Ecuación 11 (Hoek et al., 2000).

$$D = \frac{TC}{SF} \quad (11)$$

Donde TC (MN) es la capacidad del perno de anclaje y SF el factor de seguridad. El hormigón proyectado mejora la capacidad de la roca para sostenerse creando confinamiento (Toledo et al., 2011); su volumen se calcula por medio de la Ecuación 12.

$$V_s = P * L * e * SF * rg * rb \quad (12)$$

Donde P (m) es el perímetro de la galería, L (m) su longitud, e (m) el espesor del hormigón proyectado, SF el factor de seguridad, rg es el % de rugosidad y rb el % de rebote. Las propiedades técnicas de cada elemento de sostenimiento se indican en la Tabla 9. Además, para el diseño del sostenimiento se ha dimensionado la zona plástica considerando un factor de seguridad igual a 1.5.

El espesor máximo de la zona plástica en la Galería Nivel 1 es de 2.28 m (ver Figura 14a), mientras que en la Galería Nivel 2 es de 0.91 m (ver Figura 14c).

En cuanto al análisis de deformacional, se observa que la Galería Nivel 1, ubicada en la cota 785 m.s.n.m., presenta el máximo desplazamiento en su hastial derecho con un valor de $1.52 \text{ E-}003 \text{ m}$ (ver Figura 14b), mientras que en la Galería Nivel 2, situada en la cota 835 m.s.n.m., este valor es igual a $2.57 \text{ E-}003 \text{ m}$ (ver Figura 14d). El factor de seguridad mínimo en la Galería Nivel 1 es 0.32 y en la Galería Nivel 2 es de 0.61, como se puede apreciar en las Figuras 14a y 14c, respectivamente.

Por lo tanto, se observa que la estabilidad del rebaje disminuye al aumentar su profundidad; inversamente, el espesor de la zona plástica aumenta con dicho incremento.

El efecto del sostenimiento en la estabilidad y desplazamientos de las excavaciones se muestra en la Figura

14. En la Galería Nivel 1, los resultados sugieren el uso de pernos de anclaje de 2.50 m de longitud, separados a 1.00 m, y la aplicación de hormigón proyectado con un espesor de 0.20 m. El valor mínimo del factor de seguridad alrededor de la excavación es 0.32 antes de aplicar el sostenimiento, y con este aumenta a 1.58 (ver Figura 14a). Además, el espesor de la zona plástica disminuye considerando un valor mínimo de factor de seguridad de 1.50. Las deformaciones se evalúan en la Figura 14b, donde se observa que, a través del diseño de sostenimiento, el desplazamiento total máximo disminuye de $1.52\text{E-}003 \text{ m}$ a $1.05\text{E-}003 \text{ m}$.

