



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA
CIVIL – CONSTRUCCIÓN

ESTUDIO SOBRE LOS DISTINTOS SISTEMAS DE CARACTERIZACIÓN
GEOMECÁNICA DE MACIZOS ROCOSOS APOYADO EN TÉCNICAS DE FOTOGRAFÍA
ESTEREOSCÓPICA TRIDIMENSIONAL

TESIS
QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:
MAESTRO EN INGENIERÍA

PRESENTA:
JOSÉ ALEJANDRO LOZADA CAPETILLO

TUTOR PRINCIPAL
M.I. FERMÍN ANTONIO SÁNCHEZ REYES
PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA

CIUDAD DE MÉXICO, MAYO 2022



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

JURADO ASIGNADO:

Presidente: M. I. Mendoza Rosas Marco Tulio

Secretario: Dra. Ossa López Alexandra

Vocal: M. I. Sánchez Reyes Fermín Antonio

1^{er}. Suplente: M. en I. Suárez Fino José Francisco

2^{do}. Suplente: M. en I. López Molina Jorge A.

Lugar o lugares donde se realizó la tesis: Ciudad de México y Estado de Oaxaca, México.

TUTOR DE TESIS:

M.I. FERMÍN ANTONIO SÁNCHEZ REYES

FIRMA

Para mi madre:

Que me enseñó el valor del trabajo duro y honesto y la importancia del amor diario a lo que uno hace. Tu trabajo y cariño infinito me hicieron capaz de lograr esto. Muchas gracias.

Agradecimientos

A la Universidad Nacional Autónoma de México que me ha formado académicamente, como a muchos otros mexicanos, desde la preparatoria.

Al M. I. Fermín Sánchez, por su gran ayuda, enseñanzas, tiempo, confianza y por abrirme las puertas, le estaré siempre agradecido. Maestro una vez maestro para toda la vida.

A la empresa GEOSA por permitirme realizar parte de este trabajo en sus instalaciones de la Ciudad de México y Oaxaca.

A mi comité sinodal, M. I. Mendoza Rosas Marco Tulio, Dra. Ossa López Alexandra, M. en I. Suárez Fino José Francisco y M. en I. López Molina Jorge A., por brindarme el apoyo de revisar esta tesis y darme su valiosa opinión.

A Viri, quien ha sido el apoyo que cualquier hombre quisiera tener junto a él, por su amor, fuerza y confianza incondicional, todo esto es gracias a ti.

A mí padre y hermanos por brindarme siempre su apoyo, en todo momento y en cualquier situación, los llevo siempre en mi corazón.

A mis profesores y compañeros de maestría, Edgar, Alonso, Alejandro y Filiberto, que me enseñaron siempre y ayudaron en todo momento para concluir con la maestría

Al Consejo Nacional de la Ciencia y Tecnología (CONACYT) por la beca otorgada para concluir este grado de Maestría.

Resumen

En este trabajo se hace una revisión de las clasificaciones geomecánicas más empleadas en el estudio de las obras subterráneas, con el fin de otorgar al lector visión más amplia de las bases que fundamentaron su desarrollo. Las clasificaciones geomecánicas son el puente entre los distintos profesionales que colaboran en el diseño y construcción de túneles, por lo que son indispensables como medio de comunicación entre todas las partes, de ahí la importancia de tener una comprensión sólida de éstas.

Como una alternativa o complemento para la clasificación geomecánica de macizos rocosos, se analiza la practicidad del RMI de Palmström comparado con las más utilizadas (RMR, Q y GSI), con la ayuda de un sistema de medición dinámico y progresivo para la adquisición de datos geológicos y geotécnicos, el equipo y software ShapeMetriX3D, se analizó un total de 20 frentes de excavación en un túnel en el estado de Oaxaca, en la provincia fisiográfica de la Sierra Madre del Sur, frontera entre dos complejos metamórficos: el Terreno Xolapa y el Terreno Oaxaca.

Además, se propone una relación matemática que permita calcular el módulo de deformación del macizo rocoso (E_m) utilizando el valor de RMR respectivo, esto fundamentado en la recopilación de la literatura de datos de medidos in situ. Se concluye con una opinión sobre las características que más influyen en el estado mecánico de macizos rocosos fracturados.

Índice

1.	INTRODUCCIÓN	1
1.1.	Descripción del problema a investigar y justificación de la investigación.....	1
1.2.	Planteamiento del problema	1
1.3.	Línea y área de la investigación. Enfoque práctico.....	2
1.4.	Palabras clave y alcance de la investigación	2
1.5.	Objetivo de la Tesis	2
1.5.1.	General	2
1.5.2.	Particulares	3
1.6.	Metodología.....	4
1.7.	Hipótesis del trabajo	4
2.	CLASIFICACIONES GEOMECÁNICAS PARA LA ESTIMACIÓN DE LA CALIDAD DE LOS MACIZOS ROCOSOS Y LOS SISTEMAS DE SOSTENIMIENTO	6
2.1.	Matriz rocosa	7
2.1.1.	Litología	7
2.1.2.	Densidad, porosidad	11
2.1.3.	Alteración	11
2.1.4.	Resistencia.....	12
2.2.	Macizo rocoso	15
2.2.1.	Discontinuidades	15
2.3.	Sistema RMR-2014.....	16
2.3.1.	Evaluación crítica de las prácticas de diseño de túneles basadas en RMR: Un enfoque práctico de ingeniero, de Lawson y Bieniawski, 2013.....	25
2.3.1.1.	Estimación de cargas sobre el soporte	27
2.3.1.2.	Tiempo de autosoporte.....	27
2.3.1.3.	Separación entre anclas.....	28
2.3.1.4.	Longitud del ancla.	29
2.3.1.5.	Capacidad de soporte del ancla.....	30
2.3.1.6.	Capacidad de soporte del concreto lanzado.....	31
2.3.1.7.	Marcos metálicos	32
2.3.2.	Implicaciones en el uso de la clasificación geomecánica Rock Mass Rating, (RMR ₁₄), Celada et al. 2014.	34
2.4.	NGI, índice Q de Barton et al., 1974	38

2.4.1.	Uso del índice Q de Barton, para la evaluación de las necesidades de soporte en obras subterráneas.	40
2.4.2.	Implicaciones en el uso de la clasificación geomecánica índice Q, Barton et al. 1974	44
2.5.	Rock Mass Index, RMI (Palmström, 2000)	45
2.5.1.	Determinación del volumen de bloque	49
2.5.2.	Efecto de escala	56
2.5.3.	Implicaciones en el uso de la clasificación geomecánica Rock Mass Index, (Palmström, 2000)	58
2.6.	Geological strength index (Hoek y Brown, 1995)	59
2.6.1.	Implicaciones en el uso del índice de resistencia geológica (Hoek, 1994)	63
2.7.	Correlación entre RMR e índice Q	65
2.8.	Correlaciones entre RMI con RMR e índice Q	70
3.	ESTIMACIÓN DEL MÓDULO DE DEFORMACIÓN UTILIZANDO LAS CLASIFICACIONES GEOMECÁNICAS MÁS IMPORTANTES	77
3.1.	Correlación entre el módulo de deformación de macizos rocosos y el RMR, Q y GSI	77
3.1.1.	Recopilación de datos de la literatura	77
3.2.	Recopilación y ajuste de datos de Palmström (2001)	78
3.2.1.	Comparación de las deformaciones y los resultados medidos	79
3.2.2.	Aplicación en macizos rocosos fracturados	80
3.2.3.	Aplicación en macizos rocosos masivos	83
3.3.	Recopilación y ajuste de datos de Khabbazi et al. (2012)	86
3.3.1.	Correlaciones empíricas de diferentes autores, entre E_m y clasificaciones geomecánicas, junto con la propuesta en este trabajo	88
3.4.	Correlación entre el módulo de deformación de macizos rocosos y el RMI	92
4.	TRABAJO DE CAMPO, APLICACIÓN PRÁCTICA EN TÚNEL EN EL ESTADO DE OAXACA	95
4.1.	Presentación del equipo, fotografía del frente y su normalización	95
4.2.	Análisis y clasificación del frente en el cadenamiento 0+196 del túnel	98
4.2.1.	Descripción general del frente	98
4.2.2.	Zonificación	100
4.2.2.1.	Zona I	100
4.2.2.2.	Zona II	100
4.2.3.	Descripción de las discontinuidades en la zona I	101
4.2.4.	Descripción de las discontinuidades en la zona II	101
4.2.5.	Análisis con ShapeMetriX3D	102
4.2.6.	Análisis de 3 frentes de excavación según su grado de fracturamiento	104

4.2.6.1.	Frente de excavación No. 08, cadenamiento 0+208. Macizo rocoso poco fracturado.	104
4.2.6.2.	Frente de excavación No. 07, cadenamiento 0+205. Macizo rocoso fracturado.	107
4.2.6.3.	Frente de excavación No. 01, cadenamiento 0+187. Macizo rocoso muy fracturado.	109
5.	CONCLUSIONES	111
6.	BIBLIOGRAFÍA	118
7.	ANEXOS	122

Índice de Tablas

Tabla 1.	Relación histórica de sistemas de clasificación geomecánicas para macizos rocosos.	8
Tabla 2.	Escala de calidades de la clasificación RMR ₈₉	17
Tabla 3.	Criterios para calcular el RMR _b utilizados por Geocontrol desde el año 2000. A partir de Celada et al. 2014.	18
Tabla 4.	Puntuación de los parámetros utilizados en la valoración de la resistencia de las juntas. A partir de Celada et al. 2014.	20
Tabla 5.	Cuatro hipótesis formuladas por Celada et al. 2014 con base en los datos de Geocontrol. Modificada de Celada et al. 2014.	21
Tabla 6.	Puntuación de la alterabilidad en el RMR ₁₄ . Modificada de Celada et al. 2014.	21
Tabla 7.	Criterios para el cálculo de los factores de ajuste para el RMR ₁₄ . Modificada de Celada et al. 2014.	21
Tabla 8.	Valores del factor <i>f</i> (forma de la excavación). Modificada de Celada et al. 2014.	23
Tabla 9.	Comportamiento plástico del frente de excavación según su valor de ICE. Modificada de Celada et al. 2014.	23
Tabla 10.	Criterios y puntuaciones para el cálculo del RMR ₁₄ . Modificada de Celada et al. 2014.	24
Tabla 11.	Fases de excavación y tipo de soporte según el valor de RMR para un túnel en forma de herradura de 10 de ancho y un esfuerzo vertical <25 MPa, construido con explosivos. Tomada de Bieniawski, 2011.	26
Tabla 12.	Escala de calidad para el índice Q de Barton.	39
Tabla 13.	Tipos de excavaciones junto con ejemplos según su necesidad de seguridad. Tomada de Barton, 2013.	42
Tabla 14.	Clases de concreto lanzado según su energía absorbida. Tomada de Barton, 2013.	42
Tabla 15.	Categorías de sostenimientos según la dimensión equivalente de la excavación y su índice Q. Tomada de Barton, 2013.	43
Tabla 16.	Escala y clasificación del índice R _{Mi} . A partir de Palmström (2001).	47
Tabla 17.	Valores de <i>jR</i> según la suavidad y ondulación de la discontinuidad. Tomada de Palmström (1996).	47

Tabla 18. Factor de longitud y continuidad de la discontinuidad (jL). Tomada de Palmström, 1996.....	48
Tabla 19. Caracterización y valor del factor de alteración de la discontinuidad (jA). Tomada de Palmström, 1996.....	49
Tabla 20. Relaciones entre valores de jC y D	55
Tabla 21. Tabla propuesta por Osgoui y Ünal, 2009, para obtener la longitud del ancla (L_b).....	63
Tabla 22. Propuesta de una escala de valores de resistencia σ_c^i para distintos rangos de RMR. A partir de Sánchez (2014).	65
Tabla 23. Correlaciones entre RMR y Q recopiladas de la literatura.	67
Tabla 24. Valores de ajuste del parámetro SRF del índice Q, para macizos rocosos fracturados y sometidos a grandes esfuerzos. Tomada de Kumar et al. 2004.	71
Tabla 25. Limitaciones de las correlaciones sugeridas por Kumar et al. 2004.....	72
Tabla 26. Relación entre pruebas in situ. A partir de Palmström, 2001.	80
Tabla 27. Estimaciones del módulo de deformación para roca masiva.	84
Tabla 28. Medidas del error cuadrático de distintas correlaciones empíricas entre E_m y RMR.....	92
Tabla 29. Líneas de tendencia obtenidas para cada grupo de puntos.....	94
Tabla 30. Descripción de las familias de discontinuidades correspondientes a la zona I del frente.	102
Tabla 31. Descripción de las familias de discontinuidades correspondientes a la zona II del frente.	103
Tabla 32. Tabla que muestra, en resumen, la complicación que podría tenerse para obtener ciertos parámetros en el frente de excavación y los parámetros que se pueden obtener con el ShapeMetrix3D directa o indirectamente.....	113
Tabla 33. Compilación de los 20 frentes de excavación caracterizados en este trabajo junto con la puntuación que se obtuvo según la clasificación RMR14, Índice Q, RMI y GSI y el sostenimiento resultante para un avance de 3 metros.....	118

Índice de figuras

Figura 1. Esquema del manejo del concepto de escala. Modificada de Hoek, 1994.	9
Figura 2. Características físicas y mecánicas que influyen en el comportamiento geomecánico de la roca matriz. Modificada de Palmström (2001).	10
Figura 3. Dirección que pueden tomar los esfuerzos principal mayor y menor, respecto a la condición del relleno de las discontinuidades que atraviesan. Tomada de Hudson y Harrison, 1997.	12
Figura 4. Tabla de escala de meteorización, donde se muestra el grado de meteorización que presenta un macizo rocoso y su descripción. Modificada de ISRM 81.....	13
Figura 5. Gráfica que representa la puntuación del parámetro recién introducido en el RMR ₁₄ (Número de discontinuidades por metro). Tomada de Celada et al. 2014.	17
Figura 6. Gráficas para calcular la puntuación del valor correspondiente a la resistencia a la compresión simple, el RQD y al espaciamiento entre discontinuidades del RMR. Tomada de Bieniawski (1989).	19
Figura 7. Histograma con base en los datos de Geocontrol. Tomada de Celada et al. 2014.....	20
Figura 8. Gráfica de la correlación entre el RMR _{TBM} y el RMR. Tomada de Celada et al. 2014.....	22
Figura 9. Gráfica de valores del factor F_s según su valor de ICE. A partir de Celada et al. 2014.	23

Figura 10. Correlación entre el RMR ₁₄ y el RMR ₈₉ , con base en los datos de Geocontrol. Tomada de Celada et al. 2014.....	24
Figura 11. Gráfica de la carga de roca contra ancho de excavación. Para $\gamma_r = 1.5$ y $\rho_r = 27 \text{ kN/m}^3$. A partir de Lowson y Bieniawski, 2013.....	27
Figura 12. Gráfica del tiempo de autosoporte contra ancho excavado sin soporte. Tomada de Lowson y Bieniawski, 2013.....	28
Figura 13. Gráfica de espaciamiento entre anclas. Tomada de Lowson y Bieniawski, 2013.	29
Figura 14. Gráfica para obtener largo del ancla embebida (líneas continuas y punteadas) según el ancho de excavación (span) y el valor de RMR del frente. Tomada de Lowson y Bieniawski, 2013.	30
Figura 15. Gráfica de la capacidad de soporte del ancla, para $F_b = 250 \text{ kN}$ y $\gamma_b = 1.5$. Tomada de Lowson y Bieniawski, 2013.....	30
Figura 16. Diagrama de interacción de un concreto lanzado de 32 MPa con Eurocode 2. Tomada de Lowson y Bieniawski, 2013.	32
Figura 17. Gráfica para el diseño del espesor del concreto lanzado sin uso de marcos metálicos, en función del valor RMR y el ancho de la excavación. Tomada de Lowson y Bieniawski, 2013.	33
Figura 18. Gráfica para conocer el espesor del concreto lanzado para diferentes anchos de excavación vs RMR. Tomada de Lowson y Bieniawski, 2013.	33
Figura 19. Gráfica para obtener el espesor del concreto lanzado según el espacio entre marcos metálicos. Tomada de Lowson y Bieniawski, 2013.....	34
Figura 20. Dirección de las discontinuidades, respecto a un barreno, ambos pueden coincidir y por ende nunca cortarse. Tomada de Palmström, 2002.	35
Figura 21. Esquema que muestra como un barreno, solo es capaz de mostrar una fracción de un plano de discontinuidad. A partir de Palmström, 2002.	35
Figura 22. Diferencia entre evaluar el RQD en un sondeo, por metro o por secciones.....	36
Figura 23. Se muestran las dos formas de medir al RQD, cada metro y por secciones de acuerdo al grado de fracturamiento. Modificada de Palmström, 2002.....	37
Figura 24. Valores y características de los parámetros que constituyen al índice Q de Barton. Tomado de Barton, 2013.....	41
Figura 25. Ábaco de Barton para obtener las necesidades de sostenimiento en una0 excavación. Tomado de Barton, 2013.	43
Figura 26. Esquema que muestra el sostenimiento mencionado por Barton en la Tabla 15. Tomado de Barton, 2013.....	44
Figura 27. Medición del ancho, alto y fondo de bloque manualmente.	50
Figura 28. Estereograma obtenido del software Stereonet, donde se calculó el ángulo entre los polos de cada plano correspondientes a las 3 familias de discontinuidades principales.....	51
Figura 29. Esquema de la medición del espaciamiento para cada familia de discontinuidades.	52
Figura 30. Pared de un macizo rocoso fracturado, con 3 familias de discontinuidades principales; como referencia, una cinta métrica de 1 m. Se ejemplifica el proceso para obtener el espaciamiento y continuidad de las discontinuidades de cada familia, midiendo cada discontinuidad, categorizándolas para cada familia y calculando el promedio para cada una; mientras que, para obtener el espaciamiento se	

traza una línea lo más perpendicular posible entre las discontinuidades y se mide la distancia entre ellas. 53

Figura 31. Formas tipo de bloques de roca según Palmström (2001). 54

Figura 32. Gráfica para obtener el parámetro de las discontinuidades (JP) en función de los factores volumen del bloque (Vb) y la condición de las discontinuidades (jC). A partir de Palmström, 1995. 55

Figura 33. Gráfica para obtener el valor de RMi para valores “comunes” de jC en un rango de 1 – 2. Tomado de Palmström, 1995. 56

Figura 34. Combinación de parámetros utilizados en el RMi . A partir de Palmström, 1996. 57

Figura 35. Obtención del índice GSI (A partir de Hoek, 1995)..... 61

Figura 36. Tabla para obtener el valor de GSI correspondiente a macizos rocosos muy fracturados (GSI = 6 a 27). Modificada de Osgoui y Ünal, 2009. 62

Figura 37. Tabla para estimar visualmente el valor de GSI. Tomada de Marinis & Hoek (2000), modificada por Cai et al. 2004, respecto al uso de los parámetros Jc y Vb 64

Figura 38. Puntuaciones del índice RMR para distintos rangos de σ_c^i y curva de regresión. 68

Figura 39. Correlaciones entre RMR_{89} y Q propuestas por varios autores y correlación obtenida empleando la técnica de Goel et al., 1996. A partir de Sánchez (2014)..... 69

Figura 40. Clasificación de macizos rocosos de 23 segmentos que pasan formaciones rocosas en el túnel Sebzkuh, utilizando 4 sistemas: RMR, Q , RMi y GSI (3 métodos). Tomada de Hashemi et al. (2010). 72

Figura 41. Correlación entre los valores de RMi y RMR para el túnel Sezskuh y la comparación con la relación de Kumar et al. (2004). Tomada de Hashemi et al. (2010)..... 72

Figura 42. Correlación entre los valores de RMi y el índice Q para el túnel Sezskuh y la comparación con la relación de Kumar et al. (2004). Tomada de Hashemi et al. (2010)..... 73

Figura 43. Correlación entre los valores de RMR y el RMi para la mina Imiter y su comparación con las ecuaciones de Kumar et al. 2004 y Hashemi et al. 2010. Modificada de Soufi et al. 2018..... 74

Figura 44. Correlación entre los valores de Q y el RMi para la mina Imiter y su comparación con las ecuaciones de Kumar et al. 2004 y Hashemi et al. 2010. Modificada de Soufi et al. 2018..... 74

Figura 45. Curva que muestra el resultado de la correlación entre las clasificaciones RMR y RMi de los autores Kumar et al. 2004, Hashemi et al. 2010 y Soufi et al. 2018. 75

Figura 46. Curva que muestra el resultado de la correlación entre las clasificaciones Q y RMi de los autores Kumar et al. 2004, Hashemi et al. 2010 y Soufi et al. 2018..... 76

Figura 47. Gráfica. Recopilación de 130 puntos provenientes de Bieniawski, Serafim & Pereira y Clerici. 77

Figura 48. Gráfica esfuerzo-deformación. Palmström, 2001. 79

Figura 49. Gráficas. A la izquierda, comparación entre los datos recopilados de la literatura y los datos no normalizados de la CSMRS; a la derecha, comparación entre los datos recopilados de la literatura y los datos normalizados de la CSMRS. Gráficas tomadas de Palmström y Singh (2001). 80

Figura 50. Gráfica de la correlación entre RMR y el módulo de deformación del macizo rocoso medido in situ (E_m). Datos de la CSMRS normalizados con un $F_f = 3$. Tomada de Palmström y Singh (2001). 81

Figura 51. Gráfica. Correlación entre el sistema Q y el módulo de deformación del macizo rocoso medido in situ (E_m). Datos de la CSMRS normalizados con un $F_f = 3$. Tomada de Palmström (2001). 82

Figura 52. Correlación entre el sistema RMi y el módulo de deformación del macizo rocoso medido in situ (E_m). Datos de la CSMRS normalizados con un $F_f = 2.5$. Tomada de Palmström, 2001. 83

Figura 53. Izquierda: comparación entre datos recopilados de la literatura y los datos obtenidos por Palmström (2001) y Khabbazi et al. (2012) sin modificar; derecha: comparación entre datos recopilados de la literatura y los datos obtenidos por Palmström, 2001 y Khabbazi (2012), estos últimos multiplicados por un factor de daño igual a 2.5.	88
Figura 54. Curvas de correlación de diversos autores (Tabla 29), junto con todos los datos recopilados de la literatura de módulo de elasticidad del macizo medidos in situ (252 puntos).	91
Figura 55. Datos transformados de su valor original de RMR a RMI obtenido del promedio entre las ecuaciones de correlación (47) de Hashemi et al. 2010 y la ecuación (49) de Soufi et al. 2018, junto con su respectiva curva de ajuste y su ecuación correspondiente.	93
Figura 56. Datos transformados de su valor Q a RMI obtenido del promedio entre las ecuaciones de correlación (46) de Hashemi et al. 2010 y la ecuación (50) de Soufi et al. 2018, junto con su respectiva curva de ajuste y su ecuación correspondiente.	94
Figura 57. Configuraciones de las dianas circulares montadas en el tripié, según el tamaño del frente. Tomada de 3G Software & Measurement GmbH.	95
Figura 58. A la izquierda la corrección del norte, a la derecha plano de referencia medido en campo. Tomada de 3G Software & Measurement GmbH.	96
Figura 59. Ejemplificación de la distancia entre la cámara y el frente y la distancia entre ambas fotografías. Tomada de 3G Software & Measurement GmbH.	96
Figura 60. Vista preliminar de la imagen 3D generada, además del indicador de calidad de la imagen. Tomada de 3G Software & Measurement, 2010.	97
Figura 61. Arriba zona oxidada en la parte central del frente; en medio, rasgos estructurales importantes; abajo, cuñas formadas en el perfil del túnel.	99
Figura 62. Zonificación del frente. Zona I, izquierda (azul); zona II, derecha (marrón).	100
Figura 63. Rugosidad y ondulación de una pared de discontinuidad en el frente del túnel cadenamiento 0+196.	101
Figura 64. Estado de las discontinuidades: rugosidad y presencia de humedad.	101
Figura 65. A la izquierda el estereograma con las 6 familias principales presentes en el frente de excavación cadenamiento 0+196. A la derecha imagen tridimensional del frente de excavación del cadenamiento 0+196.	103
Figura 66. Estereograma y cuñas formadas por las familias 3, 4 y 5.	104
Figura 67. Frente de excavación No. 08, cad. 0+208. Macizo rocoso poco fracturado-masivo. Se indican las fracturas principales sobre el frente de excavación.	105
Figura 68. Familias de discontinuidades presentes en el frente de excavación, correspondiente al cadenamiento 0+208, obtenidos mediante la herramienta ShapeMetriX3D.	105
Figura 69. Esquema renderizado donde se muestran las familias principales presentes en el frente de excavación y la cuña formada por éstas.	106
Figura 70. Frente de excavación No. 07, cadenamiento 0+205. Macizo rocoso fracturado. Se indican las fracturas principales sobre el frente de excavación.	108
Figura 71. Familias de discontinuidades presentes en el frente de excavación, correspondiente al cadenamiento 0+205, obtenidos mediante la herramienta ShapeMetriX3D.	108
Figura 72. Frente de excavación No. 01, cad. 0+187. Macizo rocoso muy fracturado. Se indican las fracturas principales sobre el frente de excavación.	109

Figura 73. Familias de discontinuidades presentes en el frente de excavación, correspondiente al cadenamiento 0+187, obtenidos mediante la herramienta ShapeMetriX3D..... 110

Figura 74. Gráfica que muestra los valores de RMR, índice Q, RMI y GSI obtenidos en los 20 frentes de excavación..... 112

1. INTRODUCCIÓN

1.1. Descripción del problema a investigar y justificación de la investigación

En este trabajo se propone utilizar el sistema de clasificación geotécnica Rock Mass Index (RMI) planteado por Palmström (1995, 1996, 2001 y 2007) como nueva alternativa para estimar la capacidad mecánica y de autosoporte de macizos rocosos excavados principalmente en obras subterráneas.

No obstante que el índice Rock Mass Rating (RMR) de Bieniawski (1978, 1984) es el sistema más utilizado mundialmente en el medio académico y profesional para caracterizar los macizos rocosos en términos de la calidad geomecánica, esto puede ser debido a múltiples factores entre los cuales está la facilidad para medir los datos que la alimenta. El objetivo de este trabajo es exponer las ventajas de complementar la información obtenida de frentes de excavación con otros sistemas de clasificación, con la intención de abarcar la mayoría de los factores que puedan relacionarse con la calidad geotécnica y la condición en que influyen en la respuesta mecánica de un sistema geológico cuando se horada un túnel.

Si bien, existe una actualización reciente del índice RMR, elaborada por Celada et al., en el 2014, que lo hace aún más potente. Es importante fundamentar con otras clasificaciones que permitan conocer las características geomecánicas de los macizos rocosos. Por otra parte, Barton (1974) plantea un sistema (índice Q) de clasificación específico para túneles que es útil y práctico para este tipo de obras y del cual se derivan múltiples correlaciones para estimar parámetros mecánicos, así como recomendaciones constructivas. Además de ser una referente internacional muy importante y por ello, se utiliza en este trabajo, aunque su uso no es tan común en el ámbito hispanoamericano como el sistema Bieniawski, a la par del RMR para valorar las ventajas y desventajas del índice RMI.

1.2. Planteamiento del problema

La presente investigación pretende responder a las siguientes cuestiones:

- ¿Cuáles son las ventajas y desventajas de los sistemas RMI, RMR e índice Q en la caracterización de macizos rocosos durante la construcción de túneles?
- ¿Qué relaciones físicas existen entre los sistemas de clasificación geomecánica RMR, Q y RMI?
- ¿Cuáles son las correlaciones matemáticas entre las clasificaciones geomecánicas RMR, RMI y Q de Barton?
- ¿Cuál es la cercanía de estas clasificaciones geomecánicas con la realidad?
- ¿Cuáles son los datos que pueden obtenerse (medir) con mayor facilidad en campo?
- ¿Cómo el uso de herramientas como el ShapeMetriX3D para la evaluación de estos sistemas, puede ser útil?
- ¿Qué datos de estos tres sistemas tienen mayor relevancia en la estabilidad de túneles?

1.3. Línea y área de la investigación. Enfoque práctico

La presente investigación se encuentra dentro del ámbito de estudio de la mecánica de rocas y se centra en la línea de las clasificaciones geomecánicas de macizos rocosos, junto con las variables que intervienen en ellas. Su contribución será la de desarrollar una metodología práctica para la implementación de la clasificación geomecánica R_{Mi}, basada en fundamentos sencillos y con el apoyo de tecnologías vanguardistas para la toma de datos.

1.4. Palabras clave y alcance de la investigación

Se usarán los siguientes términos:

- Clasificación geomecánica:
- RMR:
- Q de Barton:
- R_{Mi}:
- Macizo rocoso:
- Estructura del macizo rocoso:
- ShapeMetriX3D:
- Fotografía estereoscópica:
- Módulo de deformación del terreno:

Por otro lado, este trabajo pretende desarrollar una técnica sistemática de toma de datos, que sea eficiente y versátil, que contribuya de manera eficaz al seguimiento geotécnico durante la construcción de túneles, así como a la revisión de las condiciones de estabilidad, procesos de retroanálisis, toma de decisiones, etc.

1.5. Objetivo de la Tesis

1.5.1. General

Con el uso práctico de herramientas digitales, ShapeMetriX3D, como apoyo en las mediciones para la clasificación geomecánica de frente de avance en túneles se determinará la practicidad del Rock Mass Index (R_{Mi}, Palmström, 2001) como una alternativa más al uso de técnicas de caracterización; a fin de que, junto con éstas, se logre un entendimiento de la estructura geológica y la posible respuesta del macizo ante la perturbación que produce la excavación.

Además de realizar una comparación en los aspectos como el tiempo relativo en la toma de datos, para conocer el índice de calidad del R_{Mi} con respecto a las clasificaciones geomecánicas RMR e índice Q. Asimismo, tener en cuenta otras condiciones de importancia como su facilidad en el levantamiento de datos, cantidad de mediciones, utilidad de los datos (importancia que cada autor le da a cada característica del macizo rocoso para evaluar su calidad geomecánica) y la cercanía que estas clasificaciones tienen con la realidad.

1.5.2. Particulares

- Analizar las ventajas y desventajas del uso de herramientas digitales, como el ShapeMetriX3D, para que sean apoyo en la medición de algunos parámetros de las clasificaciones geomecánicas R_{Mi}, RMR₁₄ e índice Q.
- Analizar la eficiencia de toma de datos de las clasificaciones geomecánicas R_{Mi}, RMR₁₄ e índice Q en un caso práctico.
- Analizar qué parámetros, contenidos en las clasificaciones geomecánicas RMR₁₄, R_{Mi} e índice Q, intervienen en la resistencia mecánica o deformabilidad del macizo rocoso para el tipo de roca específico presente en esta obra concreta.
- Estudiar las correlaciones entre distintos índices de calidad geotécnica con el módulo de deformación del macizo, siguiendo diversos autores. Debido a que existen dificultades en la correlación entre las clasificaciones RMR₁₄, índice Q y R_{Mi}, teniendo en cuenta factores y características distintas para su evaluación; una manera válida de relacionarlas indirectamente es comparar el valor del módulo de deformación calculado para cada una. Al mismo tiempo, se indica una relación matemática que permita calcular el módulo de deformación del macizo rocoso utilizando su valor de RMR respectivo, esto fundamentado en la recopilación de datos de E_m medidos *in situ* obtenidos de la literatura.
- A partir de los análisis anteriores, se establecen las consideraciones en el uso del sistema de clasificación geomecánica R_{Mi}, como parte complementaria en el uso del RMR₁₄ y del índice Q.

Existen circunstancias importantes en la aplicación práctica de la toma de datos para la clasificación geomecánica de un macizo rocoso, ajenas al sistema de medición o clasificación que se utilizan: desde peligros al acercarse al frente de excavación hasta la premura del constructor para lograr el avance en el tiempo estimado. Esto implica tiempos cortos para el levantamiento estructural del frente de excavación; por lo que, se requiere una metodología simple, pero suficiente para caracterizar el frente que se excava. Por tal motivo, es importante conocer la manera correcta de utilizar las principales clasificaciones geomecánicas (RMR₁₄, índice Q y R_{Mi}), sus limitaciones y la utilidad de sus parámetros. Permitiendo, a su vez, tomar decisiones rápidas, sobre todo consistentes con el verdadero comportamiento geomecánico del terreno.

También, es fundamental contar con alternativas para la evaluación de la calidad geomecánica de los macizos rocosos excavados y las características más relevantes que condicionan su comportamiento mecánico. Lo anterior, incluye comprender los estados de esfuerzos en el terreno y la manera en que estos se alteran como producto de la excavación.

Este trabajo podrá ser de gran utilidad para los profesionales en general que buscan estandarizar su práctica y que requieren de un medio de comunicación y entendimiento efectivo, al contar con un criterio más amplio que les permite apoyarse en los estudios y experiencias que dieron origen al RMR₁₄, R_{Mi} e índice Q. La comparación e integración entre estos criterios puede ayudar a formar una comprensión más sólida y ordenada de los factores más notables que rigen el comportamiento del terreno excavado.

1.6. Metodología

La metodología para el uso práctico de la clasificación propuesta por Palmström (RMi) se desarrollará con base a estudios realizados en un túnel en construcción en el estado de Oaxaca, así como con el apoyo de la herramienta ShapeMetriX3D y mediciones directas sobre los frentes de avance; además de tener como base de comparación dos de las clasificaciones más importantes en obras subterráneas: el índice RMR (Bieniawski, 1978, 1989 y 2014) y el índice Q (Barton, 1974).

Se parte del análisis de la propuesta de Palmström (RMi), puntualizando los conceptos más importantes que conforman su teoría. Luego, mediante el empleo de una herramienta práctica y novedosa que brinde apoyo en la toma de datos estructurales del frente (ShapeMetriX3D), se presenta una estandarización de dicha tarea que permita un mejor control en los resultados.

Una vez obtenidos los datos estructurales de múltiples frentes de excavación, se aplica la clasificación RMi, Palmström, 2000, junto con el RMR₈₉ y el índice Q (Barton, 1974) se establecen rangos de comparación entre ellos.

En consecuencia, se analizan las ventajas y desventajas implícitas en el uso del RMi en un caso práctico, comparándolo con el RMR₈₉ y el índice Q, por ser estos conocidos. Finalmente, se determina para el caso particular de esta obra, cuáles son los parámetros de las tres clasificaciones que tienen mayor relevancia en la estabilidad del túnel.

1.7. Hipótesis del trabajo

Los ingenieros que estudian las obras subterráneas han intentado, a lo largo del tiempo, comprender el comportamiento del terreno que atravesará la excavación. Sin embargo, los aspectos geológicos suelen ser una complicación inherente con una gama muy amplia de posibles factores que se combinan: litología, estructura y estado de la roca; esto desde el punto de vista de su génesis y, aunado a esto, es fundamental añadir la necesidad de comprender la manera en que el macizo reacciona ante las acciones de la excavación, los efectos del agua subterránea, los métodos de excavación, etc.

Cuando se trata de analizar y modelizar el comportamiento que tiene el terreno al ser excavado, se puede recurrir a diferentes métodos: como los empíricos, los analíticos y los numéricos. Entre los primeros se encuentran las clasificaciones geomecánicas, desde el RQD (Deere et al., 1967), hasta métodos más modernos como el RMi de Palmström (2000), que de alguna manera son utilizados para estimar un rango de la calidad del macizo rocoso que se está excavando para conocer la capacidad de autosoporte de este y las necesidades de sostenimiento.

Sin embargo, y desde aquí parte la hipótesis de este trabajo, en ocasiones las clasificaciones geomecánicas se usan indiscriminadamente para darle una “calificación” al macizo rocoso, según los criterios y experiencia de quien los usa, sin considerar las bases con las que fueron desarrolladas y, en otras, se usan sin considerar el tipo de obra que se ejecuta, siendo que cada obra es particular y no en todas, la misma característica impacta de la misma manera en la estabilidad de túneles, taludes, excavaciones, cimentaciones, etc. Es por esto que, es esencial comprender que las clasificaciones geomecánicas sirven para materializar conceptos particulares que interactúan entre sí y funcionan como un conjunto (discontinuidades, dureza de la roca, bloques, rugosidad, etc.)

presente en la geología del terreno y cómo estos factores impactan en el comportamiento del macizo rocoso al ser perturbado. Las clasificaciones geomecánicas son una herramienta que el ingeniero debe utilizar racionalmente para crear una imagen cognitiva del estado del macizo rocoso y tridimensional que le permita comprender su respuesta mecánica a la excavación de la obra.

2. CLASIFICACIONES GEOMECÁNICAS PARA LA ESTIMACIÓN DE LA CALIDAD DE LOS MACIZOS ROCOSOS Y LOS SISTEMAS DE SOSTENIMIENTO

Cuando es posible medir lo que se está estudiando y esto puede expresarse con números, se está comprendiendo algo al respecto, sin embargo, cuando no eres capaz de medirlo y mucho menos expresarlo con números, tú conocimiento sobre aquello es limitado.

William Thomson Kelvin (1824-1907)

Antes de Terzaghi se buscaba una manera de contener el material excavado en un túnel con medios físicos, v.gr., el uso de un escudo (patente de Marc Isambard Brunel en 1818) para excavar por debajo del Río Támesis; inclusive, mucho antes, cuando en la antigüedad se necesitaba conducir el agua de ciudades griegas o cuando se necesitaba extraer algún mineral primario de vetas, se construían túneles rudimentarios, estos fueron excavados probablemente sin un sistema que permitiera clasificar el material que se excavaba y mucho menos utilizar un método para prevenir su comportamiento mecánico ante su perturbación.

Fue en épocas relativamente recientes de nuestra historia, cuando se buscaron formas de ordenar patrones y características similares para procesar de mejor manera la información recopilada y contribuir al mejor entendimiento de la naturaleza y al aprendizaje (la taxonomía ha sido aplicada ampliamente en la biología, geología, matemáticas y otras ciencias). RAE, 2020.

Se puede decir que, en nuestra historia reciente, Terzaghi (1946) fue el primero en desarrollar una clasificación para comprender la reacción mecánica en la clave de un túnel, ante una carga de roca. Aunque hubo algunas otras clasificaciones (Tabla 1) entre la propuesta por Terzaghi en 1946 y la propuesta por Deer et al. (RQD, *Rock Quality Designation*, 1967), esta última fue la que sentó las bases de un concepto muy importante, la separación entre discontinuidades, misma que posteriormente evolucionaría al concepto de tamaño de bloque. Aunque el RQD está contenido en las clasificaciones geomecánicas RMR, Q y de alguna manera también en el RMI, por sí solo no es suficiente para conceptualizar el estado mecánico de un macizo rocoso; únicamente da una idea del grado de fracturamiento del terreno a cierta profundidad.

Fue hasta 1973, cuando Bieniawski publicó su clasificación geomecánica RMR (Rock Mass Rating), que contenía 5 criterios de evaluación: resistencia de la roca matriz: RQD, separación entre discontinuidades, estado de las discontinuidades y condiciones del agua subterránea; estos criterios de algún modo permiten formar una imagen general del estado del macizo rocoso, sin embargo, no contiene un factor muy importante (mismo que fue introducido por Barton et al. en 1974) y que es el estado de esfuerzos que afecta a la excavación, siendo éste el que, de acuerdo con Barton, rige el comportamiento de cada una de las propiedades físicas del macizo rocoso, ante una perturbación física.

Aunque ambas clasificaciones (RMR e índice Q) comparten similitudes en sus criterios de evaluación, el RMR fue desarrollado para ser utilizado en diferentes tipos de obras excavadas en

roca, es decir, en cimentaciones, taludes y túneles; sin embargo, esto ocasiona que su evaluación sea general y no tome en cuenta las características específicas de cada caso, siendo estos muy diferentes en algunas ocasiones (aunque existan correcciones propuestas por Bieniawski, continúa sin considerar el estado de esfuerzos).

Posterior a las clasificaciones RMR e índice Q, Palmström (1995), desarrolló el sistema RMI (Rock Mass Index), una clasificación que plantea un nuevo enfoque para la evaluación de macizos rocosos, teniendo como criterios principales: la resistencia de la roca matriz, el volumen de bloques de roca y el estado de las discontinuidades. En capítulos posteriores, se darán las implicaciones en el uso de cada una de estas clasificaciones, así como también del índice de resistencia geológica (GSI) de Hoek.

En la Tabla 1 se muestra una relación histórica de sistemas de clasificación geomecánicas para macizos rocosos.

Las clasificaciones ingenieriles para caracterizar macizos rocosos son ampliamente usadas por diversas razones, algunas de ellas son:

- Promueven una mejor comunicación con el grupo de trabajo, proyectistas, geólogos, diseñadores, contratistas e ingenieros civiles.
- La experiencia, juicio y observación se correlacionan y consolidan de mejor manera con una clasificación ingenieril.
- Los ingenieros prefieren los números.
- Las clasificaciones ayudan a organizar y consolidar el conocimiento, materializando en una imagen real, conceptos abstractos (v.gr., rugosidad, puentes de roca, persistencia, fractura, falla, etc.).
- Son de gran aplicación en proyectos de mecánica de rocas, para la planeación y diseño de obras como hidroeléctricas, túneles, cavernas, silos, puentes, túneles, etc.

En próximos incisos se presenta una breve descripción de los conceptos más importantes contenidos en las clasificaciones geomecánicas más difundidas, mismas que son motivo de estudio de esta tesis; asimismo se discuten las implicaciones que tienen en su aplicación y en la descripción de macizos rocosos.

2.1. Matriz rocosa

2.1.1. Litología

La escala es un factor muy importante en el comportamiento mecánico del sistema rocoso, hablando de los minerales como una escala meso o micro, la roca matriz como una escala macro y el macizo rocoso como una escala estructural (Figura 1)

Sistema de clasificación	Forma y tipo	Aplicación principal	Autor
Clasificación por carga de roca de Terzaghi	Forma descriptiva y del comportamiento. Tipo funcional	Diseño de marcos metálicos para soporte en túneles	Terzaghi, 1946
Tiempo de autosoporte de Lauffer	Forma descriptiva. Tipo General	Diseño de excavación de túneles	Lauffer H., 1958
Nuevo método austriaco de excavación de túneles (NATM)	Forma descriptiva y del comportamiento. Concepto de excavación de túneles	Diseño y excavación de subsuelo incompetente (sobresfuerzo)	Rabcewicz, Müller and Pacher, 1958 - 1964
Clasificación de rocas para propósitos de mecánica de rocas	Forma descriptiva. Tipo General	Datos de entrada para mecánica de rocas	Patching and Coates, 1968
Clasificación unificada para suelos y rocas	Forma descriptiva. Tipo General	Basada en partículas y bloques para comunicarse	Deer et al., 1969
Designación de la calidad de roca (RQD)	Forma numérica. Tipo General	Basado en núcleos de sondeos, está incluido en otras clasificaciones	Deer et al., 1967
Clasificación tamaño-resistencia	Forma numérica. Tipo General	Basado en la resistencia de la roca y diámetro de bloques, usado principalmente en minería	Franklin, 1975
Clasificación de la calidad de la estructura rocosa (RSR)	Forma numérica. Tipo General	Diseño del sistema de soporte (marcos) en túneles	Wickham et al., 1972
Calidad del macizo rocoso (RMR)	Forma numérica. Tipo General	Diseño de túneles, minas y cimientos	Bieniawski, 1973
Sistema Q	Forma numérica. Tipo General	Diseño del soporte en excavaciones subterráneas	Barton et al., 1974
Clasificación tipológica	Forma descriptiva. Tipo General	Usada para transmitir el conocimiento, entendimiento (comunicación)	Maluta and Holzer, 1978
Sistema unificado de clasificación de rocas	Forma descriptiva. Tipo General	Usada para transmitir el conocimiento, entendimiento (comunicación)	Williamson, 1980
Clasificación geotécnica básica (BGD)	Forma descriptiva. Tipo General	Aplicación general	ISRM, 1981
Índice de resistencia geológica (GSI)	Forma numérica. Tipo General	Diseño del soporte en excavaciones subterráneas	Hoek, 1994
Índice del macizo rocoso (RMi)	Forma numérica. Tipo General	Caracterización general, diseño del soporte, uso en el proceso de excavación en TBM	Palmström, 1995
Glosario: Forma descriptiva: Los criterios de entrada en el sistema están basados mayormente en descripciones; Forma numérica: Los criterios de entrada están dados por valores numéricos acorde a sus características; Forma del comportamiento: Los criterios de entrada están basados en el comportamiento del macizo rocoso en el túnel; Tipo general: el sistema está elaborado para servir como una caracterización general Tipo funcional: El sistema está estructurado para ser aplicado en una especialidad (p.e. para sistemas de soporte)			

Tabla 1. Relación histórica de sistemas de clasificación geomecánicas para macizos rocosos.

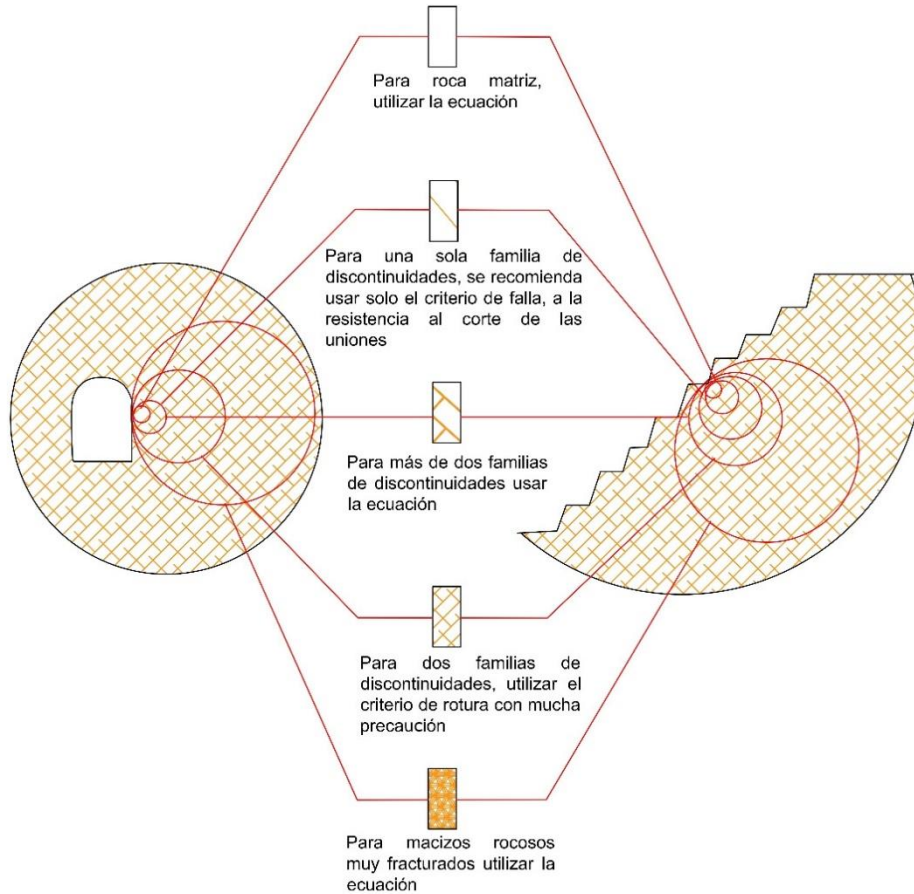


Figura 1. Esquema del manejo del concepto de escala. Modificada de Hoek, 1994.

Cada una influye más o menos en el comportamiento mecánico del medio, un ejemplo es cuando las propiedades de la roca matriz impactan en el comportamiento mecánico del macizo rocoso; esto sucede cuando el espaciamiento de las juntas es amplio pero la roca intacta es débil; esto se reflejará en posibles roturas y altos niveles de deformación (Singh & Goel, 2011); por otro lado, las propiedades petrográficas influyen en la formación y distribución de las discontinuidades que constituyen el macizo rocoso y en la degradación de sus paredes.

La roca matriz está conformada por minerales, que tienen unas características que a su vez influyen en la respuesta mecánica de la roca. Algunas propiedades físicas de los minerales que influyen en su comportamiento mecánico pueden ser el clivaje, maclas, dislocaciones, fracturas microscópicas, densidad y dureza (Mohs y Vickers). Yendo a una escala mayor, el comportamiento mecánico de la roca matriz está condicionado por los granos, su textura, su fábrica, meso estructura, porosidad, flujo y micro fisuras (Verbrugge y Schroeder, 2018, Figura 2).

Para conocer la dureza de los minerales, es posible utilizar dos tipos de escalas, una relativa (Mohs) y una mecánica (Vickers). La escala de Mohs tiene 10 niveles de dureza y es representada por 10 minerales, el de menor dureza (1 en la escala) es el talco, mientras que el de mayor dureza (10 en la escala) es el diamante, para conocer la dureza de un mineral se le intenta rayar con otro

mineral de dureza conocida y se le compara para conocer su dureza relativa, Tarbuk y Lutgens (2005). Por su parte, la prueba de Vickers mide la dureza de manera mecánica; esto se logra midiendo la resistencia de un material al ser penetrado. Una punta de diamante ejerce sobre el mineral una presión a un ángulo base de 136° y la escala de cargas va de 5 a 125 kilogramo-fuerza (de cinco en cinco, de acuerdo con Verbrugge y Schroeder, 2018).

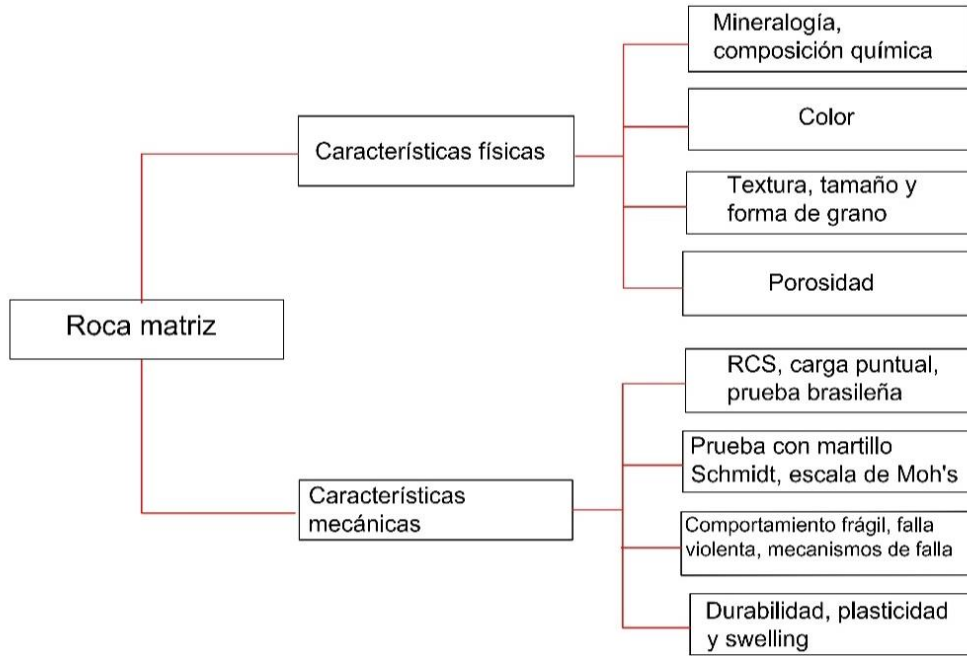


Figura 2. Características físicas y mecánicas que influyen en el comportamiento geomecánico de la roca matriz. Modificada de Palmström (2001).

Se emplean láminas delgadas de hasta 0,15 mm y para determinar el número de dureza se aplica la siguiente ecuación:

$$HV = \frac{2 \sin(68^\circ) \cdot F}{d^2} \approx \frac{1.8544 \cdot F}{d^2} \quad (1)$$

donde d es la diagonal de la huella dejada por la punta (o la media de las diagonales medidas) y F es la fuerza aplicada sobre la pirámide de diamante.

Usando la dureza de Vickers es posible aproximar la composición mineralógica de una roca; este parámetro es llamado “dureza media ponderada” (WAH¹), además es posible calcular el contraste entre durezas en una roca con este método.