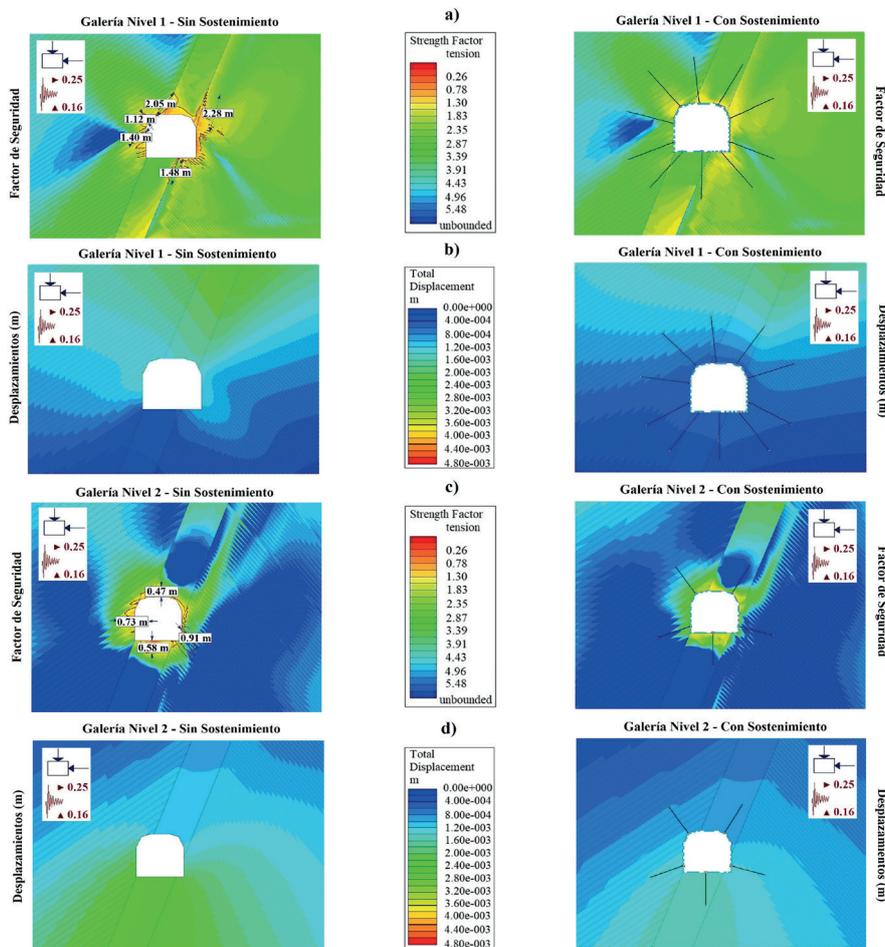
Para la Galería Nivel 2, el sostenimiento que proporciona estabilidad consiste en pernos de anclaje de 1.50 m de longitud, espaciados a 1.60 m, y hormigón proyectado con un espesor de 0.10 m. Después de instalar el soporte, el factor de seguridad aumenta de 0.61 a 1.70 y la zona plástica disminuye (ver Figura 14c). En cuanto al desplazamiento total, la Figura 14d indica que este disminuye de $2.57\text{E-}003 \text{ m}$ a $1.61\text{E-}003 \text{ m}$.

Tabla 9

Propiedades técnicas para diseño de sostenimiento.

Sostenimiento	Propiedades	Galerías Mineras	
		Galería Nivel 1	Galería Nivel 2
		RMR: III Regular – Puntaje 57.35 Q: Buena – Puntaje 13.53	RMR: II Buena – Puntaje 64.96 Q: Buena – Puntaje 19.31
Pernos de anclaje	Ancho de excavación (m)	2.90	2.10
	Espesor de zona plástica (m)	2.28	0.91
	ESR para Excavaciones Permanentes	1.60	1.60
	Peso específico de roca (MN/m ³)	0.029204	0.029204
	Capacidad tensional (MN)	0.10	0.10
	Factor de seguridad	1.50	1.50
	Demanda en Perno (MN)	0.07	0.07
	Espaciamiento (m)	1.00	1.60
	Longitud (m)	2.50	1.50
	Diámetro (mm)	41.00	41.00
	Módulo de Young (MPa)	200,000.00	200,000.00
Hormigón Proyectado	Ancho de excavación (m)	2.90	2.10
	Alto de excavación (m)	2.60	1.90
	Perímetro de galería (m)	10.23	7.44
	Longitud a sostener (m)	79.00	79.00
	Espesor de hormigón (m)	0.20	0.10
	Factor de seguridad	1.50	1.50
	Rugosidad	1.20	1.20
	Rebote	1.20	1.20
	Volumen (m ³)	349.13	126.96
	Módulo de Young (MPa)	30,000.00	30,000.00
	Coefficiente de Poisson	0.15	0.15
	Resistencia a compresión (MPa)	40.00	40.00
Resistencia a tracción (MPa)	3.00	3.00	

Figura 14
Modelamiento numérico y diseño de sostenimiento.



Nota: a) Zona plástica (m), factor de seguridad y b) Desplazamientos totales en Galería Nivel 1. c) Zona plástica (m), factor de seguridad y d) Desplazamientos totales para Galería Nivel 2

IV. DISCUSIÓN

A través del análisis bibliográfico, los trabajos de Abdellah et al. (2020), Belizario et al. (2020) y Hefni et al. (2020) se relacionan con la presente investigación debido a su metodología y a las características geométricas y geológicas del yacimiento, al tratarse de vetas angostas de buzamiento pronunciado y polimetálicas. Sin embargo, aunque el trabajo de Puentes et al. (2018) no se centra en vetas angostas, un hallazgo en común con esta investigación es que las discontinuidades controlan la distribución de tensiones (ver Tabla 10), lo que provoca su disminución.