Un parámetro indirecto que es consecuencia de la composición mineralógica de la roca, es por ejemplo la abrasividad, que puede indicar la presencia de minerales con gran dureza y así poder cuantificarlos mediante parámetros como el factor de desgaste (F_{schim}), definido por Schimazeck y

¹ Weighted average hardness (dureza promedio ponderada)

Knatz en 1970 (Verbrugge y Schroeder, 2018); este parámetro puede ser útil, en el cálculo de desgaste de discos para su reemplazo en una TMB.

2.1.2. Densidad, porosidad

La porosidad está determinada por el tamaño de grano, su distribución, su forma, así como la presión y profundidad a la que se encuentra (Schón, 1996).

La densidad y porosidad son propiedades físicas de la roca y son inversamente proporcionales (a mayor porosidad, menor densidad y viceversa). Esto se explica por la mayor cantidad de huecos en una roca porosa. Ahora bien, la profundidad influye en la densidad de una roca, mientras mayor sea la profundidad en la que se encuentra, mayor la carga sobre ella y su compresión será mayor, provocando el cierre de los espacios vacíos y de las micro fisuras, disminuyendo su porosidad.

2.1.3. Alteración

Como se mencionó anteriormente la matriz rocosa está formada por minerales que se alteran con menor o mayor facilidad dependiendo de su propia naturaleza y de las condiciones de temperatura y presión en las que se formaron.

Un ejemplo sencillo de lo anterior se encuentra en la serie de reacción de Bowen, 1956, donde se describe la secuencia de cristalización de los principales minerales formadores de roca (origen ígneo); ésta nos dice que, el mineral que se encuentra más arriba de esta serie (olivino) comienza a cristalizar a temperaturas mayores que el mineral que se encuentra más abajo (cuarzo), entonces el mineral olivino ya habrá formado cristales en un magma con condiciones de temperatura muy altas, mientras que, el mineral que se encuentra más abajo de la serie (cuarzo) se encontrará en solución en este magma y no formara cristales hasta que la temperatura disminuya. Lo anterior también tiene relación con el comportamiento de los minerales ante los efectos del intemperismo, siendo que, mientras un mineral esté más alejado de su ambiente de formación (temperatura y presión), éste será más propenso a alterarse. Por ejemplo, en condiciones superficiales, el cuarzo es estable y difícilmente se altera, sólo se desgasta; mientras que el olivino es muy inestable y es muy propenso a alterarse.

Lo anterior es solo un ejemplo de un tipo de alteración de los minerales que forman una roca; existen muchos más factores que quedan fuera del alcance de este trabajo, pero que ayudan a comprender hasta qué grado puede afectar el intemperismo y la meteorización a la roca expuesta en un túnel o excavación. Existen minerales que se comienzan a alterar casi al momento de ser expuestos. Conocer su alteración y la forma en la que ésta se presenta, ayuda a fortalecer el entendimiento del comportamiento mecánico del macizo rocoso.

Así mismo, esto da una idea general del tipo de relleno que puede presentar una discontinuidad, de qué manera la alteración de los minerales o el aporte de una fuente externa; v.gr., hidrotermal, dará como resultado un relleno duro o suave, o simplemente no lo tendrá; esto tiene implicaciones como el comportamiento ante el estado de esfuerzos, según sea el tipo de relleno de las discontinuidades (Figura 3). El grado de meteorización es también un factor que

altera la densidad y la resistencia de la roca: una roca sana no pesa ni resiste de la misma manera que una roca con un grado alto de meteorización, debido a la alteración de los minerales que la componen.

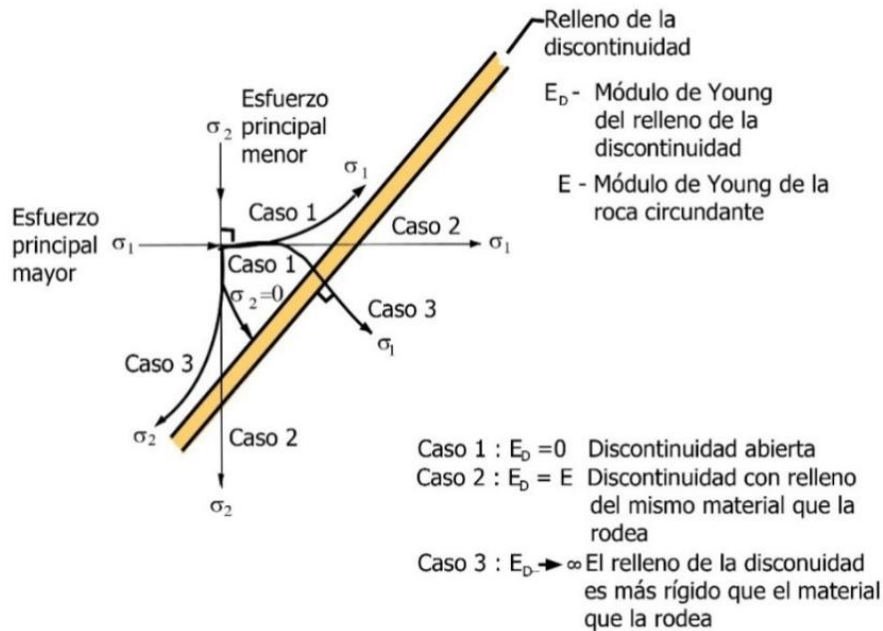


Figura 3. Dirección que pueden tomar los esfuerzos principal mayor y menor, respecto a la condición del relleno de las discontinuidades que atraviesan. Tomada de Hudson y Harrison, 1997.

Existen distintas maneras de conocer el grado de alteración (o meteorización) de la roca: la tabla propuesta por el ISRM en 1981 (Figura 4) ayuda a caracterizar el estado de alteración en el que se encuentra un macizo rocoso, con pruebas sencillas en campo (golpe del martillo y estado de la estructura geológica). Otro método sencillo es el propuesto por Hoek (1994), en el índice de resistencia geológica (GSI), que utiliza a grandes rasgos, la estructura geológica del macizo rocoso y la resistencia que esta tiene al golpe del martillo de geólogo.

2.1.4. Resistencia

La resistencia que presenta una roca antes de romperse o fallar, cuando es sometida a fuerzas, depende de distintos factores; a continuación, se explican algunos de manera breve.

Como se mencionó anteriormente (inciso 2.1.1) la litología de la roca es un factor muy importante que define su resistencia; se puede englobar la forma de su depósito o emplazamiento (estratificación, foliación, fábrica y textura), los minerales que contiene, su densidad y porosidad; además, a estas propiedades físicas puede sumarse el estado de esfuerzos al que está sometida y el grado de meteorización que presenta.

Es importante tomar en cuenta la forma en la que se acomodan los minerales o sedimentos en una roca debido a que la resistencia no siempre es la misma en cualquier dirección en la que se le aplica una fuerza. En rocas estratificadas la resistencia a la compresión simple suele ser mayor si la fuerza aplicada es perpendicular a la estratificación y menor si es paralela, en cambio el

módulo de Young y la velocidad de ondas sísmicas son mínimas, Verbrugge y Schroeder, 2018. Algunos autores como Palmström (1995), han observado que la fractura de algunas rocas sigue planos paralelos a la dirección de minerales como micas, clorita, anfíbol y piroxeno; además, la presencia de otros como la serpentina, talco y grafito impactan desfavorablemente en la resistencia.

Escala de Meteorización		
(ISRM, 1981)		
GRADO DE METEORIZACIÓN	TIPO	DESCRIPCIÓN
I	Fresco	No aparecen signos de meteorización
II	Ligeramente meteorizado	La decoloración indica alteración del material rocoso y de las superficies de la discontinuidad. Todo el conjunto rocoso está decolorados por meteorización.
III	Moderadamente Meteorizado	Menos de la mitad del macizo rocoso aparece descompuesto y/o transformado en suelo. La roca fresca decolorada aparece como una estructura continua o como núcleos aislados
IV	Altamente meteorizado	Más de la mitad del macizo rocoso aparece descompuesto y/o transformado en suelo. La roca fresca o decolorada aparece como núcleos aislados.
V	Completamente meteorizado	Todo el macizo rocoso aparece descompuesto y/o transformado en suelo. Se conserva la estructura del macizo rocoso.
VI	Suelo residual	Todo el macizo rocoso se ha transformado en un suelo. Se ha destruido la estructura del macizo y la fabrica del material

Figura 4. Tabla de escala de meteorización, donde se muestra el grado de meteorización que presenta un macizo rocoso y su descripción. Modificada de ISRM 81.

Respecto a la textura y mineralogía que compone la roca, Johnson y Hoek & Brown utilizan el parámetro M que depende del tipo de roca y su resistencia (σ_c); el tipo de roca está dividido en una escala de 5 y esto depende de la forma en la que fallan, es decir, si la roca tiene minerales que tienen clivaje (una forma en la que los minerales rompen en planos geométricos, que están regidos por su acomodo molecular) o si, por el contrario, su fractura es aleatoria; además, esta clasificación distingue entre rocas detríticas y rocas policristalinas (Zhang, 2017).

Para el caso de las rocas con cristales de mayor tamaño (v.gr. textura fanerítica, porfídica), el valor del parámetro M será mayor (Zhang, 2017). Es decir, el parámetro menor vendrá dado por una roca formada por minerales con clivaje e irá aumentando conforme el tamaño de los minerales o sedimentos aumenta; le seguirán, entonces, rocas con grano muy fino (v.gr., lodos, carbonatos, *mudstone*), después, rocas de grano grueso con clastos de minerales sin clivaje (v.gr., arenisca, cuarcitas), para terminar con rocas policristalinas de micro cristales (v.gr., textura afanítica) y rocas policristalinas de cristales visibles (v.gr., textura fanerítica, porfídica).

Respecto a la influencia de la escala en la resistencia de la roca, Hoek & Brown, 1997, sugieren que la reducción de la resistencia, al aumentar el tamaño de la muestra, se debe a que aumenta la posibilidad de fallar a través y alrededor de los granos, así que mientras mayor sea el número de granos, mayor la posibilidad de falla, (Zhang, 2017).

Tal y como se discutió en el inciso 2.1.2, respecto a la porosidad y la densidad de la roca, un punto a destacar es la influencia del micro fisuramiento, sin importar la densidad que tenga; esto tiene implicaciones en la respuesta mecánica cuando se le aplica una fuerza y tiene que ver con la modificación de su anisotropía, ya que los espacios tenderán a cerrarse cuando la fuerza que se le aplica es perpendicular a estos planos, modificando su módulo de Young, además mientras mayor sea la fuerza que se le aplique, estas fisuras se unirán unas a otras (fenómeno de coalescencia) provocando que la roca falle.

El estado de esfuerzos se refiere, de manera general, a la distribución de las fuerzas que experimenta, en este caso, un macizo rocoso, ya sea por la gravedad representada por el peso de la roca sobre un punto cualquiera, la presión que ejerce el agua (presión de poro o el caudal) sobre éste o la fuerza aplicada de origen antropogénico (una excavación hecha por el hombre). Esto afecta en todos sentidos a la resistencia y comportamiento de la roca; afecta, como se dijo antes, en la porosidad y en la densidad; además la dirección de los esfuerzos principales, en algunas clases de rocas, pueden inducir anisotropía.

Si a una muestra isótropa de roca (refiriéndose a la mineralogía y de una uniformidad en las fracturas y poros que la conforman) se le aplica una carga hidrostática, su respuesta elástica será también isótropa; sin embargo, si se aplica una carga axial, esto tenderá a cerrar fisuras o poros cuya normal sea paralela a la carga aplicada, provocando una anisotropía inducida.

Algunos ejemplos de cómo el cambio en el estado de esfuerzos puede alterar el comportamiento mecánico de la matriz rocosa son:

- El cierre de fisuras posterior a la compresión: tiende a incrementar el módulo elástico efectivo de la roca, (Afrouz, 1992).
- La relación de la compresibilidad de la roca porosa: es igual a la compresibilidad del mineral que la conforma y la compresibilidad producida por el cierre de los poros. El módulo de corte (*shear modulus*) y el módulo volumétrico (*bulk modulus*) son utilizados para saber cuánto cambiará de forma un mineral al aplicarle una carga, (Afrouz, 1992).
- Rocas con arreglos de minerales como micas, arcillas y clorita (v.gr., textura lepidoblástica) tienden a presentar un mayor grado de anisotropía al ser ensayadas, (Zhang, 2017).
- La resistencia máxima de una roca estratificada se da cuando el esfuerzo mayor es perpendicular o paralelo a la estratificación y su menor resistencia es cuando el esfuerzo mayor y la estratificación forman un ángulo de entre 30° y 60°, (Zhang, 2017).
- La relación de anisotropía es usualmente definida como la variación entre la resistencia a la compresión mayor y la resistencia a la compresión menor, según sea la dirección en la que se aplique la fuerza respecto, por ejemplo, a su estratificación, (Zhang, 2017).

- Cuando la resistencia a la compresión simple (RCS) varía, pero la dureza media ponderada (WAH) no, la resistencia no depende de la mineralogía, sino de un factor geológico con mayor importancia, la intensidad del micro fracturamiento, (Verbrugge y Schroeder, 2018).

2.2. Macizo rocoso

Un macizo rocoso es el conjunto de la roca matriz y sus discontinuidades. Considerar la dimensión (tamaño) geológica es crucial, a excepción de los casos donde el macizo rocoso es homogéneo, isótropo, inalterado y continuo, sin embargo, esto es casi imposible de encontrar en la naturaleza.

Entonces, son dos los factores que componen al macizo rocoso y cada uno afecta su comportamiento mecánico según sean sus características físicas, v.gr., cuando el número de discontinuidades es reducido, un análisis de estabilidad puede basarse en la geometría del área de estudio y en la resistencia al corte de las discontinuidades que lo conforman. Por otro lado, cuando son muchas las familias de discontinuidades y el macizo rocoso está muy fracturado, la resistencia de la matriz rocosa comienza a tener mayor importancia (Verbrugge y Schroeder, 2018).

Sin embargo, para la simplificación de análisis prácticos en taludes, excavaciones y túneles, es común que se utilicen cuerpos o unidades geotécnicas que engloban unidades litológicas con características geotécnicas similares, para poder resolverlo con métodos y herramientas utilizadas en problemas de ingeniería del terreno (Verbrugge y Schroeder, 2018).

La conformación de estos cuerpos o unidades es posible al utilizar clasificaciones geomecánicas, que engloban, en un solo ámbito, macizos rocosos de propiedades geomecánicas similares; con esto se logra simplificar el problema y, sobre todo, disminuir los requerimientos de cómputo, reduciendo también el número de variables que intervienen en un fenómeno geomecánico.

2.2.1. Discontinuidades

En el inciso anterior (2.1) se habló de manera general sobre las implicaciones y características de la matriz rocosa; en este apartado se exponen de manera general las implicaciones y características del segundo grupo que conforma un macizo rocoso, las discontinuidades.

Las características de las discontinuidades que deben tomarse en cuenta al momento de analizar el posible comportamiento de una excavación de túnel son: persistencia o continuidad, espaciamiento, relleno, abertura, rugosidad y resistencia de las paredes. Otras consideraciones que se deben tener en cuenta son la humedad o flujo de agua. Además, Bieniawski (1989), propone una corrección a su clasificación, restándole cierto valor, al total de la puntuación del RMR, dependiendo de la orientación desfavorable de alguna familia de discontinuidades, el valor varía según sea el tipo de excavación que se realice.

La persistencia o continuidad da una idea de la superficie de contacto entre las discontinuidades que constituyen al macizo rocoso, además, junto con el espaciamiento, es posible estimar el tamaño de los bloques, como lo propone Palmström (1995) en su clasificación. Sin

embargo, existen implicaciones en la medición de este parámetro, siendo que, se observan y miden en un plano bidimensional (v.gr., el frente de excavación), por lo que, hacer un cálculo preciso de la forma de los bloques (tridimensional) que forman las discontinuidades resulta complicado. En la naturaleza suelen presentarse más de 3 familias de discontinuidades, por lo que las formas que pueden adquirir, así como los tamaños que pueden presentar son casi infinitos.

La abertura, el relleno y la rugosidad de las discontinuidades suelen ser los parámetros con la mayor variación dentro del macizo rocoso; pueden coexistir cualquier tipo de ondulación y rugosidad en las paredes de un solo macizo rocoso, por lo que evaluarlas depende del criterio del geólogo; puede usarse el promedio de todas las que se hayan observado o inferir primero la familia principal de discontinuidades y con las condiciones más desfavorables y evaluar sus características.

Existe una gran diferencia en el comportamiento de un bloque sin relleno con paredes rugosas, respecto a un bloque con las juntas abiertas y con relleno arcilloso. De estas condiciones puede depender su movimiento y, por ello, diversos autores consideran que el factor geomecánico con mayor importancia para las discontinuidades (Verbrugge y Schroeder, 2018) es la resistencia al corte, debido a que la de compresión casi no interviene y la de tensión, en un análisis mecánico, usualmente es considerada nula; la resistencia al corte usualmente está basada en criterios cohesivo friccionantes (Mohr-Coulomb, Barton-Bandis, etc.), aunque la cohesión se desprecia ocasionalmente.

2.3. Sistema RMR-2014

Durante las últimas dos décadas la clasificación geomecánica de Bieniawski, en su versión de 1989, ha sido posiblemente la más empleada en la caracterización de macizos rocosos, especialmente para túneles y obras subterráneas.

En 2014, Celada y sus colaboradores (empresa Geocontrol, España) realizaron una revisión y actualización del sistema RMR₈₉ para lo cual, consideraron los siguientes aspectos:

- Toma como base la tabla del RMR₈₉ (nombrado RMR_b o RMR básico) modificada por Geocontrol que ha utilizado desde el 2000 para la excavación de túneles.
- En el RMR₈₉ modificado, o RMR₁₄ (Celada et al., 2014), se mantienen 3 parámetros propuestos por Bieniawski, (1989) y Lowson y Bieniawski (2013) que son:
 - La resistencia a la compresión simple de la roca intacta
 - Número de juntas por metro (desde Lowson y Bieniawski, 2013, Figura 5)
 - El efecto del agua en la excavación
- Hace modificaciones al concepto de la condición de las discontinuidades del RMR₈₉, dando un límite de 20 puntos en la condición más favorable.
- Introduce el concepto de alterabilidad, que se refiere al porcentaje de matriz rocosa que puede alterarse debido al intemperismo que afecta al frente al ser descubierto por la excavación
- Añade además dos parámetros de corrección para utilizar el RMR₁₄, en excavaciones con tuneladoras (TBM's) y para considerar la plastificación del frente.

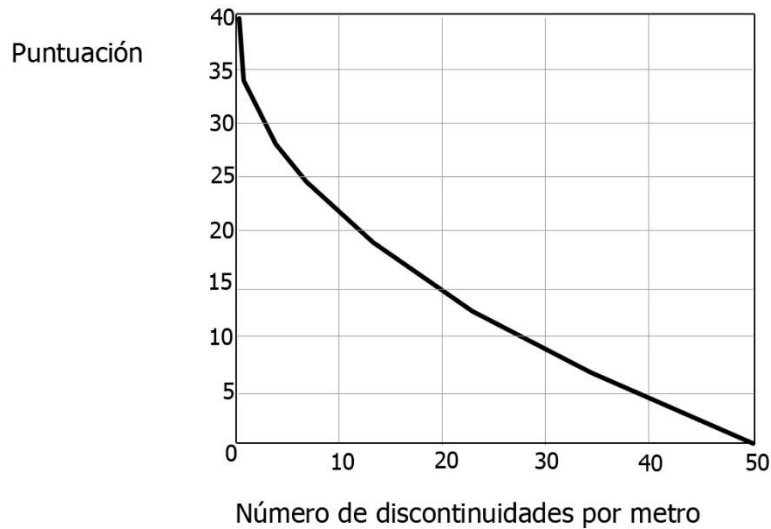


Figura 5. Gráfica que representa la puntuación del parámetro recién introducido en el RMR₁₄ (Número de discontinuidades por metro). Tomada de Celada et al. 2014.

Cada uno de estos parámetros tiene un valor numérico que se suma o resta definiendo cinco categorías de calidad de roca, de acuerdo con la Tabla 2. En la Tabla 3 se muestra la clasificación completa de Bieniawski, según la versión de 1989. En ella se incluyen las puntuaciones para cada rubro, el detalle de los parámetros que definen el estado de las diaclasas, así como la corrección por orientación de discontinuidades y los diferentes tipos de obra a los que es aplicable esta clasificación.

RMR	Clase	Calidad
100 a 81	I	Muy buena
80 a 61	II	Buena
60 a 41	III	Mediana
40 a 21	IV	Mala
< 20	V	Muy mala

Tabla 2. Escala de calidades de la clasificación RMR₈₉.

Desde el año 2000, Geocontrol comenzó a utilizar la Tabla 3, una modificación del RMR₈₉ por la necesidad de adaptar mejor esta clasificación a la excavación de túneles, donde, puede caracterizarse la roca directamente en el frente y observar las unidades geológicas. Por lo que, no es necesario utilizar métodos directos como el RQD para conocer las condiciones geológicas de la zona; además, el RQD medido in situ plantea inconvenientes cuando se quiere obtener su puntuación, resultando confuso y no representativo a las condiciones reales del medio donde se encuentra.

Por lo anterior Geocontrol (Tabla 3) y posteriormente Lowson y Bieniawski (2013), sugieren sustituir el parámetro RQD y espaciamiento entre discontinuidades del RMR₈₉, por el de número de discontinuidades por metro (Figura 5) y así poder medirlo directamente de un frente de

excavación. Celada et al. (2014) nombran a este RMR₈₉ modificado, como RMR_b o RMR base y sobre este hace modificaciones.

Parámetros de clasificación																
RMR (1) Resistencia a la compresión simple de la roca intacta																
	>2500	1000 - 2500			500 - 1000			250 - 500			50 - 250			10-50		<10
Puntuación	15	12			7			4			2			1		0
RMR (2+3) RQD y espaciamiento de las discontinuidades																
Discontinuidades/m	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
Puntuación	40	34	31	29	28	27	26	25	24	23	22	21	20	19	18	17
Discontinuidades/m	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31
Puntuación	17	16	15	14	14	13	13	12	12	11	11	10	10	9	9	9
Discontinuidades/m	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44	45	46	47
Puntuación	8	8	7	7	7	6	6	6	5	4	3	3	2	2	1.5	1
Discontinuidades/m	48	49	50													
Puntuación	1	0.5	0													
RMR (4) Condición de las discontinuidades																
Persistencia	< 1 m			1 - 3 m				3 - 10 m			10 - 20 m			20 m		
	6			4				2			1			0		
Apertura	0			<0.1 mm				0.1 - 1 mm			1 - 5 mm			> 5 mm		
	6			5				4			1			0		
Rugosidad	Muy rugoso			Rugoso				Ligeramente rugoso			Ondulado			Suave		
	6			5				3			2			0		
Relleno	Sin relleno			Relleno Duro <5mm				Relleno Duro >5mm			Relleno Suave <5mm			Relleno Suave >5mm		
	6			4				2			2			0		
Alteración	Inalterado			Ligeramente alterado				Moderadamente alterada			Muy alterada			Descompuesta		
	6			5				3			1			0		
RMR (5) Condiciones del agua subterránea																
Estado	Seco			Ligeramente húmedo				Húmedo			Goteando			Agua fluyendo		
Puntuación	15			10				7			4			0		

Tabla 3. Criterios para calcular el RMR_b utilizados por Geocontrol desde el año 2000. A partir de Celada et al. 2014.

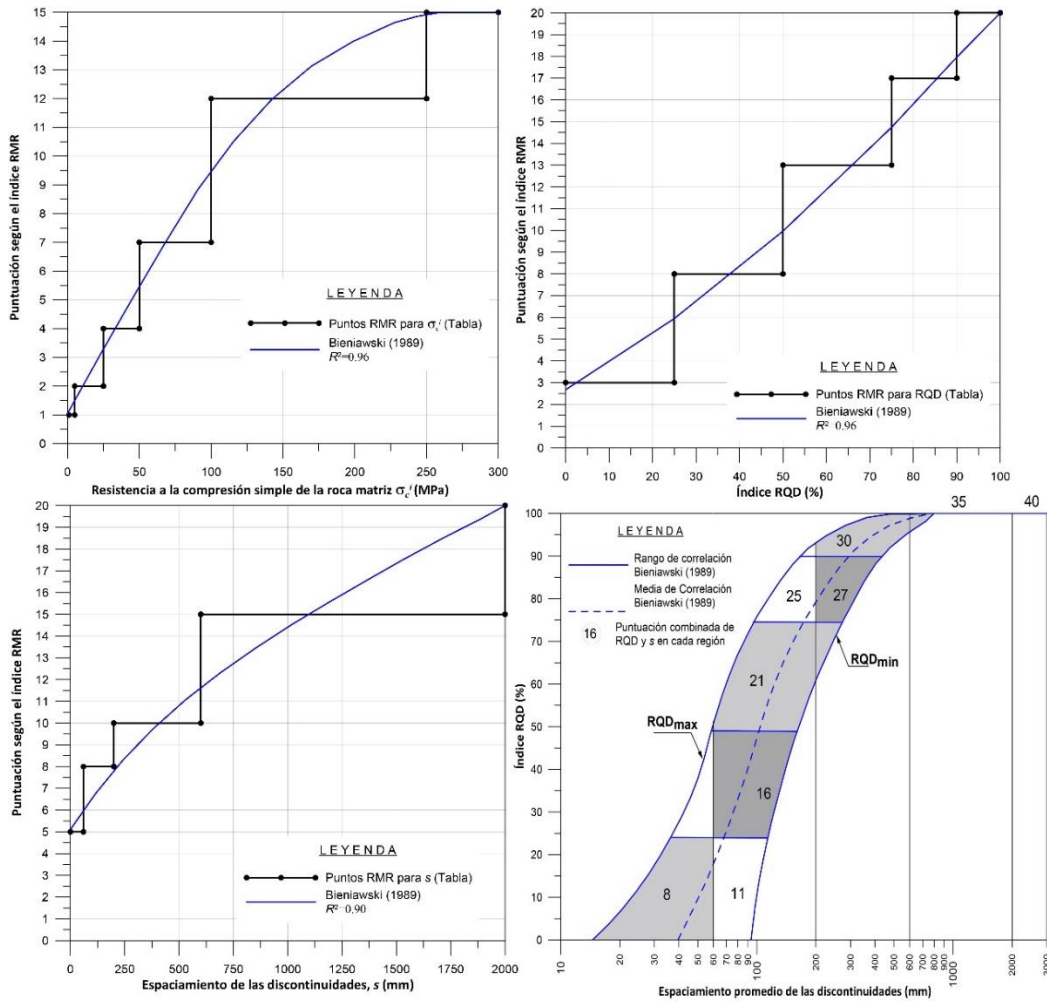


Figura 6. Gráficas para calcular la puntuación del valor correspondiente a la resistencia a la compresión simple, el RQD y al espaciamiento entre discontinuidades del RMR. Tomada de Bieniawski (1989).

En Celada et al. (2014) se agregan dos nuevos parámetros al RMR, estos son la resistencia de las juntas y la alterabilidad del terreno por el efecto del agua. La resistencia de las juntas se valora según los siguientes aspectos:

- Continuidad de las juntas
- Rugosidad de las juntas, medida por el JRC
- Tipo de relleno en las juntas
- Grado de meteorización de los labios de la junta

Estos cuatro parámetros son propuestos en la “*Guía para la clasificación en condiciones de discontinuidad*”, Bieniawski (1989) y Celada et al. (2014) los limita a 20 puntos para las condiciones más favorables de las discontinuidades. (Tabla 4).

RMR (4)	Condición de las discontinuidades			
Persistencia	< 1 m	1 - 3 m	3 - 10 m	> 10 m
	5	4	2	0
Rugosidad	Muy rugoso	Rugoso	Suave	Superficie de deslizamiento
	5	3	1	0
Relleno	Duro		Blando	
	< 5 mm	> 5 mm	< 5 mm	> 5 mm
	5	2	2	0
Alteración	Inalterado	Ligeramente	Inalterado	Ligeramente
	5	3	1	0

Tabla 4. Puntuación de los parámetros utilizados en la valoración de la resistencia de las juntas. A partir de Celada et al. 2014.

La alterabilidad se evalúa según los resultados obtenidos por el *Slake Durability Test*, definido en la norma ASTM D4644-87; éste permite calcular el índice de alterabilidad I_{d2} , que para su valoración, Celada et al. (2014), utilizan la base de datos de Geocontrol (Figura 7), que contiene 2,298 datos de RMR en frente de túneles; según su hipótesis, para poder integrarse sin alterar el valor medio del RMR_b , es necesario que los valores de esta base de datos no tengan una variación importante cuando este parámetro se evalúe. Para esto propone 4 hipótesis con valores de I_{d2} (Tabla 5) para un rango determinado de RMR_{14} (es decir, un valor de RMR_b con el parámetro I_{d2} , sumado a su valoración).

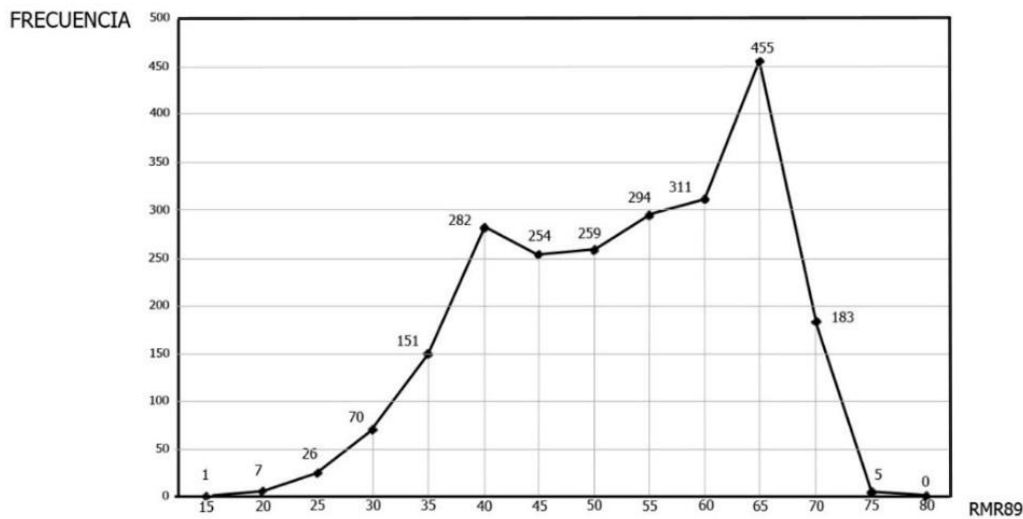


Figura 7. Histograma con base en los datos de Geocontrol. Tomada de Celada et al. 2014.

Evaluando cada hipótesis y obteniendo su respectivo histograma y comparándolo con el histograma de la base de datos de valores RMR_b (Figura 7), les fue posible evaluar cuál de estas hipótesis se ajustaban mejor.

Hipótesis	Valores del I_{d2} (%)					
	<98	95 - 98	85 - 95	60 - 85	30 - 60	<30
RMR ₁₄ -I	10	8	6	4	2	0
RMR ₁₄ -II	10	10	10	8	4	0
RMR ₁₄ -III	10	9	8	2	1	0
RMR ₁₄ -IV	10	10	9	3	1	0

Tabla 5. Cuatro hipótesis formuladas por Celada et al. 2014 con base en los datos de Geocontrol. Modificada de Celada et al. 2014.

La hipótesis que Celada et al. 2014 presentan como la más adecuada, la que corresponde al RMR₁₄-II, que tiene una desviación $R=0.982$ respecto al histograma base (Figura 7). La Tabla 6 muestra la valoración del parámetro I_{d2} que integran el nuevo RMR (RMR₁₄).

Alterabilidad I_{d2} (%)			
<85	60 - 85	30 - 60	<30
10	8	4	0

Tabla 6. Puntuación de la alterabilidad en el RMR₁₄. Modificada de Celada et al. 2014.

Una vez obtenido un RMR_b con los 2 parámetros propuestos por Celada et al. (2014), se agregan 2 nuevos factores de corrección, que al ser considerados junto con el factor de corrección por orientación de discontinuidades (Tabla 7) propuesto por Bieniawski (1989), el RMR₁₄ se calcula con la siguiente ecuación (Celada et al., 2014):

$$RMR_{14} = (RMR_b + F_0) \cdot F_e \cdot F_s \tag{2}$$

donde: RMR_b=RMR₈₉ del macizo rocoso, sin corregir por orientación del túnel; F_0 el factor que considera la orientación del eje del túnel respecto a la familia de discontinuidades más importante del terreno; F_e el factor que se considera el mejor comportamiento del terreno cuando se excava con tuneladoras y F_s el factor que considera el efecto de la plastificación del terreno en el frente del túnel.

Perpendicular		Paralela		Inclinación		Inclinación de las discontinuidades
Avance a favor de la inclinación	Avance en contra de la inclinación	Avance a favor de la inclinación	Avance en contra de la inclinación	Avance a favor de la inclinación	Avance en contra de la inclinación	
45° - 90°	20° - 45°	45° - 90°	20° - 45°	45° - 90°	20° - 45°	Menor a 20°
0	-2	-5	-10	-12	-5	-5

Tabla 7. Criterios para el cálculo de los factores de ajuste para el RMR₁₄. Modificada de Celada et al. 2014.

El factor de corrección F_0 es el mismo que se aplica en el RMR₈₉, mientras que F_e se refiere a la menor perturbación del terreno cuando se usa una TBM para su excavación, esto implica que el valor RMR del frente de un túnel excavado con explosivos sería menor al medido en un frente excavado con TBM, mientras que F_s se refiere al efecto de la plastificación del frente que aumenta

el grado de fracturamiento natural de la roca y por ende disminuye el valor del RMR del macizo rocoso.

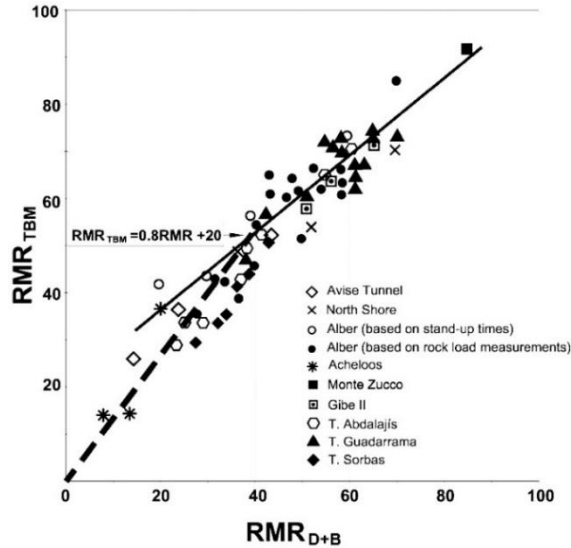


Figura 8. Gráfica de la correlación entre el RMR_{TBM} y el RMR. Tomada de Celada et al. 2014.

Para la obtención de F_e , Bieniawski et al. (2011) plantea la relación entre el RMR_{TBM} y RMR₈₉, para obtener curvas de ajuste que proporcionen ecuaciones para calcularlo (Figura 8).

En Celada et al. 2014 se proponen, con base en Bieniawski, 2011, las siguientes ecuaciones:

Para RMR < 40:

$$F_e = 1 + 2 \left(\frac{\text{RMR}}{100} \right)^2 \quad (3)$$

Para RMR > 40:

$$F_e = 1.32 - \sqrt{\frac{(\text{RMR} - 40)}{25}} \quad (4)$$

Para calcular este efecto es necesario utilizar el *índice de comportamiento elástico (ICE)*, propuesto por Bieniawski et al. (2011) y está dado por las siguientes ecuaciones:

Para $K_0 \leq 1$:

$$ICE = \frac{3704 \sigma_c^i \cdot e^{\frac{\text{RMR}-100}{24}}}{(3 - K_0) \cdot H} \cdot f \quad (5)$$

Para $K_0 \geq 1$:

$$ICE = \frac{3704 \sigma_c^i \cdot e^{\frac{\text{RMR}-100}{24}}}{(3K_0 - 1) \cdot H} \cdot f \quad (6)$$

donde; σ_c^i es la resistencia a la compresión simple de la roca intacta; k_0 es el coeficiente de esfuerzo horizontal, H es la profundidad a la que se encuentra el frente del túnel; y f el factor de forma del túnel (Tabla 8).

Tipo de excavación subterránea	f
Túnel circular de 6 m de diámetro	1.3
Túnel circular de 10 m de diámetro	1
Túnel convencional de 14 m de anchura	0.75
Cavernas (25 m de ancho x 60 m de alto)	0.55

Tabla 8. Valores del factor f (forma de la excavación). Modificada de Celada et al. 2014.

Con el valor de ICE obtenido es posible predecir el estado tenso-deformacional del frente, de acuerdo con Celada et al. (2014); para un valor de $ICE < 70$ el frente puede presentar plastificación importante que altere la calificación RMR (Tabla 9 y Figura 9).

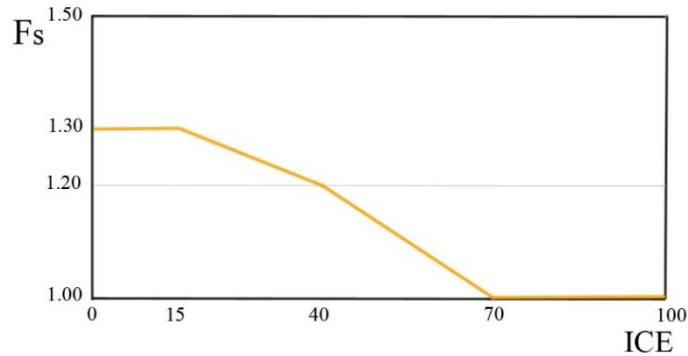


Figura 9. Gráfica de valores del factor F_s según su valor de ICE . A partir de Celada et al. 2014.

ICE	Comportamiento del frente del t
>130	Completamente elástico
70 - 130	Elástico con incipiente plastificación
40 - 69	Moderadamente plastificado
15 - 39	Intensamente plastificado
< 15	Totalmente plastificado

Tabla 9. Comportamiento plástico del frente de excavación según su valor de ICE . Modificada de Celada et al. 2014.

La Figura 9 representa la relación entre el F_s y el ICE y las ecuaciones que definen los distintos tramos la curva son las siguientes Celada et al. 2014.

Para $ICE < 15$:
$$F_s = 1.3 \tag{7}$$

Para $15 < ICE < 70$
$$F_s = 1.3 - 0.6 \left(\frac{ICE}{100} \right)^2 \tag{8}$$

Para $ICE > 70$
$$F_s = 1 \tag{9}$$

La Tabla 10, muestra los parámetros y sus valores, para poder evaluar cualquier macizo rocoso con el RMR_{14} , propuesto por Celada et al. (2014).

Parámetros de clasificación RMR ₁₄					
(1) Resistencia a la compresión simple de la roca intacta			(2) Número de discontinuidades		
Figura 6			Figura 5		
(3)	Condición de las discontinuidades				
Persistencia	< 1 m	1 - 3 m	3 - 10 m	> 10 m	
	5	4	2	0	
Rugosidad	Muy rugoso	Rugoso	Suave	Superficie de deslizamiento	
	5	3	1	0	
Relleno	Duro		Blando		
	< 5 mm	> 5 mm	< 5 mm	> 5 mm	
	5	2	2	0	
Alteración	Inalterado	Ligeramente	Inalterado	Ligeramente	
	5	3	1	0	
(4)	Condiciones del agua subterránea				
Estado	Seco	Ligeramente húmedo	Húmedo	Goteando	Agua fluyendo
Puntuación	15	10	7	4	0
(5)	Alterabilidad I _{d2} (%)				
>85	60 - 85		30 - 85	<30	
10	8		4	0	

Tabla 10. Criterios y puntuaciones para el cálculo del RMR₁₄. Modificada de Celada et al. 2014.

Finalmente, en Celada et al. 2014 se sugiere una correlación entre el RMR₁₄ y el RMR₈₉, que calcula utilizando la base de datos de Geocontrol (2,298 datos) (Figura 10); obteniendo la ecuación (10) correspondiente a la línea de tendencia, como puede observarse, ambas tienen casi una correspondencia lineal entre sí.

$$RMR_{14} = 1.1 \cdot RMR_{89} + 2 \tag{10}$$

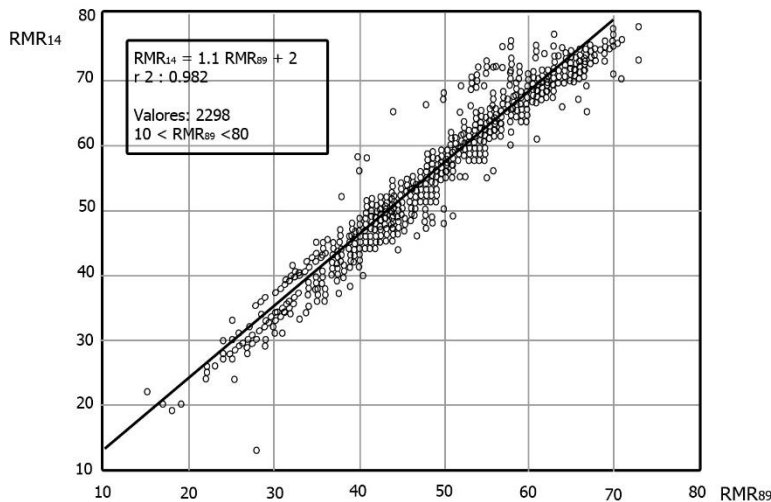


Figura 10. Correlación entre el RMR₁₄ y el RMR₈₉, con base en los datos de Geocontrol. Tomada de Celada et al. 2014.

2.3.1. Evaluación crítica de las prácticas de diseño de túneles basadas en RMR: Un enfoque práctico de ingeniero, de Lowson y Bieniawski, 2013

Lowson y Bieniawski, 2013, muestran una guía práctica del uso correcto de la clasificación RMR para el diseño de túneles. Para esto se basan en 5 aspectos importantes que deben tomar en cuenta los profesionales dedicados al diseño y construcción de túneles, estos son:

- Tablas para el diseño de anclas, concreto lanzado y marcos de soporte en función del tiempo de la excavación y la calidad de la roca.
- Decisión de la forma del túnel y el revestimiento secundario.
- Gráficas de la clasificación RMR y su aplicación práctica.
- Refinamiento de la predicción del módulo de deformación de un macizo rocoso sólo con su calidad.
- Nuevo enfoque para el manejo de condiciones de squeezing y rock-busting.

En casi 40 años de experiencia adquirida en el uso del sistema RMR se han llevado a cabo múltiples actualizaciones para mejorarlo y ajustarlo a las necesidades actuales y acercarse cada vez más a la realidad vista en obras alrededor del mundo. Esto implica el uso práctico del sistema con base en tablas y gráficas para la estimación y valoración del estado del macizo rocoso estudiado; además de mostrar los errores en el uso de ésta y otras clasificaciones geomecánicas, que se han arraigado y, en ocasiones viciado desde el inicio de su uso (Bieniawski, 2011).

Para el diseño de soporte en túneles en roca se han usado tablas como la Tabla 11 que resultaban ser descriptivas y hasta cierto punto ambiguas, pudiendo interpretarse a conveniencia de quien la usaba. Esta tabla, cuando se propuso, era sólo aplicable a casos particulares, respecto a la forma y tamaño del túnel (herradura con ancho no mayor a 10 m) y el nivel de esfuerzos en el que se encuentra (esfuerzo vertical menor a 25 MPa).

El uso de tablas entonces se sustituyó por el uso de gráficas y ecuaciones de las cuales se pueden obtener datos cuantitativos con mejor aplicabilidad en el diseño genérico de túneles.

En Bieniawski, 2011, habla sobre los mitos, usos y errores en la aplicación de las clasificaciones geomecánicas. Se refiere a la reserva en la aplicación de métodos empíricos como lo son las clasificaciones geomecánicas y su uso conjunto con otros métodos para el diseño de túneles; además de poner en contexto las técnicas viciadas que se han llevado a cabo alrededor del uso de su sistema RMR.

Un aspecto importante comenta, es la interpretación equivocada de las tablas del RMR en algún momento por parte de Hoek y Brown, 1995, en la que supone que los valores mínimos del sistema RMR son valores promedio (indicados en las tablas del RMR₈₉) y no realmente los mínimos (iguales a 0) y que pueden obtenerse de las gráficas de la Figura 6, lo cual se ha reproducido en la literatura en la última década, dando por sentada una idea errónea de que el sistema RMR sólo se calcula con las tablas proporcionadas por Bieniawski, 1989, sin tomar en cuenta las gráficas que abarcan cada valor del rango de cada parámetro con su respectiva puntuación, esto por lo tanto implica la aplicación de datos erróneos Bieniawski, 2011.

CLASE DEL MACIZO ROCOSO	EXCAVACIÓN	SOPORTE		
		ANCLAJE (20 mm de diámetro totalmente embebidas)	CONCRETO LANZADO	MARCOS METÁLICOS
ROCA DE MUY BUENA CALIDAD CLASE I RMR 81 - 100	Sección completa con 3 m de avance	Generalmente no es necesario algún sistema de soporte, excepto por el uso ocasional de anclas puntuales		
ROCA DE BUENA CALIDAD CLASE II RMR 61 - 80	Sección completa con 1 a 1.5 m de avance, soporte completo a 20 m del frente	Localmente, anclajes en la corona de 3 m de longitud, espaciadas a 2.5 m, puede ir acompañada ocasionalmente de malla de alambre	50 mm en la corona donde sea requerido	Sin marcos
ROCA DE MEDIANA CALIDAD CLASE III RMR 41 - 60	Sección superior y banqueo con avance de 1.5 - 3 m avanzando en sección superior Se comienza a colocar el soporte justo después de cada voladura Soporte completo a 10 m del frente	Anclaje sistemático de 4 m de longitud, espaciados de 1.5 - 2 m en la corona y paredes con malla de alambre en la corona	50 - 100 mm en la corona y 30 mm en los hastiales	Sin marcos
ROCA DE MALA CALIDAD CLASE IV RMR 21 - 40	Sección superior y banqueo con avance de 1 - 1.5 m avanzando en sección superior Instalar el soporte de manera simultánea con la excavación a 10 m del frente	Anclaje sistemático de 4 - 5 m de longitud, espaciados de 1 - 1.5 m en la corona y paredes con malla de alambre en la corona	100 - 150 mm en la corona y 100 mm en los hastiales	Marcos ligeros o medianos, espaciados cada 1.5 m donde se requiera
ROCA DE MUY MALA CALIDAD CLASE V RMR <20	Múltiples excavaciones con 0.5 a 1.5 m de avance en la sección superior Instalar el soporte de manera simultánea con la excavación. Lanzar concreto lo más pronto y cerca posible del frente.	Anclaje sistemático de 5 - 6 m de longitud, espaciados de 1 - 1.5 m en la corona y paredes con malla de alambre en la corona	150 - 200 mm en la corona, 150 mm en los hastiales y 50 mm en el frente	Marcos medianos a pesados espaciados a cada 0.75 con armado y colado si se requiere.

Tabla 11. Fases de excavación y tipo de soporte según el valor de RMR para un túnel en forma de herradura de 10 de ancho y un esfuerzo vertical <25 MPa, construido con explosivos. Tomada de Bieniawski, 2011.

Las gráficas de la Figura 6 son una reproducción de las propuestas originalmente por Bieniawski y que incluyen las puntuaciones correspondientes a los rangos que se presentan en las tablas, así como el coeficiente de relación que guardan las curvas continuas con dichos puntos. Esto último resulta interesante para conocer el rango de error en el que se puede incurrir si se toman directamente los rangos de las tablas.

Debe entenderse entonces que los datos contenidos en las tablas del sistema RMR provienen de gráficas que relacionan el parámetro que se valora y su puntuación. Y que para valorar el estado de un macizo rocoso con el sistema RMR conviene utilizar las gráficas correctamente y no sólo limitarse al uso las tablas que sólo muestran los valores promedio correspondientes a cada puntuación.

2.3.1.1. Estimación de cargas sobre el soporte

De acuerdo con los autores, la carga de la roca aplicada al sistema de soporte (con fines de cálculo), está en función de las condiciones del macizo rocoso y del estado inicial de esfuerzos (Lowson y Bieniawski, 2013). Siempre y cuando la roca no esté bajo altos grados de esfuerzo y no ocurra el fenómeno de *squeezing*, se puede estimar con la siguiente ecuación:

$$P_r = \frac{100 - RMR}{100} \cdot 10m \cdot \left(\frac{Span}{10m}\right)^{\frac{1}{2}} \cdot \rho_r \cdot \gamma_r \tag{11}$$

donde γ_r es un factor parcial, ρ_r es la densidad de la roca y *Span* el ancho de la excavación. Los resultados de esta ecuación se muestran en la gráfica de la Figura 11.

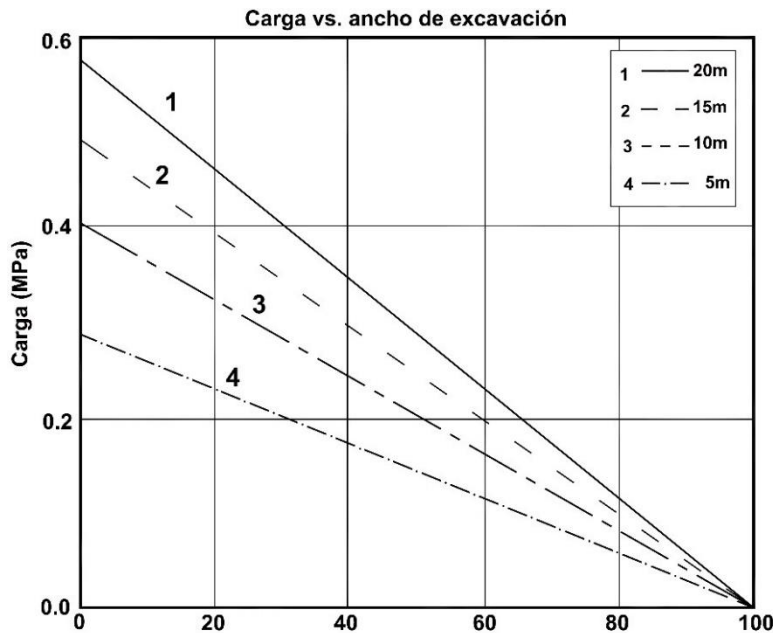


Figura 11. Gráfica de la carga de roca contra ancho de excavación. Para $\gamma_r = 1.5$ y $\rho_r = 27\text{kN/m}^3$. A partir de Lowson y Bieniawski, 2013.

2.3.1.2. Tiempo de autosoporte

Dependiendo de la condición del macizo rocoso y el ancho de la excavación, ésta puede necesitar algún sistema de sostenimiento como marcos, anclas, concreto lanzado o una combinación de ellos, o puede prescindir de éste y autosoportarse (Lowson y Bieniawski, 2013).

Lo anterior puede estimarse utilizando la gráfica de la Figura 12, adicionalmente en la gráfica se puede observar el tiempo que puede pasar después de que se realiza la excavación sin soporte, a partir del RMR y que, teóricamente, en este periodo de tiempo no se deformara completamente el macizo rocoso.