Por otra parte, tanto Abdellah et al. (2020) como esta investigación determinan que la estabilidad del caserón disminuye al aumentar su profundidad, obteniendo en este estudio un factor de seguridad mínimo de 0.32 y 0.61 sin sostenimiento en las elevaciones de 785 m.s.n.m. y 835 m.s.n.m., respectivamente; además, ambos estudios coinciden en que la profundidad del rebaje no influye en la evolución de los desplazamientos; es probable que estos sean afectados por el cambio en la relación de esfuerzo horizontal y vertical.

En cuanto a los valores obtenidos para los desplazamientos totales en el desarrollo de este trabajo, difieren de lo expuesto por Hefni et al. (2020), ya que en su caso manifiestan que el desplazamiento total máximo se localiza en el centro de la caja techo del rebaje con valores de hasta 0.08 m, mientras que los autores de esta investigación muestran que el desplazamiento total máximo se ubica en el centro de la caja piso, con un valor de 3.89×10^{-3} m (con discontinuidades). Además, existe consenso entre el estudio elaborado por Belizario et al. (2020) y esta investigación en relación con el diseño geomecánico de caserones aplicando el Método Gráfico de Estabilidad de Mathews et al. (1981), en el cual, mientras mayor sea el valor del RH, mayor será la dimensión geométrica del rebaje, y a medida que aumenta N', incrementan las características competentes del macizo rocoso. En este trabajo se obtiene un RH máximo de 16.04 m para 54 m de alto y 79 m de largo, y un RH mínimo de 0.85 m para 54 m de alto y 1.75 m de ancho, además, un N' máximo de 138.19 y mínimo de 11.34, permaneciendo bajo estas condiciones las superficies del caserón estables.

Tabla 10

Comparación entre valores de esfuerzo Sigma 1 determinado por modelamiento numérico.

Autores	Descripción	Modelamiento Sin Discontinuidades	Modelamiento con Discontinuidades
		Esfuerzo Promedio Sigma 1 (MPa)	Esfuerzo Promedio Sigma 1 (MPa)
Puentes et al. (2018)	Pilares	27.50	11.50
	Pilar 1	8.80	4.80
Esta Investigación	Pilares 2 a 11	20.00	13.75
	Pilar 12	7.40	4.50
	Pilar 13	6.40	5.50

V. CONCLUSIONES

El presente estudio muestra un enfoque novedoso y detallado del diseño geotécnico para la explotación subterránea de un caserón en veta angosta, en una mina de cuyo yacimiento se extrae material mineralizado mediante el método de Almacenamiento Provisional. Este enfoque se basa en una metodología que contribuye al diseño de minado subterráneo, porque permite un mayor control de la geometría y estabilidad del rebaje, aspecto del cual no se han encontrado registros históricos en Ecuador.

Según las propiedades del yacimiento estudiado, se determinó que el tamaño máximo del caserón es de 54 m de altura, 1.75 m de ancho y 79 m de longitud, lo que ha asegurado la estabilidad de las superficies del rebaje. Además, en base a la secuencia de minado, se diseñaron pilares de roca dentro del rebaje que presentan una estabilidad con un factor de seguridad superior a 1.5, proporcionando un sólido soporte al macizo rocoso. Por otro lado, los pernos de anclaje y el hormigón proyectado han contribuido a estabilizar las Galerías Nivel 1 y 2, alcanzando factores de seguridad de 1.58 y 1.70, respectivamente.

Esta investigación ha llevado a cabo un análisis exhaustivo del factor de seguridad, los esfuerzos, la zona plástica y los desplazamientos en un rebaje de veta angosta. Los resultados del análisis numérico revelan que las juntas controlan la distribución de tensiones, lo que provoca una disminución en estas, con un valor promedio de 20 MPa sin discontinuidades y 13.75 MPa con su incorporación en los pilares diseñados dentro del rebaje. Además, se observa un efecto negativo sobre la resistencia del macizo rocoso debido a estas discontinuidades.