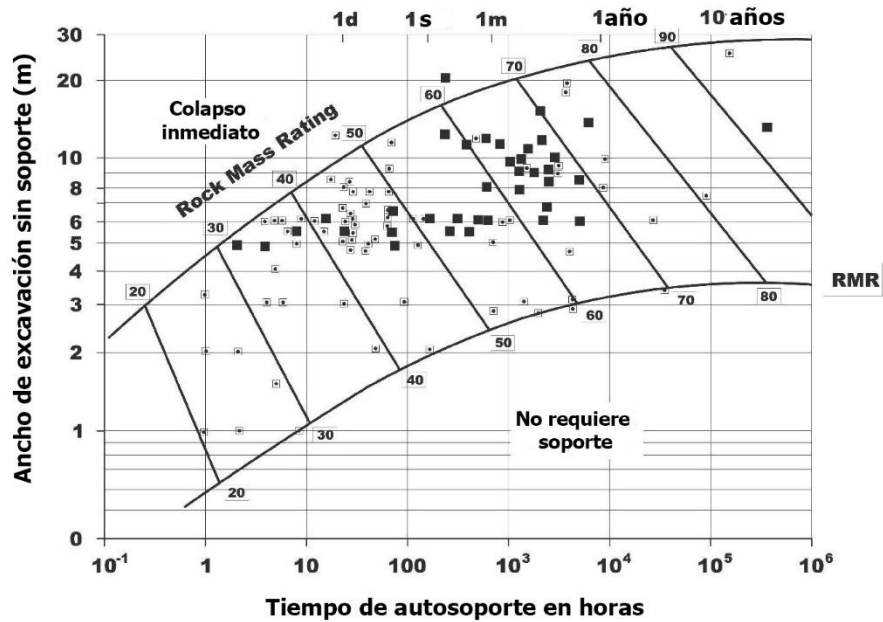


Figura 12. Gráfica del tiempo de autoapoye contra ancho excavado sin soporte. Tomada de Lowson y Bieniawski, 2013.

2.3.1.3. Separación entre anclas

De acuerdo con Lowson y Bieniawski, 2013, la separación entre anclas puede estimarse a partir del índice RMR, asimismo, ésta debe reflejar el espaciamiento de las discontinuidades en el macizo rocoso, y es preferible el uso en conjunto con concreto lanzado para darle un mayor soporte a las anclas sobre la superficie rocosa; además el comportamiento del concreto lanzado no debe ser considerado igual al de un arco.

La estimación de la separación entre anclas puede ser obtenida de las siguientes ecuaciones:

$$\text{Si } 20 < \text{RMR} \leq 85 \quad S_b = 0.5m + 2.5m \cdot \left(\frac{\text{RMR} - 20}{65} \right) \quad (12)$$

$$\text{Si } 10 < \text{RMR} \leq 20 \quad S_b = 0.25m + \frac{(\text{RMR} - 10)^{1.5}}{140} m \quad (13)$$

$$\text{Si } \text{RMR} \leq 10 \quad S_b = 0.25m \quad (14)$$

Nota: Lowson y Bieniawski (2013), recomiendan que para macizos rocosos con un RMR igual o mayor a 85 no es necesario utilizar anclas.

La Figura 13 muestra de forma gráfica el resultado de las anteriores ecuaciones.

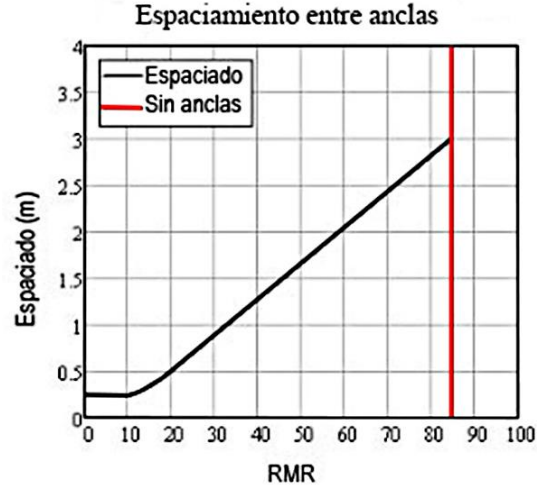


Figura 13. Gráfica de espaciado entre anclas. Tomada de Lawson y Bieniawski, 2013.

Una mirada crítica a este criterio de diseño de los anclajes partiría de que, en muchas ocasiones, los valores de RMR por debajo de 25 implican que el macizo rocoso es débil, está en extremo alterado y que es posible incluso que haya perdido por completo su estructura. Entonces la implementación de anclas de fricción puede resultar poco eficiente o incluso inútil, siendo que el espaciado entre anclas menores a un metro resulta una práctica extremadamente costosa, tanto en tiempo de colocación como en materiales.

2.3.1.4. Longitud del ancla.

La longitud del ancla está en función del RMR y del ancho de excavación. Lawson y Bieniawski, 2013, se basaron en datos empíricos de experiencias en minas y en resultados de modelización numérica para obtener la siguiente relación:

$$Span = \frac{(L_b + 2.5)^{\frac{RMR+25}{52}}}{3.6} \tag{15}$$

donde *Span* es el ancho de la excavación en metros y *L_b* es el largo del ancla embebida en metros. Sin embargo, y como se muestra en la Figura 14, el ancho de excavación se limita a un máximo de 25 m, puesto que, un ancho de excavación mayor, pondría en riesgo la excavación. Además, se tiene que pensar en una longitud de la ancla congruente y compatible con el proceso constructivo y recursos logísticos y materiales, con los que se cuenta. Aunque de la ecuación (15), se pueden obtener resultados de ancho de excavación de 60 m, con una longitud de ancla de 12 m y un RMR de 80, es importante utilizar el criterio y reserva en el uso de esta ecuación.

En la Figura 14 se muestran valores de largo de ancla de 1 hasta de 6 m. Sin embargo, para un macizo rocoso de calidad media (RMR=45) y un ancho de excavación de 10 m, la ecuación (15) da como resultado anclas de 12 m de largo, lo cual debería ser el límite de esta figura, ya que considerar anclas más largas dificultaría el proceso constructivo; además, debe considerarse la eficiencia de éstas en materiales muy fracturados, sin olvidar que anchos de excavación mayores pondrían en riesgo la estabilidad del túnel para un macizo rocoso muy fracturado y de baja calidad;

para valores de RMR menores se tendría que pensar en la aplicación de otro sistema de sostenimientos, que actúe en conjunto con las anclas, para estabilizar la excavación de manera eficiente y segura.

Largo del ancla en función del ancho de excavación vs el valor de RMR

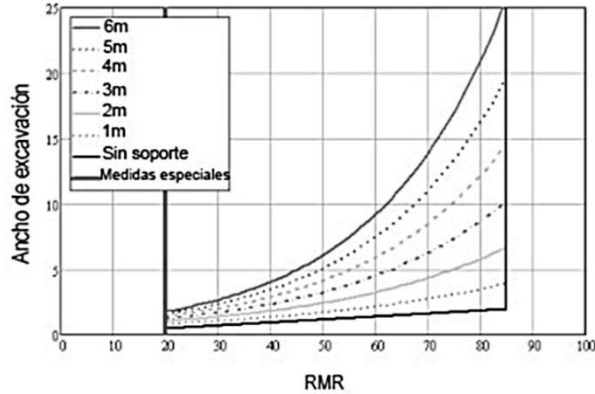


Figura 14. Gráfica para obtener largo del ancla embebida (líneas continuas y punteadas) según el ancho de excavación (span) y el valor de RMR del frente. Tomada de Lawson y Bieniawski, 2013.

2.3.1.5. Capacidad de soporte del ancla

La capacidad de soporte del patrón de anclas en roca se asume como la capacidad de cada ancla dividida por el área que ésta soporta. Esta capacidad de soporte se reduce conforme el RMR es menor, debido a que se pierde el agarre efectivo del ancla, reduciendo su efectividad para evitar la movilización de bloques (Lowson y Bieniawski, 2013).

$$F_{bd} = \frac{F_b}{\gamma_b} \left(\frac{RMR}{85} \right)^{\frac{40}{RMR}} \tag{16}$$

donde F_b es la capacidad tensional última del ancla y γ_b es un factor de reducción (un valor arbitrario que le da el autor y que corresponde al 75% de la capacidad de carga del ancla).

Capacidad de soporte del ancla

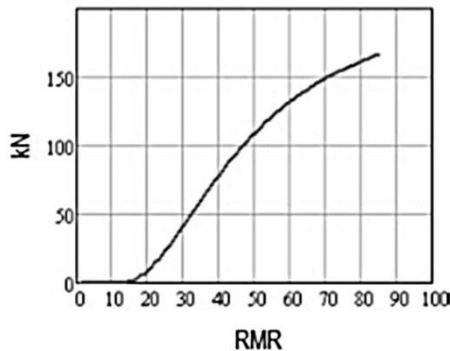


Figura 15. Gráfica de la capacidad de soporte del ancla, para $F_b=250\text{kN}$ y $\gamma_b=1.5$. Tomada de Lawson y Bieniawski, 2013.

2.3.1.6. *Capacidad de soporte del concreto lanzado*

El diseño de la capacidad del concreto lanzado se basa en el concepto de que éste actúa simplemente como un arco bajo compresión². Sin embargo, esto se ha modificado para reflejar la realidad en dos aspectos: el comportamiento real del concreto lanzado y el proceso constructivo. Para esto se consideraron diferentes situaciones. (Lowson y Bieniawski, 2013).

- Cuando la roca es de buena calidad, $RMR > 60$, sólo es necesaria una capa delgada. Para una superficie irregular (debido a los bloques de tamaño considerable formados) resulta también una capa de concreto lanzado irregular, por lo cual no puede considerársele a esto un arco. La realidad es que esta capa actúa de manera preventiva ante el posible desprendimiento de bloques inestables resultantes de la excavación (p.ej. explosivos). (Lowson y Bieniawski, 2013).
- Cuando la roca es de calidad media, RMR de 35 a 60, el concreto lanzado puede comportarse como un arco siempre y cuando a lo largo de un tramo considerable de túnel la excavación se mantiene con esa calidad de roca y la forma del túnel sea de herradura; el concreto lanzado estará en una superficie menos rugosa que la anterior. Por lo cual, la capa será menos irregular (Lowson y Bieniawski, 2013).
- Cuando la roca está por debajo de un $RMR = 35$, se debe de pensar en el uso de varios tipos de soporte, debido a que, en estas condiciones el túnel estaría sometido a cargas axiales y de flexión que podrían ocasionar su colapso (Lowson y Bieniawski, 2013).

Como se observa en la Figura 16, la capacidad máxima del momento de diseño ocurre cuando el esfuerzo axial medio es aproximadamente $1/5$ de la resistencia del cilindro. Esto implica que no importa el espesor del concreto lanzado, si el espesor cambia, cambia la escala en el eje de las abscisas, pero la escala en el eje de las ordenadas y la forma de la curva seguirían siendo las mismas (Lowson y Bieniawski, 2013).

²Nótese que en la sección donde se define la metodología para proponer la longitud de las anclas, los propios autores sugieren que el concreto lanzado no debe ser considerado igual al de un arco.

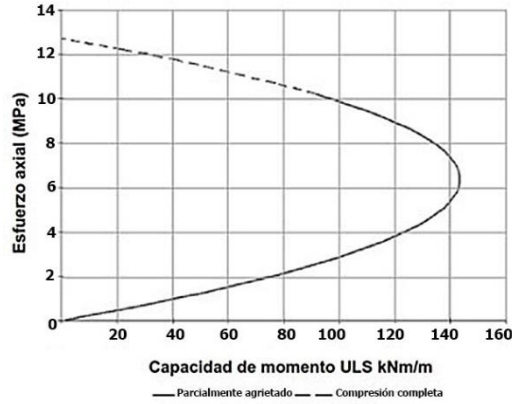


Figura 16. Diagrama de interacción de un concreto lanzado de 32 MPa con Eurocode 2. Tomada de Lowson y Bieniawski, 2013.

Esta propiedad es usada para desarrollar la relación para la capacidad de diseño (*design capacity* es el rendimiento máximo teórico de un sistema en un período dado en condiciones ideales) del concreto lanzado, que refleja el comportamiento del concreto lanzado usado en una excavación.

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_s} \left[0.2 + 0.8 \left(\frac{RMR}{100} \right)^{\frac{3}{2}} \right] \quad (17)$$

donde f_{ck} es la resistencia de un cilindro del concreto lanzado, γ_s es un factor de reducción y f_{cd} es la capacidad de diseño del concreto lanzado.

En Lowson y Bieniawski (2013), se basaron en relaciones entre capacidad del concreto lanzado y anclas para diseñar gráficas que relacionen el ancho de la excavación y el RMR con el espesor del concreto lanzado.

2.3.1.7. Marcos metálicos

Según Lowson y Bieniawski (2013), el uso de marcos metálicos en roca va disminuyendo con el tiempo y es sustituido por concreto lanzado con fibras sintéticas o metálicas, que consumen menos tiempo al colocarse (robots lanzadores) y su uso es más económico. Sin embargo, es posible que el uso de marcos metálicos sea adecuado cuando el concreto lanzado no es efectivo, v.gr., en rocas de muy mala calidad y poca resistencia, además en situaciones donde exista *squeezing* en los que la ductilidad puede ser importante.

Grafico de diseño de concreto lanzado asumiendo que no hay marcos metalicos

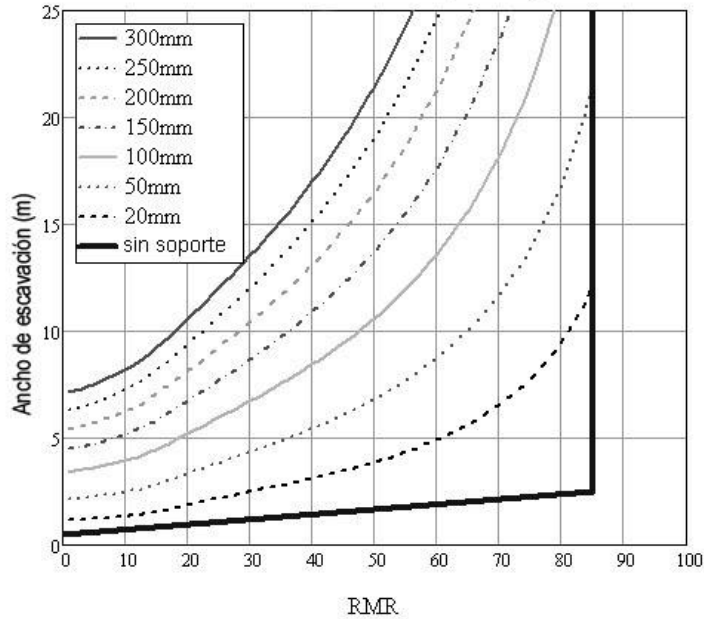


Figura 17. Gráfica para el diseño del espesor del concreto lanzado sin uso de marcos metálicos, en función del valor RMR y el ancho de la excavación. Tomada de Lawson y Bieniawski, 2013.

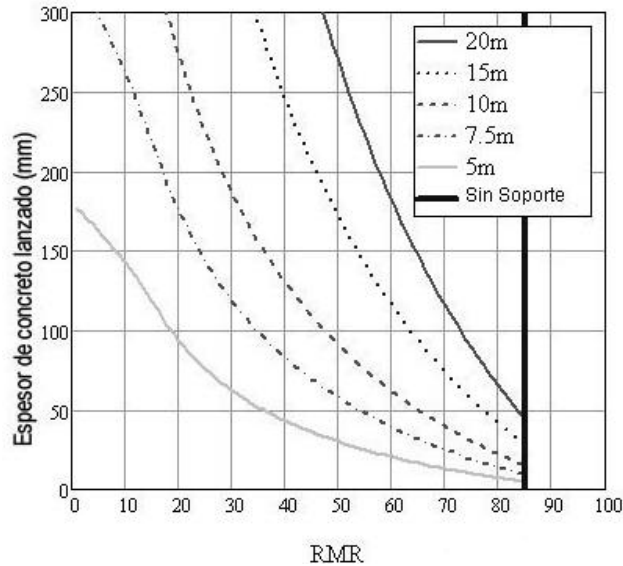


Figura 18. Gráfica para conocer el espesor del concreto lanzado para diferentes anchos de excavación vs RMR. Tomada de Lawson y Bieniawski, 2013.

El diseño de marcos metálicos se basa en que los marcos están separados por incrementos discretos. Su falla resulta cuando se combina la compresión axial y la flexión. Las ecuaciones para el cálculo de la capacidad de marcos metálicos son las siguientes Lawson y Bieniawski, 2013:

Límite elástico

$$P_{el} = \frac{4A_s I_s \sigma_y}{S_r r_i [4I_s + A_s X r_i (1 - \cos(\theta))]} \quad (18)$$

Límite plástico

$$P_{pl} = \frac{2S_{pl}A_s\sigma_y}{S_r r_i [2S_{pl} + A_s r_i (1 - \cos(\theta))]} \quad (19)$$

donde A_s es el área de la sección, I_s es el momento de inercia, S_{pl} es el módulo de sección plástica, X es la profundidad de la sección y S_r es el espaciamiento entre marcos. Siempre es indispensable rellenar cualquier espacio que quede entre el marco y la superficie de la roca o concreto lanzado.

Para Lawson y Bieniawski (2013), es posible diseñar el concreto lanzado que se necesita utilizar en conjunto con marcos metálicos, si a este se le considera una viga que se apoya entre dos de estos, el espesor que este debe tener en función del espacio entre marcos metálicos se obtiene conforme a la ecuación (20) o de manera gráfica en la Figura 19.

$$t = \sqrt{\frac{3S_r^3 \rho_r \gamma_r \gamma_f}{4f_{flex}}} \quad (20)$$

donde S_r es el espaciamiento entre marcos, ρ_r es la densidad de la roca, γ_r y γ_f son factores parciales sobre la carga y la resistencia a la flexión del concreto lanzado y f_{flex} es la resistencia a la flexión tensional del concreto lanzado.

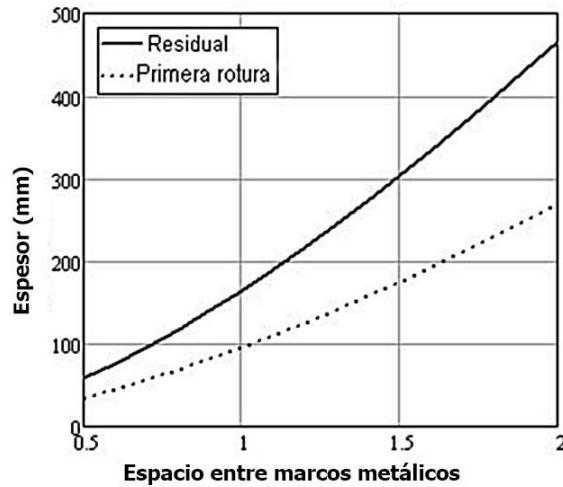


Figura 19. Gráfica para obtener el espesor del concreto lanzado según el espacio entre marcos metálicos. Tomada de Lawson y Bieniawski, 2013.

2.3.2. Implicaciones en el uso de la clasificación geomecánica Rock Mass Rating, (RMR₁₄), Celada et al. 2014.

Bieniawski (1989) incluye en su clasificación al RQD de Deer et al. (1967), como una alternativa para estimar el estado de fracturamiento del macizo rocoso, v.gr., cuando no es posible observar directamente el frente de excavación de un túnel, sin embargo, esta técnica de exploración directa, implica ciertos inconvenientes como: (1) un área o escala reducida de exploración, (2) diferencias

en su interpretación y medición, según quién las mida, (3) las limitaciones económicas en el proyecto ejecutivo y (4) que es altamente dependiente de la dirección del sondeo (Figura 20).

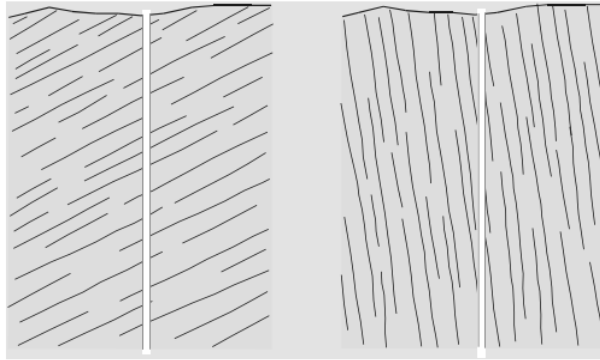


Figura 20. Dirección de las discontinuidades, respecto a un barreno, ambos pueden coincidir y por ende nunca cortarse. Tomada de Palmström, 2002.

Respecto a la escala que puede ser cubierta por el RQD, Palmström (2001) refiere que el número de discontinuidades que pueden contarse en un barreno, puede ser sólo una porción de las existentes; esto llega a producir errores en el cálculo final, además, es complicado obtener datos confiables de rugosidad, espaciamiento, continuidad e incluso número de familias (el barreno puede ser paralelo a una familia de discontinuidades importante y por ende, no cortarlas) en un barreno (Figura 20). Por lo anterior, Palmström retoma el concepto del ISRM-81 y posteriormente de Hoek y Brown (1995), incorporando en su clasificación el número de discontinuidades por metro cuadrado, un concepto que es más conveniente para ser utilizado en un frente de excavación. Celada et al, incorporan en el RMR₁₄ un concepto similar: el número de discontinuidades por metro, probablemente debido a que es un concepto análogo al RQD.

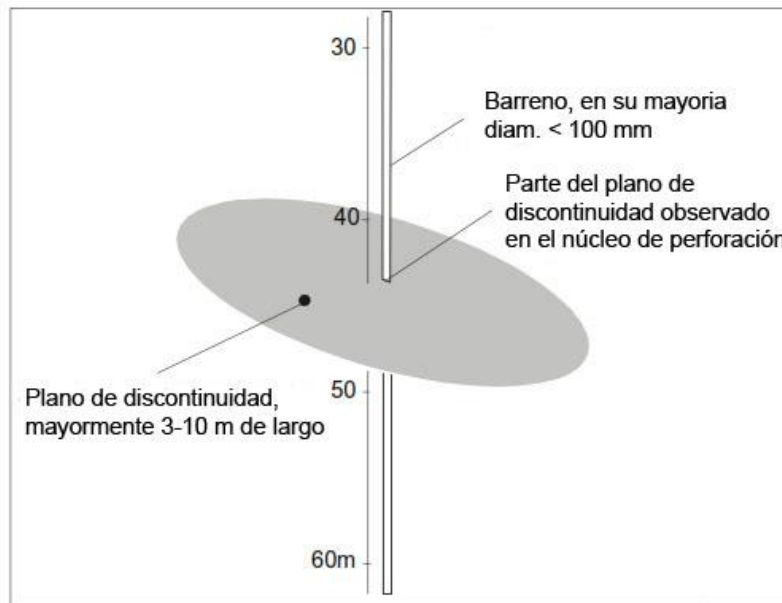


Figura 21. Esquema que muestra como un barreno, solo es capaz de mostrar una fracción de un plano de discontinuidad. A partir de Palmström, 2002.

El siguiente factor implica el método de toma de muestras en un sondeo; si no se mide de manera correcta el RQD, tomando en cuenta roturas inducidas por el propio método de extracción, se corre el riesgo de obtener un RQD diferente al real.

Además, el RQD suele medirse cada metro de extracción de muestra y no por secciones con similar densidad de discontinuidades, lo que a priori es la mejor manera de describir el estado real del macizo rocoso (Figura 22).

Para el correcto análisis del RQD se recomienda agrupar intervalos con densidad de discontinuidades similar, siendo esto el objetivo principal de Deere al proponerlo. (Figura 23).

En la Figura 23 se muestran las dos formas de medir al RQD, cada metro y por secciones de acuerdo al grado de fracturamiento, como se observa, ambos tienen diferencias en cuanto a su valor y lo que reflejan, siendo que, el método más efectivo y representativo, es medirlo siguiendo intervalos de iguales condiciones de fracturamiento, v. gr., en el intervalo de 52 a 53 m, si el RQD se mide cada metro, en este intervalo, se obtiene un valor cercano a 30, mientras que si se mide por secciones de igual grado de fracturamiento, se obtiene un valor de 0, esto implica que, el valor de RQD igual a 30, no refleja que en esa zona la roca está triturada, por estar influenciada por las zonas de bloques cercanas.

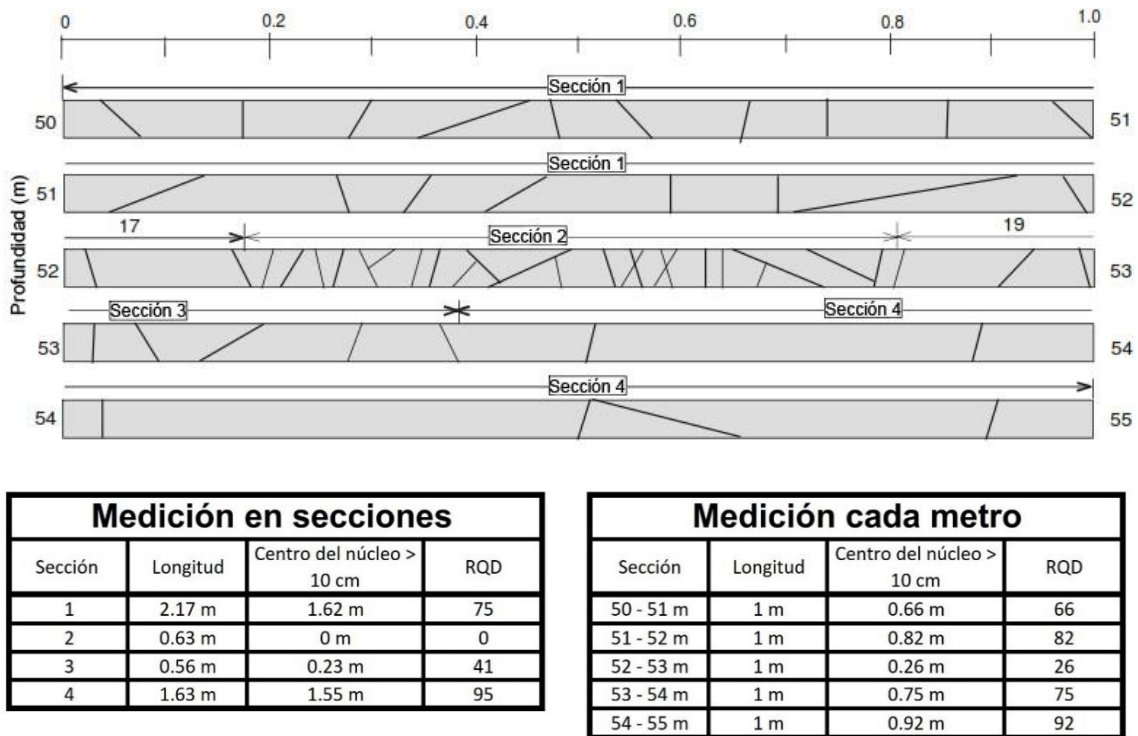


Figura 22. Diferencia entre evaluar el RQD en un sondeo, por metro o por secciones.

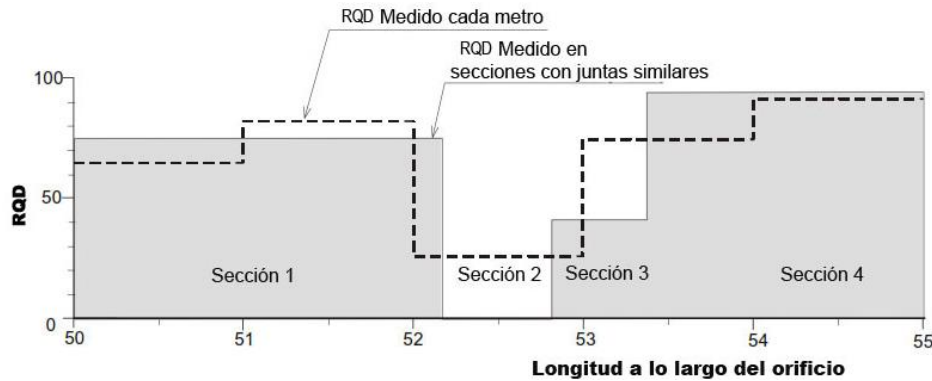


Figura 23. Se muestran las dos formas de medir al RQD, cada metro y por secciones de acuerdo al grado de fracturamiento. Modificada de Palmström, 2002.

El RQD es fácil y rápido de medir y por ello, es y ha sido utilizado universalmente como un parámetro importante para estimar la calidad del macizo rocoso; resulta útil cuando no se tienen afloramientos que puedan medirse directamente. Además, en los estudios preliminares, durante la exploración geológica, es indispensable, sin embargo, como ya se anticipó, su utilidad para conocer la densidad de discontinuidades de un macizo rocoso puede ser limitada. Para este fin, es posible utilizar los conceptos de volumen de bloque (V_b) y discontinuidades por metro cúbico, utilizados principalmente por Palmström y Hoek & Brown en sus clasificaciones.

La clasificación de Bieniawski en un principio no contemplaba la aplicación directa a casos particulares como túneles, taludes o presas, sino que era general (Bieniawski, 1973). Posteriormente introdujo un ajuste que tomó de la clasificación RSR de Wickham et al. (1972), (Tabla 1) quien propone como una característica esencial para conocer la calidad de un macizo rocoso, el rumbo y la inclinación de las familias de discontinuidades respecto a la dirección de la excavación (a favor y en contra), y le da por nombre JO (*joint orientation-strike and dip*) y un valor según sea su repercusión en la estabilidad de la excavación.

Sin embargo, lo anterior implica considerar al macizo rocoso como un medio en dos dimensiones, sin tomar en cuenta que esto puede no corresponder a la realidad, donde intervienen factores como la tridimensionalidad del medio, que implicaría una salida o no a cuñas, independientemente de su inclinación desfavorable. El tamaño de bloque (dado por el espaciamiento y continuidad de las juntas), la rugosidad de las paredes y el estado de esfuerzos son conceptos tridimensionales; por lo que, verlos bajo una proyección bidimensional puede implicar entenderlos de una manera incorrecta.

Lowson y Bieniawski (2013), reconocen que muchos problemas en la interpretación y aplicación de su clasificación se debe a su estandarización y al poco análisis del que es sujeta, dando por sentado que se trata de una tabla con valores absolutos, determinados y establecidos, que acaban siendo una “receta de cocina” que debe seguirse al pie de la letra, dejando de lado el análisis tridimensional del posible comportamiento del macizo rocoso, sin tomar en cuenta el grado de influencia que estos factores tienen.

Como se vio en el inciso 2.3.1, el RMR₈₉ de Bieniawski está basado en gráficas que deben ser usadas para obtener el valor correspondiente de la puntuación para cada factor, siendo que, los datos que se presentan en las tablas de esta clasificación, son promedios para ciertos intervalos.

2.4. NGI, índice Q de Barton et al., 1974

Está basado en la experiencia de excavación de 200 túneles y cavernas. Se define por 6 factores que caracterizan 3 propiedades del macizo rocoso: el número de discontinuidades y sus propiedades físicas, así como el estado de esfuerzos al que está sujeto el macizo rocoso.

Fue propuesta por Barton et al. 1974, fue desarrollada para ser usada especialmente en el diseño de sistemas de sostenimiento en túneles. Este índice combina, como ya se dijo, 6 parámetros para su evaluación:

- Rock Quality Designation (RQD)
- Número de familias de discontinuidades (J_n)
- Rugosidad de la discontinuidad más desfavorable (J_r)
- Alteración o relleno a lo largo de la discontinuidad más débil (J_a)
- Condición del flujo de agua (J_w)
- Condición de esfuerzos (SRF)

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \times \frac{J_w}{SRF} \quad (21)$$

El primer coeficiente ($\frac{RQD}{J_n}$), representa la estructura del macizo rocoso, es la medida del bloque de roca o el tamaño de partícula y tiene dos valores extremos ($100/0.5=200$ y $10/20=0.5$) que tienen una diferencia de 400 puntos entre sí. Si el valor de este coeficiente se interpreta en unidades de centímetros (Zhan, 2017).

El segundo coeficiente ($\frac{J_r}{J_a}$) representa la rugosidad y fricción entre las paredes o el relleno de las discontinuidades. Este coeficiente se inclina a favor de la rugosidad: al contacto directo de discontinuidades inalteradas; lo anterior debido a que se espera que esta condición dé como resultado el máximo valor de resistencia posible y que esto ocasione mayor dilatancia cuando falle, siendo este mecanismo especialmente favorable para la estabilidad del túnel.

Cuando las discontinuidades están rellenas de minerales arcillosos, su resistencia disminuye significativamente, sin embargo, después de que éstas fallan y se desplazan para dar lugar a un contacto entre paredes, es posible que se preserve un factor de estabilidad en la excavación.

El tercer coeficiente ($\frac{J_w}{SRF}$) se refiere a los dos estados de esfuerzos que constituyen el índice Q, SRF es una medida de: (1) pérdida de carga en el caso de que en una excavación se

presenten zonas de falla o capas de arcilla entre la roca; (2) carga de roca en macizos rocosos competentes y (3) cargas tipo *squeezing* en macizos rocosos competentes plásticos. Entonces, el *SRF* es el parámetro que puede ser considerado como representativo del total de los esfuerzos actuando en el macizo rocoso. Por su parte J_w es la medida de la presión del agua, que tiene un efecto adverso en la resistencia al corte de las discontinuidades, debido a que reduce el esfuerzo normal efectivo; además, el agua puede causar ablandamiento y lavado del relleno de las discontinuidades.

Kumar (2002), estima que hay 1260 casos donde se muestra la efectividad de este sistema para la estimación del sistema de soporte en túneles.

Algunas consideraciones que se le deben tener a este sistema, son las siguientes:

- En este sistema, el factor J_w es la condición del agua cuando ésta comienza a fluir en la excavación, causado por el lavado o disolución del relleno de las discontinuidades.
- El valor J_r/J_a es obtenido de la familia de discontinuidades más desfavorable para la excavación, específicamente la más desfavorable para la estabilidad de la clave del túnel.
- En esta clasificación geomecánica no es indispensable el uso de una orientación desfavorable respecto al eje del túnel como en el RMR, debido a que le da mayor importancia a la rugosidad y posible falla de las discontinuidades que pudieran provocar el deslizamiento de una cuña en la clave.
- Es utilizado por diversos autores para calcular la presión del soporte, tiempos de colocación, deformaciones, cohesión, ángulo de fricción y módulo de deformación.
- Su limitación está en el factor *SRF* que es difícil de estimar en campo, además de que no toma en cuenta la anisotropía del estado de esfuerzos en zonas específicas.

En la Tabla 12 se presenta la escala para la caracterización de los macizos rocosos de acuerdo a este índice.

Q	Calidad	Clases
400-1.000	Excepcionalmente buena	A
100-400	Extremadamente buena	
40-100	Muy buena	
10-40	Buena	B
4-10	Regular	C
1-4	Mala	D
0.1-1	Muy mala	E
0.01-0.1	Extremadamente mala	F
0.-0.01	Excepcionalmente mala	G

Tabla 12. Escala de calidad para el índice Q de Barton.

2.4.1. Uso del índice Q de Barton, para la evaluación de las necesidades de soporte en obras subterráneas.

El libro de mano para el uso del índice de Q, Barton (2013), muestra cómo utilizar su ábaco para la evaluación de las necesidades de soporte de un macizo rocoso en una excavación; para ello, además de utilizar el valor de Q del macizo, son necesarios dos factores adicionales, éstos son: un cierto coeficiente de seguridad requerido según la obra que se ejecute y la altura del frente de excavación o avance de la excavación.

El factor de seguridad está representado por el parámetro nombrado *ESR* (Excavation Support Ratio o relación del soporte de la excavación), éste es un valor a modo de coeficiente de seguridad que se le da a una obra, según el tipo que sea y cuan segura se requiere; v.gr., un túnel provisional en minería requiere un coeficiente de seguridad menor, a diferencia del que requiere una casa de máquinas de una central hidroeléctrica; el valor de *ESR* es menor cuando se requiere mayor seguridad en una obra y es mayor cuando se requiere menor seguridad. Además, se deben considerar los coeficientes de seguridad que demanda la normativa del país donde se encuentra la obra.

La relación entre estos dos factores (*ESR* y el ancho de la excavación) da como resultado la dimensión equivalente, qué, junto con el valor de Q, son utilizados por Barton (2013) para el diseño del sostenimiento en una excavación con el ábaco presentado en la Figura 25.

$$\frac{\text{Ancho de excavación}}{ESR} = \text{Dimensión equivalente} \quad (22)$$

Barton (2013), sugiere utilizar un *ESR* igual a 1, cuando se obtenga un valor de Q menor a 0.1, en excavaciones tipo B, C y D (Tabla 13 y Figura 25). Igualmente, en macizos rocosos con un valor de Q tan bajo, recomienda un sostenimiento RRS (Reinforced Rib + Sprayed Concrete o marcos reforzados con concreto lanzado), en el cual varía de grosor del concreto lanzado, según disminuya la calidad del macizo rocoso.

Barton incluye diferentes tipos de energía absorbida por el concreto lanzado reforzado con fibras, basándose en la expectativa de que el macizo rocoso tendrá cierto grado de deformación según su calidad geotécnica. Para ello, se basa en lo propuesto por EFNARC (*Experts for Specialised Construction and Concrete Systems*) citados en la publicación no. 7-2011, de la Asociación Noruega del Concreto. En la Tabla 14 se muestran los valores de E (Energía absorbida por el concreto lanzado reforzado con fibras) que Barton utiliza.

El ábaco de Barton se presenta en la Figura 25; en la parte superior están escritas la clase y calidad del macizo rocoso, en la parte inferior se encuentra, en escala logarítmica, el índice Q; en los extremos izquierdo y derecho del ábaco se encuentra la dimensión equivalente [ecuación (22)] y la longitud del ancla sólo para un *ESR* igual a 1. Con el valor del índice Q y la dimensión equivalente se obtienen un punto en el ábaco, por la intersección de dos líneas rectas. El punto que se obtiene se encontrará dentro el área de una categoría de sostenimiento (indicadas con un número en un círculo blanco). Según sea la categoría se utiliza la Tabla 15 para conocer el tipo de sostenimiento que se recomienda.

1. Clase	Calidad del testigo RQD	RQD %
A	Calidad muy mala	0-25
B	Calidad mala	25-50
C	Calidad media	50-75
D	Calidad buena	75-90
F	Calidad excelente	90-100

Notas:
i) Cuando se obtienen valores de RQD inferiores a 10 (incluyendo el 0), de toma un valor nominal de 10 para cacular el índice Q.
ii) Los intervalos de 5 unidades para el RQD, es decir, 100, 95, 90, etc. tienen suficiente precisión.

2. Clase	No. Familias de discontinuidades	J _n
A	Roca masiva sin fracturas o con fisuras escasas	0.5-1
B	Una familia de discontinuidades	2
C	Una familia y algunas fracturas aleatorias	3
D	Dos familias de discontinuidades	4
E	Dos familias y algunas fracturas aleatorias	6
F	Tres familias de discontinuidades	9
G	Tres familias y algunas discontinuidades aleatorias	12
H	Cuatro o más familias, fracturas aleatorias, roca muy fracturada, roca en terrones	15
J	Roca triturada terrosa	20

Notas:
i) En intersecciones de túneles se utiliza la expresión (3, J_n).
ii) En las bocas de los túneles, se utiliza la expresión (2, J_n)

3. Clase	Índice de rugosidad de las discontinuidades	J _r
a	Contactos entre las caras de la discontinuidad.	
b	Contacto entre las dos caras de la discontinuidad ante desplazamiento cortante inferior a 10 cm	
A	Fracturas discontinuas	4
B	Fracturas onduladas - rugosas o irregulares	3
C	Fracturas onduladas - lisas	2
D	Fracturas onduladas perfectamente lisas	1.5
E	Fracturas planas, rugosas o irregulares	1.5
F	Fracturas planas - lisas	1
G	Fracturas planas, perfectamente lisas	0.5

Notas:
i) Las descripciones se refieren a caracterizaciones a pequeña escala y escala intermedia

c. Las descripciones se refieren a caracterización a pequeña escala y escala intermedia

H	Zona que contiene minerales arcillosos con un espesor suficiente para impedir el contacto de las caras de la discontinuidad	1
J	Zona arenosa de gravas o triturada con un espesor suficiente para impedir el contacto entre las dos caras de la discontinuidad	1

Notas:
i) Si el espacio de la familia principal de discontinuidades es superior a 3 m, se debe aumentar el índice J_r en una unidad
ii) En el caso de discontinuidades planas perfectamente lisas que presentan lineaciones y que éstas estén orientadas según la dirección de resistencia mínima, se puede utilizar el valor de J_r = 0.5

4. Clase	Índice de alteración de las discontinuidades	Φ _r aprox	J _a
a. Contacto entre los planos de la discontinuidad (sin minerales de relleno intermedio)			
A	Discontinuidad cerrada, dura, sin reblandecimiento, impermeable, cuarzo		0,8
B	Planos de discontinuidad inalterados, superficies ligeramente manchadas	25-35	1
C	Planos de discontinuidad ligeramente alterados. Presentan minerales no reblandecidos, partículas arenosas, roca desintegrada libre de arcilla.	25-30	2
D	Recubrimiento de arcillas limosas o arenosas. Fracción pequeña de arcilla no blanda.	20-25	3
E	Recubrimiento de arcillas blandas o de baja fricción, es decir, caolinita o mica. También clorita, talco, yeso, grafito, etc., y pequeñas cantidades de arcillas expansivas.	8-16	4
b. Contacto entre los planos de la discontinuidad ante un desplazamiento cortante inferior a 10 cm (minerales de relleno en pequeños espesores)			
F	Partículas arenosas, roca desintegrada libre de arcillas, etc.	25-30	4
G	Fuertemente sobreconsolidadas con rellenos de minerales arcillosos no blandos (continuos, pero de espesores inferiores a 5 mm)	16-24	6
H	Sobreconsolidación media a baja, con reblandecimiento, rellenos de minerales arcillosos (continuos, pero con espesores inferiores a 5 mm)	12-16	8
I	Rellenos de arcillas expansivas, es decir, montmorillonita (continuos pero con espesores inferiores a 5 mm). El valor de J _a depende del porcentaje de partículas con tamaño similares de las arcillas expansivas.	6-12	8-12
b. No se produce contacto entre los planos de la discontinuidad ante un desplazamiento cortante (rellenos de minerales de gran espesor)			
K	Zonas o bandas de roca desintegrada o triturada y arcillas	6-24	6, 8
L	(ver clases G, H y I para la descripción de las condiciones de las arcillas)		o
M	Zonas o bandas de arcilla limosas o arenosas con pequeñas fracciones de arcilla no reblandecidas		8 - 12
N	Zonas o bandas continuas de arcilla, con espesor grueso	6-24	10, 13 o
P, R	(ver clases G, H y J, para la descripción de las arcillas)		13-20

Notas:
Los valores expresados para los parámetros J_r y J_a se aplican a las familias de discontinuidades que son menos favorables con relación a la estabilidad, tanto por la orientación de las mismas, como por su resistencia al corte (esta resistencia puede evaluarse mediante la expresión: $\sigma = \tan^{-1}(J_r/J_a)$)

5. Clases	Factor de reducción por la reducción por la presencia de agua	Presión Kg/cm ²	J _w
A	Excavaciones secas o pequeñas afluencias de agua inferiores a 5 l/m, de forma localizada.	<1	1
B	Afluencia o presiones medias con lavado ocasional de los rellenos de las discontinuidades.	1-1,5	0.7
C	Afluencia importante o presión alta en rocas competentes con discontinuidades sin rellenos.	2.5-10	0.5
D	Afluencia importante o presión alta, produciéndose un lavado considerable de los rellenos de las discontinuidades.	2.5-10	0.33
E	Afluencia excepcionalmente alta o presión elevada en el momento de realizar voladuras, decreciendo con el tiempo.	>10	0.2
F	Afluencia excepcionalmente alta o presión elevada de carácter persistente, sin disminución apreciable.	>10	0.1

Notas:
i) Los valores de las clases C, D, E y F son meramente estimativos. Si se instalan medidas de drenaje, puede modificarse.
ii) No se han considerado los problemas especiales derivados de la formación de hielo

6. Clases	Condicionales tensionales de la roca (Stress Reduction Factor)	SRF
a. Las zonas débiles intersectan a la excavación, pudiendo producirse desprendimientos de roca a medida que la excavación del túnel va avanzando		
A	Múltiples zonas débiles, contenido de arcilla o roca desintegrada químicamente, roca muy suelta (cualquier profundidad)	10
B	Zonas débiles aisladas, contenido arcilla o roca desintegrada químicamente (profundidad de la excavación <50 m)	5
C	Zonas débiles aisladas, conteniendo arcilla o roca desintegrada químicamente (profundidad de la excavación >50m)	2.5
D	Múltiples zonas de fracturas en roca competente (libre de arcillas) roca de contorno suelta (a cualquier profundidad)	7.5
E	Zonas de fractura aisladas en roca competente (libre de arcillas), (profundidad de la excavación <50m)	5
F	Zonas de fractura aisladas en roca competente (libre de arcillas), (profundidad de la excavación >50 m)	2.5
G	Terrero suelto, discontinuidades abiertas fuertemente fracturado en terrones, etc. (a cualquier profundidad)	5

b. Rocas competentes, problemas tensionales de las rocas	qc/σ ₁	σ _θ /qc	SRF	
H	Tensiones pequeñas cerca de la superficie, discontinuidades abiertas	>200	>0.01	2.5
J	Tensión medias, condiciones tensionales favorables	200-10	0.01-0.3	1
K	Tensiones elevadas, estructura muy compacta. Normalmente favorable para la estabilidad, puede ser desfavorable para la estabilidad de los hastiales.	10-5	0.3-0.4	0.5 - 2
L	Lajamiento moderado de la roca después de algunos minutos en rocas masivas.	5-3	0.5-0.65	5-50
M	Lajamientos y estallidos de la roca después de algunos minutos en rocas masivas	3-2	0.6-1	50-200
N	Estallidos violentos de roca (deformación explosiva) y deformaciones dinámicas inmediatas en rocas masivas.	<2	<1	200-400

Notas:
i) Si se comprueba la existencia de campos tensionales fuertemente anisotrópicos: cuando $5 < \sigma_1/\sigma_3 < 10$, reduce qc a 0.75qc; cuando $\sigma_1/\sigma_3 > 10$, reduce qc a 0.5qc.
ii) qc es la resistencia a la compresión simple de la roca, σ_1 y σ_3 son los esfuerzos tangenciales mayor y menor, y σ_θ es la tensión tangencial máxima (estimada a partir de la teoría de la elasticidad)
iii) En aquellos casos en los que la profundidad de la clave del túnel es menor que la anchura de la excavación, se sugiere aumentar el valor del factor SRF, entre 2.5 a 5 unidades (véase clase H).

c. Rocas deformables: flujo plástico de la roca incompetente sometida a altas presiones litostáticas	σ _θ /qc	SRF	
O	Presión de deformación suave	1 - 5	5 - 10
P	Presión de deformación intensa	>5	10 - 20

Notas:
iv) Los fenómenos de deformación o fluencia de rocas suelen ocurrir a profundidades: $H > 350Q^{1/3}$ (Singh & Goel, 2006). La resistencia a la compresión simple del macizo rocoso, puede estimarse mediante la expresión: $q_{mass} = \gamma_r(Q)^{1/3}$; donde γ_r es la densidad de la roca en t/m³, y q_{mass} es la resistencia a la compresión del macizo rocoso

d. Rocas expansivas: actividad expansiva química dependiendo de la presencia de agua	SRF	
R	Presión de expansión suave	5 - 10
S	Presión de expansión intensa	10 - 15

Figura 24. Valores y características de los parámetros que constituyen al índice Q de Barton. Tomado de Barton, 2013.

Tipo de excavación		ESR
A	Excavaciones mineras temporales	3 a 5
B	Excavaciones verticales*: i) Sección circular; ii) Sección rectangular/cuadrada Dependiendo el propósito podría disminuir el valor de <i>ESR</i>	2.5 2.0
C	Excavaciones mineras permanentes, túneles hídricos de plantas hidroeléctricas (excluyendo para compuertas de alta presión), túneles para suministro de agua, túneles piloto, túneles de desvío, túneles excavados en fases (media sección superior, fases laterales y galerías).	1.6
D	Túneles carreteros o ferroviarios menores, túneles para el transporte de agua a grandes presiones, túneles de acceso, túneles de aguas residuales.	1.3
E	Casa de máquinas, depósitos subterráneos, plantas de tratamiento de agua, túneles carreteros o ferroviarios mayores, bóvedas para defensa civil, portales, intersecciones.	1.0
F	Estaciones subterráneas de energía nuclear, estaciones de tren o metro, fábricas, instalaciones subterráneas deportivas o públicas.	0.8
G	Cavernas o excavaciones subterráneas muy importantes, que se espera un largo tiempo de vida (100 años) o sin acceso para mantenimiento.	0.5

Tabla 13. Tipos de excavaciones junto con ejemplos según su necesidad de seguridad. Tomada de Barton, 2013.

Clase según la energía absorbida	Energía absorbida mínima en Joule
E500	500
E700	700
E1000	1000

Tabla 14. Clases de concreto lanzado según su energía absorbida. Tomada de Barton, 2013.

Ahora bien, sí se obtiene una categoría 6, 7 u 8, Barton recomienda un sostenimiento RRS, que puede encontrarse a la derecha del ábaco de Barton, en la Figura 25, donde se dan diferentes opciones para su uso; según el avance que se tenga, el diámetro de la varilla que componga al marco varía.

Con la información anterior es posible proponer el sostenimiento necesario para un tramo de túnel excavado. A continuación, se da un ejemplo con valores tomados del ejemplo real de esta tesis.

Para una roca de calidad extremadamente mala con un índice Q de 0.04, un avance de 3 metros y un ESR de 1, se tienen los siguientes valores: Dimensión equivalente = 3; calidad: F (extremadamente mala); área número 6, concreto lanzado reforzado con fibras con 12 a 15 cm de espesor y anclas (**Sfr E700 +B**) + marcos metálicos reforzados con concreto lanzado y anclas, **Sfr (E700) + RRS I +B** Longitud del ancla: 2.4 metros; espaciado entre anclas: 1.7 a 2.1 m

Categorías de sostenimientos	
1	Sin sostenimiento o anclas puntuales
2	Anclas puntuales (SB)
3	Anclaje sistemático con concreto lanzado reforzado con fibras con 5 a 6 cm de espesor (B+Sfr)
4	Concreto lanzado reforzado con fibras con 6 a 9 cm de espesor y anclas (Sfr E500 +B)
5	Concreto lanzado reforzado con fibras con 9 a 12 cm de espesor y anclas (Sfr E700 +B)
6	Concreto lanzado reforzado con fibras con 12 a 15 cm de espesor y anclas (Sfr E700 +B) + marcos reforzados con concreto lanzado y anclas, Sfr (E700) + RRS I +B
7	Concreto lanzado reforzado con fibras con espesor >15 cm + marcos reforzados con concreto lanzado y anclas, Sfr (E1000) + RRS II +B
8	Concreto armado, CCA o Sfr (E1000) + RRS III+B
9	Evaluación especial

El espaciamiento entre anclas está basado para un 20mm
 E = Energía absorbida por el concreto lanzado reforzado con fibras
 ESR = Relación del soporte de la excavación
 Áreas con línea punteada no se tienen datos empíricos para evaluarlos

Tabla 15. Categorías de sostenimientos según la dimensión equivalente de la excavación y su índice Q. Tomada de Barton, 2013.