Asimismo, los resultados muestran que la estabilidad del caserón disminuye a medida que aumenta su profundidad, con factores de seguridad de 1.58 y 1.70 en las cotas 785 m.s.n.m. y 835 m.s.n.m., respectivamente. Por otro lado, previo a la aplicación de sostenimiento, se observa un aumento en el espesor de la zona plástica con dicho incremento, con valores de 2.28 m y 0.91 m en la parte más baja y alta del caserón, respectivamente.

En cuanto a las deformaciones, se ha encontrado que el máximo desplazamiento de 3.89 E-003m se localiza en el centro de la caja piso del caserón. Sin embargo, se observa que el desplazamiento no se ve afectado por la profundidad del rebaje.

VI. AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen a Dios por brindarnos vida, salud y bendecirnos día a día. También agradecemos el apoyo de Rocscience por otorgar licencias educativas de los softwares Dips, RSDData y RS2, para el desarrollo del presente artículo científico.

VII. REFERENCIAS

- Abdellah, W. R. E., Hefni, M. A., & Ahmed, H. M. (2020). Factors Influencing Stope Hanging Wall Stability and Ore Dilution in Narrow-Vein Deposits: Part I. *Geotechnical and Geological Engineering*, 38(2), 1451–1470. <https://doi.org/10.1007/s10706-019-01102-w>
- Barton, N., Lien, R., & Lunde, J. (1974). Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support. *Rock Mechanics*, 6(4), 189–236. <https://doi.org/10.1007/BF01239496>
- Belizario, M., Condori, R., Pehovaz, H., Raymundo-, C., & Perez, M. (2020). Empirical and Numerical Finite-Element-Based Model to Improve Narrow Vein Mine Design in Peruvian Mining. *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*, 758(1). <https://doi.org/10.1088/1757-899X/758/1/012014>
- Bieniawski, Z. T. (1989). *Engineering Rock Mass Classifications: A Complete Manual for Engineers and Geologists in Mining, Civil, and Petroleum Engineering*. John Wiley & Sons. <https://catalogobiblioteca.ingemmet.gob.pe/cgi-bin/koha/opac-detail.pl?biblionumber=10180>
- Ghorbani, Y., Nwaila, G. T., Zhang, S. E., Bourdeau, J. E., Cánovas, M., Arzua, J., & Nikadat, N. (2023). Moving towards deep underground mineral resources: Drivers, challenges and potential solutions. *Resources Policy*, 80. <https://doi.org/10.1016/j.resourpol.2022.103222>
- Giraldo Paredes, E. M. (2016). Identificación de factores para reducir accidentes por desprendimiento de rocas en minería subterránea. *Revista Del Instituto De investigación De La Facultad De Minas, Metalurgia Y Ciencias geográficas*, 19(37).
- Hefni, M. A., Abdellah, W. R. E., & Ahmed, H. M. (2020). Factors Influencing Stope Hanging Wall Stability and Ore Dilution in Narrow-Vein Deposits: Part II. *Geotechnical and Geological Engineering*, 38(4), 3795–3813. <https://doi.org/10.1007/s10706-020-01259-9>