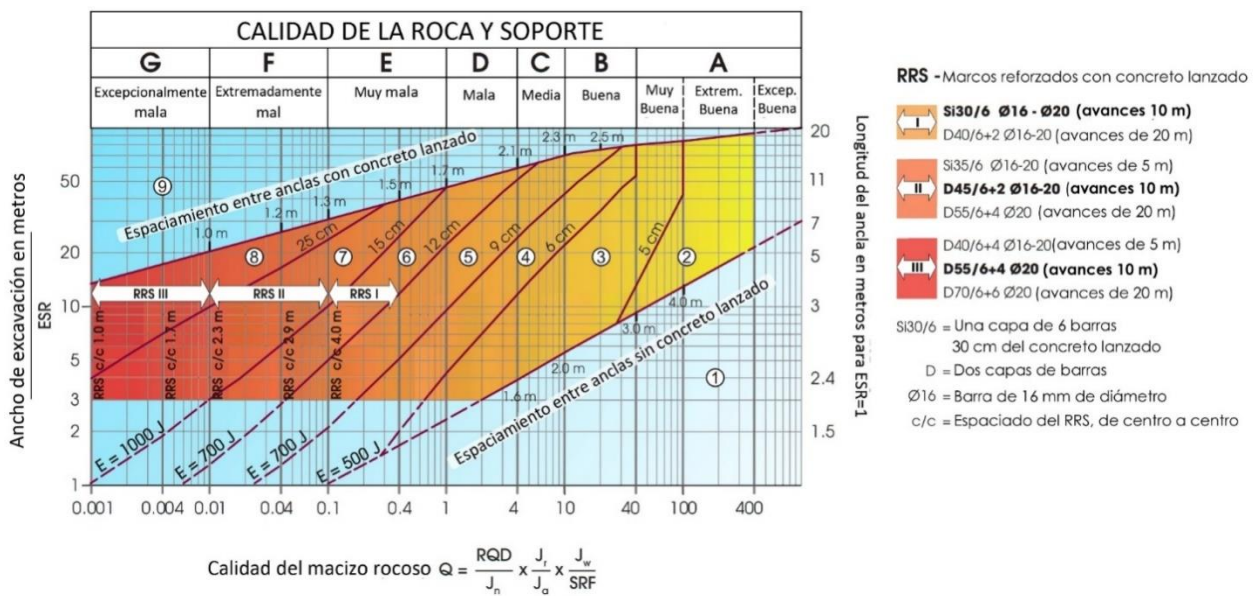


Figura 25. Ábaco de Barton para obtener las necesidades de sostenimiento en una0 excavación. Tomado de Barton, 2013.

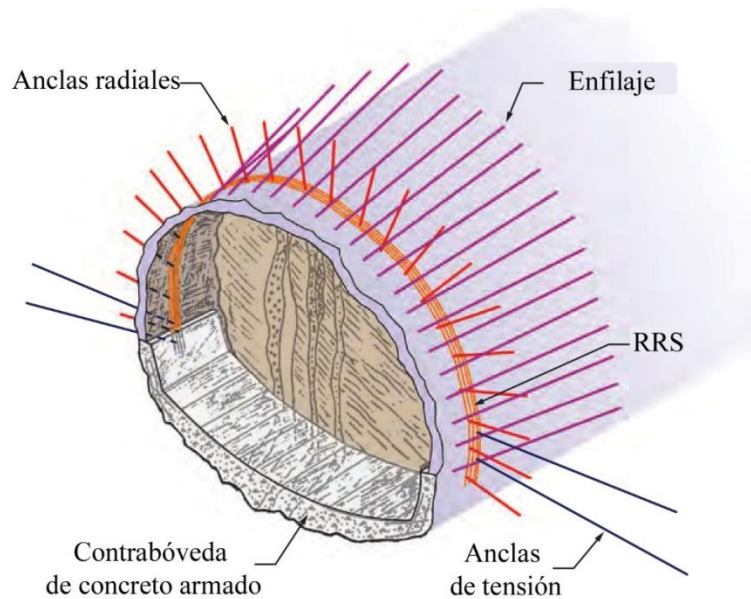


Figura 26. Esquema que muestra el sostenimiento mencionado por Barton en la Tabla 15. Tomado de Barton, 2013.

2.4.2. Implicaciones en el uso de la clasificación geomecánica índice Q, Barton et al. 1974

El índice Q de Barton es más que una simple clasificación, ya que permite conocer el estado geomecánico general del macizo rocoso. Es también un sistema que facilita la obtención de datos concretos para cálculo en modelos matemáticos; no es un sistema o índice que pueda calcularse directamente en campo, debido a que necesita de operaciones y datos que implican un poco más de tiempo.

El uso del RQD es ambiguo, sin embargo, cuando se ocupa en un proyecto donde aún no se conoce el frente resulta útil. Estimar el valor del RQD directamente del frente de excavación implica decidir la dirección y ubicación “imaginaria” de un barrenos; utilizarlo como el único método de evaluación de un macizo rocoso, puede arrojar un valor que no representa la condición real de éste.

Barton correlaciona al RQD con el parámetro J_n , dando como resultado de esta división, valores que oscilan de 0.25 hasta 200, que corresponden a los valores extremos del factor RQD/J_n , cuando el $RQD=5$ y $J_n=20$ (roca triturada) y cuando el $RQD=100$ y $J_n=0.5$ (roca masiva), respectivamente, valores que, según el autor, corresponden al tamaño de los bloques, es decir, bloques que van de 0.5 cm a 200 cm, un rango bastante razonable, que abarca una importante variedad de condiciones de fracturamiento en macizos rocosos.

Es posible utilizar un valor promedio del RQD y más recomendable dividir el frente en zonas con distintos grados de fracturamiento, evaluando las zonas de mayor vulnerabilidad, que puedan impactar de manera más desfavorable a la excavación y de esta forma ajustarse mejor a la realidad.

El factor más importante y que diferencia a esta clasificación de las demás es el que se obtiene al relacionar el factor SRF y el J_w , dos parámetros que se refieren al estado de esfuerzos que afecta al macizo rocoso. Sin embargo, la estimación del SRF , trae consigo algunas implicaciones, como el costo de pruebas in situ representativas y su estimación por medio de análisis numéricos o analíticos. Ahora bien, correlacionar ambos parámetros implica un reto (Zhang, 2017), suponiendo que ambos son proporcionales y que SRF afecta a J_w .

El parámetro J_w puede afectar la resistencia al corte asignado a las discontinuidades con relleno, reduciendo el esfuerzo normal efectivo y aumentando la presión de poro. Sin embargo, el agua también puede lavar el relleno y provocar el contacto entre las caras, lo que supondría un factor positivo a la estabilidad.

Se ha demostrado que es imposible combinar estos dos parámetros en términos de esfuerzo efectivo entre bloques porque, paradójicamente, un valor alto de esfuerzo normal efectivo, a veces, puede significar condiciones menos estables que un valor bajo, a pesar de la mayor resistencia al corte (Zhang, 2017).

Combinar dos parámetros con tantas implicaciones detrás, es complicado y puede omitir factores que pueden beneficiar o no a la excavación, además existen casos particulares en los que ambos no son compatibles, tanto que puede dar un resultado erróneo, que no refleja la realidad (Zhang, 2017).

Sin embargo, el cociente SRF/J_w da una idea general del estado de esfuerzos que afecta al macizo rocoso y, por lo tanto, del posible comportamiento del mismo, resultando en una imagen cognitiva de cómo estos factores afectan a las demás características del macizo rocoso, siendo todos parte de un sistema que funciona en conjunto.

2.5. Rock Mass Index, RMI (Palmström, 2000)

En Palmström (2005), se caracteriza el macizo rocoso y su resistencia como un “material de construcción”, tomando en cuenta la resistencia de la roca intacta y un índice de reducción que está dado por 4 propiedades de las discontinuidades.

$$RMI = q_c \cdot J_p \quad (23)$$

donde; q_c es la resistencia a la compresión simple de la roca intacta y J_p es el parámetro que contiene las características de las discontinuidades.

La ecuación (23) lleva implícitos otros parámetros como el volumen o densidad de bloques (V_b), la rugosidad de las discontinuidades, (jR), la alteración de las discontinuidades (jA) y la longitud o continuidad de las discontinuidades (jL). De estas variables se hablará más adelante.

J_p adquiere valores de 0 a 1 y representa el efecto reductor de resistencia que provocan las discontinuidades.

Palmström incluye en su criterio la resistencia de la roca intacta debido a la importancia que ésta tiene en ciertas circunstancias, sobre todo, cuando influye en el comportamiento global

del macizo rocoso. La resistencia de la roca intacta y las propiedades mecánicas de las discontinuidades son consecuencia de la petrografía que las constituye; de acuerdo con el autor, esta información, por ende, debe ser manejada con la debida importancia, ya que con ella es posible inferir la formación de discontinuidades y las alteraciones que éstas pudieran contener.

El RMI puede ser utilizado, entre otros fines, para estimar la resistencia del macizo rocoso y su deformabilidad; esto se logra, como se verá más adelante, relacionando la resistencia a la compresión de la roca intacta (q_c) con el parámetro J_p , que a la vez está relacionado con el volumen del bloque (V_b), con la resistencia al corte (jC , a partir de jR y jA) y con el tamaño de las discontinuidades (jL).

El índice RMI de Palmström utiliza varios de los parámetros comunes a las clasificaciones de Barton y Bieniawski para caracterizar a las discontinuidades como son la rugosidad, relleno y alteración de las paredes, su espesor o apertura y su tamaño o longitud. Existen similitudes entre las clasificaciones de estos tres autores y por ende es posible, en cierta medida, relacionar sus parámetros, un ejemplo de esto es el parámetro de la rugosidad, que según la escala con la que se mide, se divide en suavidad (o rugosidad) y ondulación; estos son conceptualmente iguales entre el RMI y el índice Q, mientras que el RMR sólo toma en cuenta la escala menor de la rugosidad, es decir, la suavidad de la discontinuidad.

La alteración en la discontinuidad es definida por Palmström y Barton de la misma manera, considerando si tiene o no relleno, mientras que Bieniawski lo define como meteorizado o sin relleno. En el caso de la apertura de la discontinuidad, el sistema RMR lo incluye en su clasificación, mientras que el RMI lo incluye parcialmente en un parámetro complementario llamado “Interlocking of structure (trabazón entre discontinuidades, Palmström, 2005)”, que también es parcialmente descrito y utilizado en la clasificación GSI, Cai et al. 2004.

La persistencia y longitud de la discontinuidad son parámetros utilizados en el RMR y el RMI, pero no en el índice Q. El RMI utiliza la persistencia en el parámetro “continuidad de la junta” que describe la longitud de las juntas en el macizo rocoso y lo combina con el espaciamiento y la profundidad de la discontinuidad, para conocer el volumen del bloque y la forma que éste tiene.

Como se mencionó anteriormente, Palmström (1995), plantea la idea de caracterizar al macizo rocoso como un material de construcción, esto tomando en cuenta la resistencia a la compresión simple de la matriz rocosa, reduciendo sus propiedades mecánicas por la acción de las discontinuidades que lo afectan; dicho concepto parte de la idea de que un macizo rocoso sin ningún tipo de discontinuidad o en el que éstas tengan un espaciamiento amplio, tiene el mismo módulo de deformación y resistencia que su roca matriz (lo cual es contradicho por otros autores, como se verá más adelante). La escala y los términos de la clasificación del RMI se resumen en la Tabla 16.

El concepto de Palmström es una relación de escalas, pretende estimar el comportamiento mecánico de un macizo rocoso (escala mayor), a partir de la resistencia a la compresión simple de una probeta de roca matriz (escala menor), afectada por las discontinuidades que lo conforman; esto implica que para aplicar el concepto de Palmström y aproximarse a la deformabilidad del macizo rocoso, según el valor de RMI, debe existir una relación entre la resistencia de la roca matriz y las características de las discontinuidades.

Clasificación	Relativo a la resistencia del macizo rocoso	Valor del RMI
Extremadamente bajo	Extremadamente débil	<0.001
Muy bajo	Muy débil	0.001 – 0.01
Bajo	Débil	0.01 – 0.1
Moderado	Medio	0.1 – 1
Alto	Fuerte	1 – 10
Muy alto	Muy fuerte	10 – 100
Extremadamente alto	Extremadamente fuerte	>100

Tabla 16. Escala y clasificación del índice RMI. A partir de Palmström (2001).

Asimismo, Palmström (2005), relaciona el tamaño y forma de los bloques que se forman en la roca (V_b) y el parámetro que caracteriza e influye en su movimiento y que tiene que ver con la rugosidad (jR), la alteración y el tamaño de las discontinuidades (jC); esto para asignar un valor al parámetro J_p , siendo este el parámetro que afecta directamente a la resistencia a la compresión simple de la roca matriz [ecuación (23)].

	Pequeña escala. Suavidad de la superficie de la discontinuidad.		Gran escala. Ondulación del plano de la discontinuidad.		
	Plano	Poco	Ondulado	Muy	Escalonado
Muy rugoso	2	3	4	6	6
Rugoso	1.5	2	3	4.5	6
Suave	1	1.5	2	3	4
Pulida o resbaladiza	0.5	1	1.5	2	3
Para discontinuidades rellenas: $jR = 6$; para discontinuidades irregulares $jR = 6$ es recomendado					

Tabla 17. Valores de jR según la suavidad y ondulación de la discontinuidad. Tomada de Palmström (1996).

El uso del sistema RMI de Palmström tiene como ventaja principal la facilidad en la toma de datos, además de que es útil cuando la información es escasa ya que requiere de poca información para estimar la calidad del macizo rocoso; su uso es conveniente cuando se necesita comparar la condición geomecánica de un mismo material en diferentes puntos del área de estudio. El uso del RMI es práctico debido a que su evaluación es rápida y el manejo de información es sistemático. Una posible limitación radica en el número reducido de parámetros que toma en cuenta ya que al despreciar otros de importancia que pueden afectar la resistencia del macizo rocoso lo hace muy conservador (Singh & Goel, 2011).

Longitud de la discontinuidad	Término	Tipo	<i>jL</i>	
			Fracturas continuas	Fracturas discontinuas**
<0.5	Muy corta	Estratificación/foliación	3	6
0.1 – 1.0	Corta/Pequeña	Discontinuidad	2	4
1 – 10	Mediana	Discontinuidad	1	2
10 – 30	Larga/Corta	Discontinuidad	0.75	1.5
> 30	Muy larga/Muy grande	Discontinuidad rellena, cementada o no cementada*	0.5	1
* Con frecuencia es tratado de manera separada				
**Fracturas discontinuas que terminan dentro del macizo rocoso masivo.				

Tabla 18. Factor de longitud y continuidad de la discontinuidad (*jL*). Tomada de Palmström, 1996.

El parámetro *jC* es relativamente fácil de obtener con observaciones de campo, mientras que *Vb* es calculado según Palmström (2005), con la siguiente ecuación:

$$Vb = \beta(Jv)^{-3} \tag{24}$$

donde; *Jv* es el conteo volumétrico de discontinuidades, que toma su valor de factores que caracterizan la densidad de discontinuidades en un volumen de macizo rocoso representativo; estos pueden ser medidos en la superficie (espaciamiento entre discontinuidades, mediciones de frecuencia 2D y mediciones con refracción sísmica), medidos en superficie o en sondeos (densidad promedio de discontinuidades) y medidos únicamente con sondeos (mediciones de frecuencia 1D y RQD); por su parte β es el factor de forma del bloque y su valor varía según la forma que tienen:

- Para formas equidimensionales (cúbico o compacto) $\beta=27$
- Para formas ligeramente alargadas (prismáticas) y ligeramente planas (tabular) $\beta=28-32$
- Para formas moderadamente alargadas y moderadamente planas $\beta=33-59$
- Para formas alargadas y planas $\beta=60-200$
- Para formas muy alargadas y muy planas $\beta>200$

También es posible calcular el valor de β con la ecuación:

$$\beta = 20 + \frac{7a^3}{a1} \tag{25}$$

donde; *a3* y *a1* son el largo y ancho del bloque. El valor más común de β es 36 (Palmström, 2005).

A. Contacto entre las superficies de la pared de la roca			
Termino	Descripción		<i>jA</i>
Discontinuidad limpia			
Discontinuidades soladas	Ablandamiento, relleno impermeable (cuarzo, epidota, etc.).		0.75
Paredes frescas	Sin capas o relleno, sólo machas de material inorgánico u orgánico.		1
Alteración de la pared de la roca			
i. 1 grado más alterado	La superficie de la discontinuidad exhibe una clase de alteración más que la roca intacta		2
ii. 2 grados más alterado	La discontinuidad exhibe dos clases de alteración más que la roca intacta.		4
Capa o relleno angosto			
Arena, limo, calcita, etc.	Capas de material friccionante sin arcillas		3
Arcilla, clorita, talco, etc.	Capas de minerales blandos o cohesivos		4
B. Discontinuidades rellenas con contacto parcial o sin contacto en las superficies de la pared de la roca			
Tipo de material de relleno	Descripción	Contacto parcial entre paredes (Relleno angosto <5mm*)	Sin contacto entre paredes (Relleno ancho)
Arena, limo, calcita, etc. (no reblandecidos)	Capas de material friccionante sin arcillas	4	8
Materiales arcillosos compactos	Relleno “duro” de material blando o cohesivo	6	6 - 10
Materiales arcillosos blandos	Consolidación media o baja del material	8	12
Materiales arcillosos expansivos	El material de relleno exhibe propiedades expansivas	8-12	13 - 20
*Basado en el apartado sobre la apertura de las discontinuidades del sistema RMR (Bieniawski, 1973)			

Tabla 19. Caracterización y valor del factor de alteración de la discontinuidad (*jA*). Tomada de Palmström, 1996.

2.5.1. Determinación del volumen de bloque

Son 3 los métodos para calcular el volumen del bloque V_b , que se utilizaron en este trabajo: (1) la medición manual de cada bloque (en este trabajo se midieron 10 bloques y se sacó un promedio para conocer el volumen promedio de bloque); (2) mediante la ecuación (26), propuesta por Palmström (2001) y que relaciona el espaciamiento de las familias principales y el ángulo que

forman entre éstas, y (3) mediante el cálculo del factor J_v y que utiliza una relación entre el espaciamiento de las familias principales y el número de familias [ecuación (27)].

$$V_b = S1 \times S2 \times S3 \times (\text{Sen} \gamma_1 \times \text{Sen} \gamma_2 \times \text{Sen} \gamma_3) \quad (26)$$

donde; $S1$, $S2$ y $S3$ son el espaciamiento de cada familia de discontinuidades principales y γ_1 , γ_2 y γ_3 son los ángulos que forman entre ellas, el cual es posible medir mediante una red de Wulf o un programa como *Stereo Net*.

$$J_v = \frac{1}{S1} + \frac{1}{S2} + \frac{1}{S3} + \dots + \frac{Nr}{5} \quad (27)$$

donde; $S1$, $S2$ y $S3$ son el espaciamiento de cada familia de discontinuidades principales y Nr es el número de familias de discontinuidades aleatorias, que, además de las familias principales, afectan al macizo rocoso.

Como se verá más adelante es posible apoyarse de instrumentos como el ShapeMetriX3D, para calcular el espaciamiento de las distintas familias de discontinuidades y medir el largo, alto y ancho de los bloques sin necesidad de acercarse al frente de excavación.

Para fines didácticos, a continuación, se explican los métodos que se utilizaron, con ejemplos y fotografías de afloramientos, donde son fácilmente observables y medibles parámetros como espaciamientos y medidas de bloques.

En la Figura 27 se ejemplifica, el primer método para conocer el valor promedio del volumen del bloque, medirlo directamente en el frente; esto implica acercarse y permanecer demasiado tiempo en él, con el riesgo correspondiente y las molestias causadas al personal a cargo de los procesos de excavación, rezaga y sostenimiento.

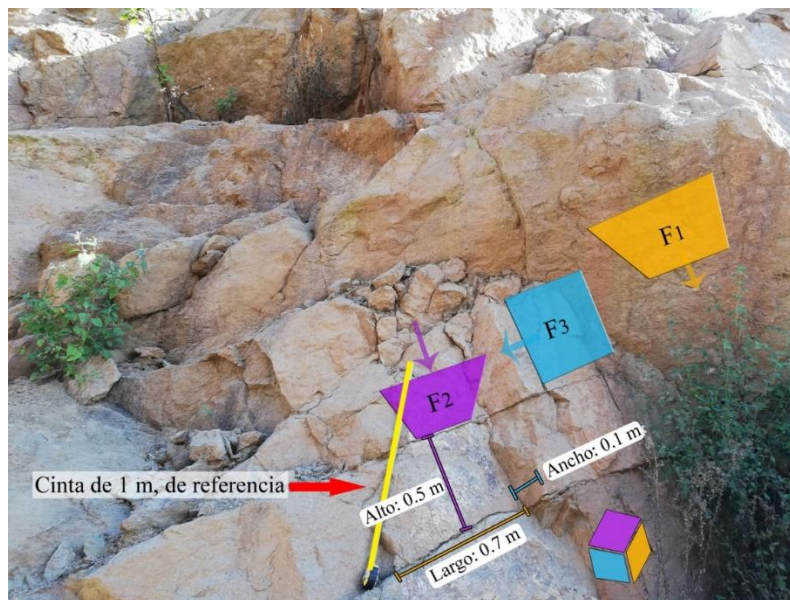


Figura 27. Medición del ancho, alto y fondo de bloque manualmente.

En el anterior ejemplo un bloque indicado con las etiquetas F1, F2 y F3, es medido con una cinta métrica, dando como resultado, un bloque de 0.7 m de largo, 0.1 m de ancho y 0.5 m de alto, dando como resultado un bloque de 0.035 m³; para obtener un mejor resultado se tiene que medir un buen número de bloques y obtener su promedio.

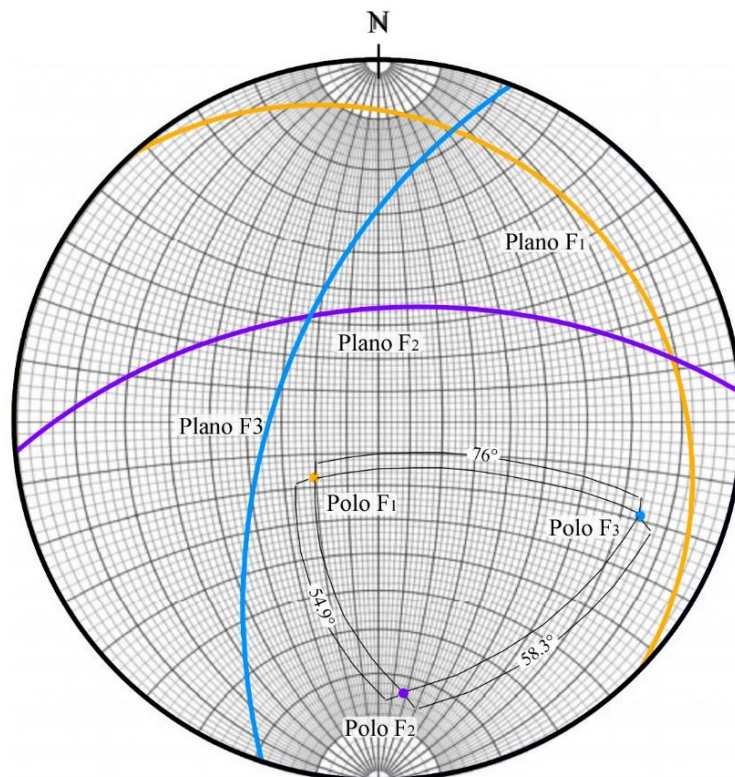


Figura 28. Estereograma obtenido del software Stereonet, donde se calculó el ángulo entre los polos de cada plano correspondientes a las 3 familias de discontinuidades principales.

El segundo método consiste en obtener el volumen del bloque, mediante la ecuación (26), para esto es necesario obtener el espaciamiento promedio de las 3 familias de discontinuidades principales en una zona representativa del macizo rocoso (Figura 29); para ello puede utilizarse una cinta métrica o apoyarse en una herramienta como el ShapeMetriX3D, que calcula el espaciamiento promedio de cada familia, con una imagen tridimensional del frente (más adelante se explicará con mayor detalle su funcionamiento); posteriormente se obtiene el valor del rumbo y echado promedio de las 3 familias principales y se dibujan en una red estereográfica de Wulf, para obtener el polo de cada uno (el polo es la proyección de una línea perpendicular al plano, que es un punto en la red de Wulf), y con éstos, calcular el ángulo que forman entre ellos (este ángulo se mide directamente de la red de Wulf, al colocar dos polos sobre un círculo mayor de la red). Siendo el seno de estos ángulos (γn), los que se utilizan en la ecuación (26). Para este proceso, es posible utilizar programas computacionales que utilizan proyecciones estereográficas para calcular planos, polos y ángulos, como Stereonet que fue el programa utilizado en este trabajo (Figura 28).

El tercer método consiste en calcular el volumen de bloque mediante la ecuación (24), que utiliza los parámetros J_v y el factor β , ambos se pueden calcular mediante las ecuaciones (27) y

(25), respectivamente. Como ejemplo se toman las Figura 27 y Figura 29, de las cuales pueden obtenerse los siguientes datos: de la primera se obtiene, con bloques con un largo (a_3) de 0.7 m y un ancho (a_1) de 0.1 m, un valor de $\beta = 69$, que corresponden a bloques alargados y planos; de la segunda se obtiene, con valores de espaciamiento (S_1 , S_2 y S_3) de 0.8 m, 0.6 m y 0.8 m respectivamente, un valor de $J_v = 4.16$. Finalmente, el volumen promedio de los bloques es 0.95 m^3 .