- Hoek, E., Carranza-Torres, C. & Corkum, B. (2002). *Hoek-Brown Failure Criterion— 2002 Edition*. [Conference]. Proceedings of the 5th North American Rock Mechanics Symposium, 267–273.
- Hoek, E., Kaiser, P. & Bawden, W. (2000). *Support of Underground Excavations in Hard Rock (First)*. CRC Press. <https://doi.org/10.1201/b16978>
- Instituto de Investigación Geológico y Energético. (2017). *Hoja geológica Machala - 2017*. <https://www.geoenergia.gob.ec/mapas-geologicos/>
- Lunder, P.J., & Pakalnis, R.C. (1997). Determination of the strength of hard-rock mine pillars. *Cim Bulletin*, 90, 51-55.
- Marinos, P., & Hoek, E. (2000). *GSI: A geologically friendly tool for rock mass strength estimation*. GeoEng2000: An International Conference on Geotechnical & Geological Engineering, 1422–1442.
- Mathews, K. E., Hoek, E., Wyllie, D. C., & Stewart, S. B. V. (1981). *Prediction of Stable Excavations for Mining at Depth Below 1000 Metres in Hard Rock*. Report to Canada Centre for Mining and Energy Tehnology
- Mawdesley, C., Trueman, R., & Whiten, W. J. (2001). Extending the Mathews stability graph for open-stope design. *Min. Technol.*, 27–39. https://www.u-cursos.cl/ingenieria/2010/1/MI4060/1/material_docente/bajar?id_material=291914
- Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC - SE - DS. (2015). Peligro Sísmico, diseño sismo resistente parte 1.
- Pagé, P., Yang, P., Li, L., & Simon, R. (2021). A semi-empirical solution for estimating the elastic stresses around inclined mine stopes for the Mathews-Potvin stability analysis. *Journal of the Southern African Institute of Mining and Metallurgy*, 121, 405–414. <https://doi.org/10.17159/2411-9717/690/2021>
- Puentes, A., Villalobos, S., & Villalobos, F. (2018). *Revisión de Metodologías para el diseño geomecánico de pilares en minería subterránea [Tesis de grado]*. Universidad Católica de la Santísima Concepción, Chile. <http://repositoriodigital.ucsc.cl/handle/25022009/1311>
- Sheorey, P. R. (1994). A theory for in situ stresses in isotropic and transversely isotropic rock. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 31(4), 193. [https://doi.org/10.1016/0148-9062\(94\)91070-7](https://doi.org/10.1016/0148-9062(94)91070-7)
- Stewart, S., & Forsyth, W. (1995). The Mathew's method for open stope design. *CIM Bull., Stewart, S.B., & Forsyth, W.W. (1995). The Mathew's method for open stope design. Cim Bulletin*, 88, 45-53.
- Toledo Garay, E., Mendoza Delgadillo, G., & Gallarday Bocanegra, T. (2011). Sostenimiento económico y seguro para excavaciones subterráneas. *Revista Del Instituto De investigación De La Facultad De Minas, Metalurgia Y Ciencias geográficas*, 14(28).
- Valencia Chávez, E. W., & Guadalupe Gómez, E. (2021). Diseño de sostenimiento dinámico para mitigar los estallidos de rocas. *Revista Del Instituto De investigación De La Facultad De Minas, Metalurgia Y Ciencias geográficas*, 24(47), 191-199.

Wu, F., Chen, B., Zou, Q., Zhai, C., Liu, W., Chen, J., & Ni, G. (2019). Range estimation of horizontal stress of deep rock based on Mohr-Coulomb criterion. *Results in Physics*, 2107–2111. <https://doi.org/10.1016/j.rinp.2019.02.061>

Contribución de autoría

Conceptualización: Nelson Jesús Ramos Armijos, Julia Marilú Calderón Celis, Diego Geovanny Ramos Armijos; Curación de Datos: Nelson Jesús Ramos Armijos, Julia Marilú Calderón Celis, Diego Geovanny Ramos Armijos; Análisis formal: Nelson Jesús Ramos Armijos, Julia Marilú Calderón Celis, Diego Geovanny Ramos Armijos; Adquisición de fondos: No Aplica; Investigación: Nelson Jesús Ramos Armijos, Julia Marilú Calderón Celis, Diego Geovanny Ramos Armijos; Metodología: Nelson Jesús Ramos Armijos, Julia Marilú Calderón Celis, Diego Geovanny Ramos Armijos; Administración del proyecto: Nelson Jesús Ramos Armijos, Julia Marilú Calderón Celis, Diego Geovanny Ramos Armijos; Recursos: Nelson Jesús Ramos Armijos, Julia Marilú Calderón Celis, Diego Geovanny Ramos Armijos; Software: Nelson Jesús Ramos Armijos, Diego Geovanny Ramos Armijos; Supervisión: Nelson Jesús Ramos Armijos, Julia Marilú Calderón Celis, Diego Geovanny Ramos Armijos; Validación: Nelson Jesús Ramos Armijos, Julia Marilú Calderón Celis, Diego Geovanny Ramos Armijos; Visualización: Nelson Jesús Ramos Armijos, Julia Marilú Calderón Celis, Diego Geovanny Ramos Armijos; Redacción – borrador original: Nelson Jesús Ramos Armijos, Julia Marilú Calderón Celis, Diego Geovanny Ramos Armijos; Redacción – revisión y edición: Nelson Jesús Ramos Armijos, Julia Marilú Calderón Celis, Diego Geovanny Ramos Armijos

Conflictos de intereses

Los autores declaran no tener conflictos de intereses