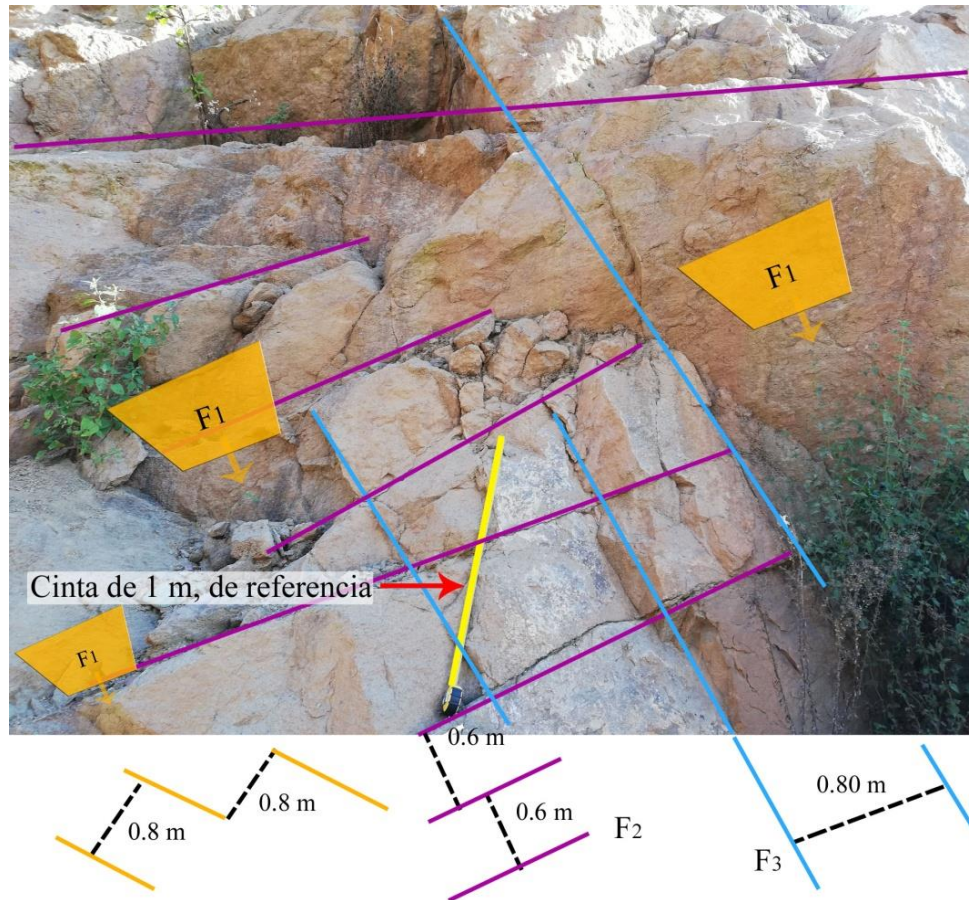
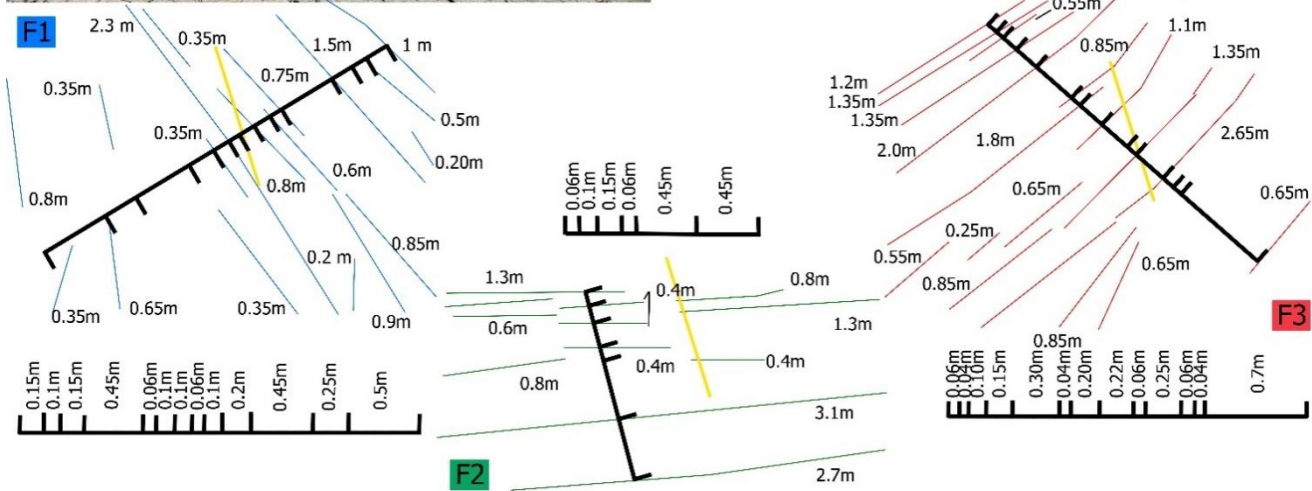
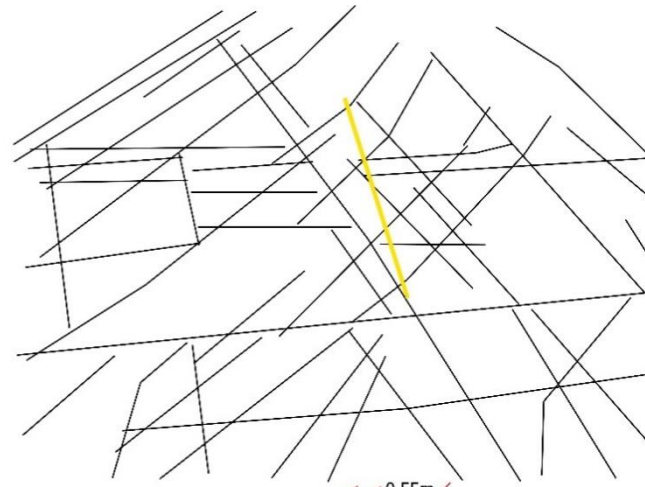


Figura 29. Esquema de la medición del espaciamiento para cada familia de discontinuidades.



▶ **Figura 30.** Pared de un macizo rocoso fracturado, con 3 familias de discontinuidades principales; como referencia, una cinta métrica de 1 m. Se ejemplifica el proceso para obtener el espaciamiento y continuidad de las discontinuidades de cada familia, midiendo cada discontinuidad, categorizándolas para cada familia y calculando el promedio para cada una; mientras que, para obtener el espaciamiento se traza una línea lo más perpendicular posible entre las discontinuidades y se mide la distancia entre ellas.

En este sentido, para la F1, en color azul, su continuidad promedio es de 0.71 m y su espaciamiento promedio es 0.2 m; mientras que, para la F2, en color verde, se obtiene una continuidad promedio de 1.06 m y su espaciamiento promedio es de 0.21 m; y finalmente para la F3, de color rojo, se obtiene una continuidad promedio de 1.04 m y su espaciamiento promedio es de 0.17 m.

El factor jC se relaciona con los parámetros jL , jR y jA de la siguiente manera (Palmström, 2005):

$$jC = jL \left(\frac{jR}{jA} \right) \quad (28)$$

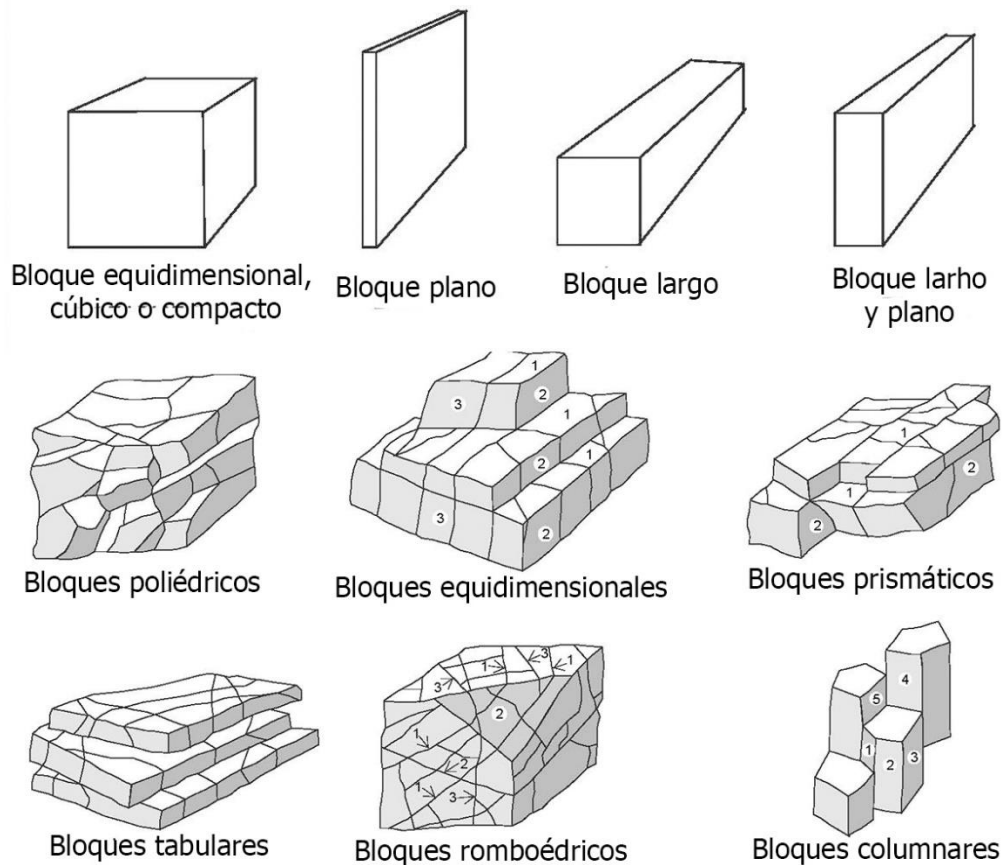


Figura 31. Formas tipo de bloques de roca según Palmström (2001).

Los factores jL , jR y jA son, como se mencionó, medidos en campo y valorados según la Tabla 17, la Tabla 18 y la Tabla 19, respectivamente. Una vez estimados los parámetros Vb y jC , es posible calcular el valor de Jp con la siguiente ecuación (Palmström, 2005):

$$Jp = 0.2(jC)^{0.5} \cdot (Vb)^D \quad (29)$$

donde Vb está en m^3 y $D = 0.37 \cdot jC^{-0.2}$.

La forma en que los factores Vb y jC se relacionan es mediante la gráfica de la Figura 32, dando como resultado el valor del parámetro de las discontinuidades (Jp).

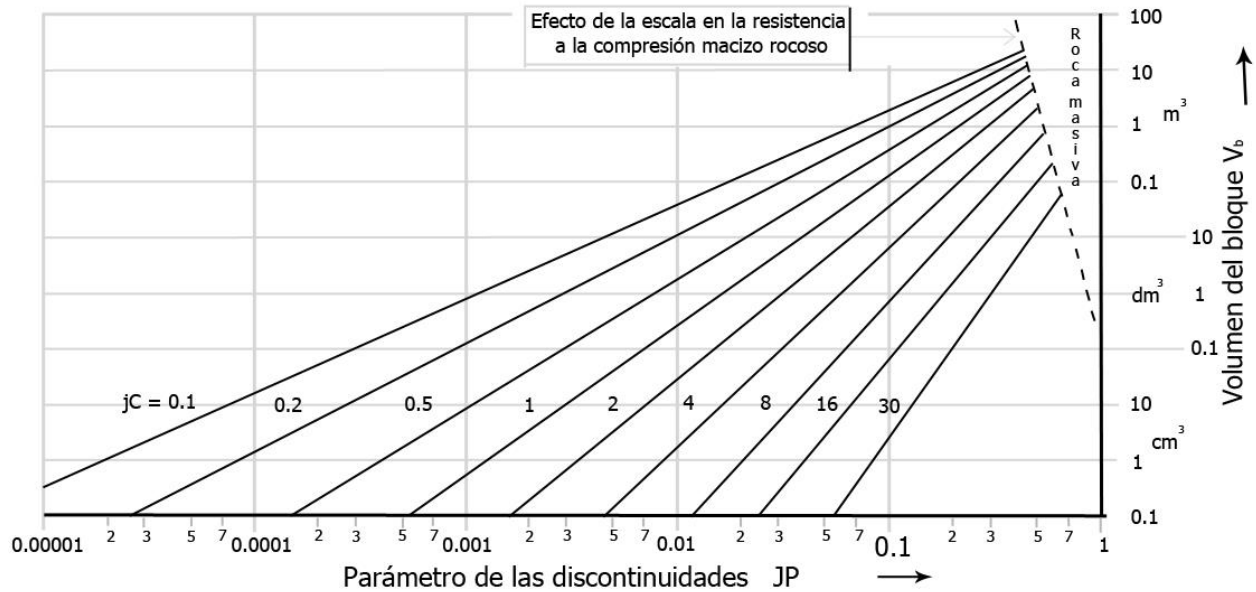


Figura 32. Gráfica para obtener el parámetro de las discontinuidades (JP) en función de los factores volumen del bloque (V_b) y la condición de las discontinuidades (jC). A partir de Palmström, 1995.

Además, existen relaciones empíricas entre valores establecidos de jC y D , que Palmström muestra y se obtienen de la Tabla 20; también propone simplificaciones de la ecuación (29), para valores de jC que tengan un intervalo de 1 a 2, dando como resultado que la ecuación (29) fluctúe entre $Jp = 0.2Vb^{0.37}$ y $Jp = 0.28Vb^{0.32}$. Por ejemplo:

para $jC = 1.75$ la ecuación (29) se simplifica a:

$$Jp = 0.28Vb^{0.32} \tag{30}$$

y para $jC = 1.0$, quedaría:

$$Jp = 0.2(Vb)^{0.37} \tag{31}$$

Lo anterior sirve para obtener el valor de RMi de la gráfica de la Figura 33, que es una simplificación del proceso para calcular el RMi , ya que, teniendo el volumen de la roca y la resistencia a la compresión simple de la matriz, siempre y cuando se encuentre jC dentro del rango de 1 a 2, se puede calcular el RMi fácilmente.

jC	0.1	0.25	0.5	0.75	1	2	2.5	3	4	6	9	12	16	20
D	0.586	0.488	0.425	0.392	0.37	0.341	0.322	0.308	0.28	0.259	0.238	0.225	0.213	0.203

Tabla 20. Relaciones entre valores de jC y D .

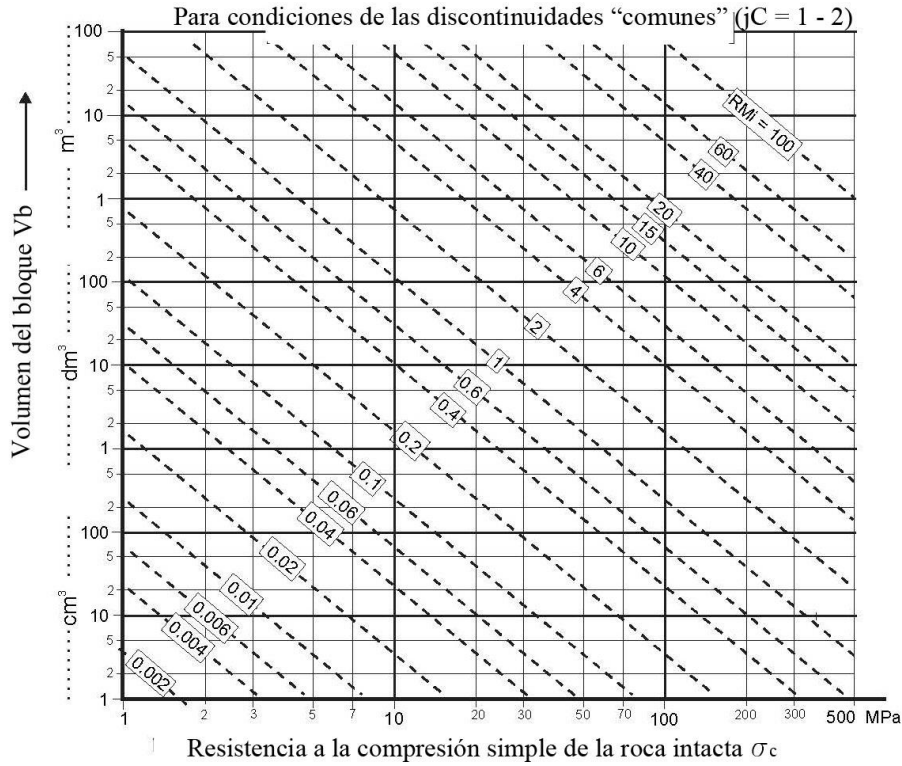


Figura 33. Gráfica para obtener el valor de RMI para valores "comunes" de jC en un rango de 1 – 2. Tomado de Palmström, 1995.

2.5.2. Efecto de escala

Barton (1990), con base en información presentada por Hoek y Brown (1980) y Wagner (1987), sugiere la relación de resistencia a la compresión q_c entre una probeta de 50 mm de diámetro y otra de diferente tamaño con la siguiente ecuación:

$$q_c = q_{co} (50/d)^{0.2} = q_{co} (0.05/Db)^{0.2} = q_{co} \cdot f \quad (32)$$

donde q_{co} es la resistencia a la compresión de una probeta de 50 mm de diámetro, Db es el diámetro del bloque medido en metros y d es el diámetro de una probeta cualquiera (medido en milímetros). Por lo tanto:

$$f = \left(\frac{0.05}{Db} \right)^{0.2} \quad (33)$$

que es el factor de escala y, puesto que ambas son proporción de volumen o tamaño, puede aproximarse a V_p (de Palmström, 2005) de la siguiente manera (Singh & Goel, 2011):

$$Db = (V_p)^{0.33} \quad (34)$$

En la Figura 34 se muestra un diagrama de flujo que muestra de manera gráfica, los parámetros que se utilizan para obtener el valor del RMI de un macizo rocoso. En la primera etapa,

los parámetros rugosidad de las discontinuidades (jR), la alteración de las discontinuidades (jA) y la longitud o continuidad de las discontinuidades (jL), se combinan para obtener el factor de condición de las discontinuidades (jC) [ecuación (28)] y los parámetros Jv (densidad de las discontinuidades) y la forma del bloque (β) para obtener el volumen del bloque [Vb , consultar la ecuación (24)]; estos dos al utilizar la gráfica de la Figura 32 dan como resultado el parámetro de las discontinuidades (Jp); y finalmente al multiplicar Jp por la resistencia a la compresión simple de la roca matriz (qc), se obtiene el valor del RMI.

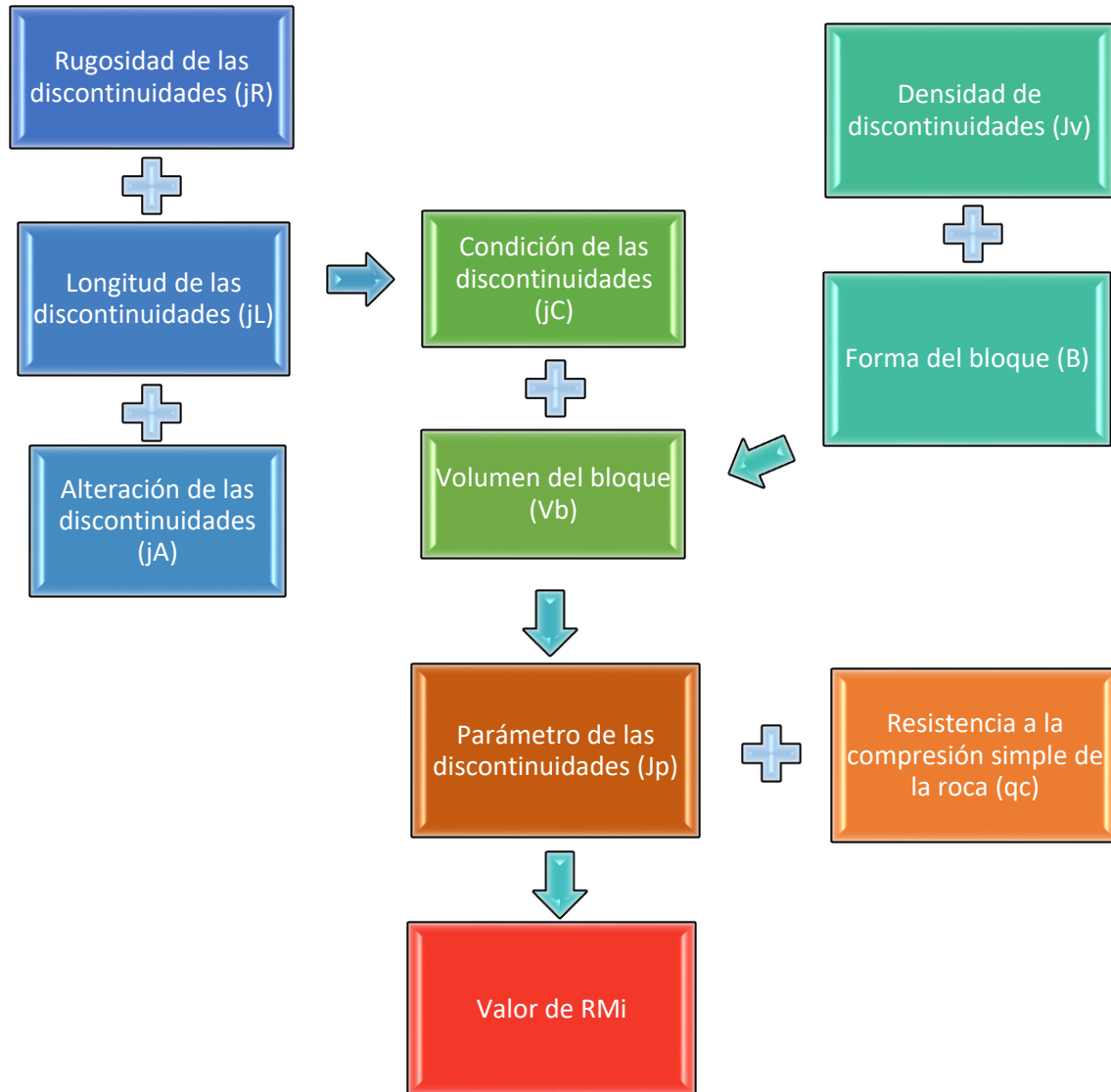


Figura 34. Combinación de parámetros utilizados en el RMI. A partir de Palmström, 1996.

2.5.3. Implicaciones en el uso de la clasificación geomecánica Rock Mass Index, (Palmström, 2000)

Un concepto importante en la clasificación propuesta por Palmström (RMi) es el volumen de los bloques de roca; para el autor, la resistencia del macizo rocoso está relacionada con la resistencia de la matriz rocosa, y cómo ésta, es afectada por las discontinuidades, esto implica que, en teoría, la resistencia de un macizo rocoso masivo es casi la misma que la de su roca matriz y mientras más fracturado se encuentre el macizo rocoso menor será su resistencia, respecto a la resistencia de la roca matriz; por lo que, el tamaño y la forma de los bloques que forman al macizo rocoso, rigen su comportamiento mecánico ante una excavación. Sin embargo, este parámetro es difícil de medir en campo; debido a la heterogeneidad del terreno, es imposible encontrar un macizo rocoso formado por bloques del mismo tamaño y con la misma forma, por lo que, para obtener el mayor número de datos razonables, en este trabajo se utilizaron las fórmulas tomadas de Palmström (2001): (24), (25), (26) y (27).

El espaciamiento y el número de familias pueden calcularse rápidamente con ShapeMetriX3D, obteniendo gran número de datos de manera práctica y segura; con esto se obtiene un promedio del volumen de los bloques que lo forman y se compara el resultado de ambas ecuaciones con el resultado promedio de lo obtenido en campo directamente, utilizando el que mejor se ajusta a la realidad.

El concepto de volumen propuesto por Palmström ayuda a comprender el posible comportamiento del macizo rocoso; asimismo, contribuye a la comprensión cognitiva al representar al macizo rocoso como un conjunto de bloques que interactúan entre sí a través de sus discontinuidades y la manera en que éstos interactúan geoméricamente. Es decir, la forma y volumen de los bloques pueden indicar si habrá o no formación de cuñas y desprendimiento de estas, cuando se les corta en una excavación.

El uso de ShapeMetriX3D elimina el riesgo que implica medir bloques directamente sobre el frente de excavación y el tiempo que esto implica, aumentando el número de datos que se pueden obtener; este sistema proporciona datos como el espaciamiento y continuidad, o en su defecto, es posible medir directamente los bloques en el modelo tridimensional, con unos centímetros de diferencia (según este trabajo, 5 – 10 cm).

En el RMi de Palmström, se utilizan 3 conceptos básicos para conocer la resistencia del macizo rocoso: roca intacta, características de las discontinuidades y tamaño o volumen del bloque; sin embargo, en macizos rocosos heterogéneos, donde se tiene gran variación en la resistencia de la roca, por distintos factores (meteorización o el ambiente de depósito), la muestra de roca matriz podría no ser representativa.

Ahora bien, Palmström (1995) en su clasificación base, no toma en cuenta el estado de esfuerzos al que se encuentra sometido un macizo rocoso, al igual que Bieniawski (RMR₈₉); sin embargo, este factor rige el comportamiento de una excavación subterránea, por lo que Palmström

(2000), en su propuesta para la estimación del tipo de sostenimiento, lo suma a su análisis como un factor de corrección.

2.6. Geological strength index (Hoek y Brown, 1995)

El índice de resistencia geológica (GSI) fue propuesto por Hoek y Brown en 1995 con el objetivo de correlacionar observaciones de campo y el estado geomecánico general de macizos rocosos con su criterio de rotura.

Para realizar una valoración del estado geomecánico de un macizo rocoso se fundamentan en la observación general del mismo, es decir, en características del macizo como su grado de fracturamiento, la condición de sus discontinuidades y la resistencia de la roca que lo constituye, características que pueden ser obtenidas con una inspección visual rápida y un golpe de martillo.

Tomando como fundamento la experiencia de campo de los ingenieros y geólogos para evaluar de forma visual, rápida y general un macizo rocoso, lo categorizan según su grado de fracturamiento de la siguiente manera:

- Intacta/masiva
- Bloquizada/fracturada
- Muy bloquizada/muy fracturada
- Bloquizada y plegada/Fracturada y plegada
- Desintegrada

El movimiento de bloques está controlado por su forma geométrica y el estado de sus caras. Los bloques angulares con superficies de discontinuidad limpias y rugosas darán como resultado un macizo rocoso mucho más resistente que uno con bloques redondeados y superficies planas y alteradas. El estado general de las discontinuidades (rugosidad, alteración de las paredes y el relleno), junto con la resistencia del macizo dan una idea general de su calidad geomecánica. Por lo anterior, estos parámetros en conjunto, son similares a los presentados en el RMR (la condición de las discontinuidades, Tabla 3), de forma que pueden clasificarse de similarmente:

- Muy buena
- Buena
- Regular
- Mala
- Muy mala

En un principio, los parámetros del criterio de rotura de Hoek y Brown se derivaban a partir del índice RMR de Bieniawski. Sin embargo, la experiencia demostró que existían rangos de calidad del RMR para los cuales la aplicabilidad del criterio de rotura se veía muy limitada. Lo anterior motivó a Hoek a desarrollar el GSI como una caracterización basada más en observaciones geológicas fundamentales que propiamente "en números" (Hoek, 1985). A partir de la versión 2002

del criterio de rotura de Hoek y Brown, la cual incluye una revisión muy profunda de la correspondencia entre parámetros e índices de calidad, existe una amplia colección de correlaciones que permiten aproximar las constantes de cálculo a partir de bases más sólidas, aunque lo anterior no signifique que el criterio del ingeniero no continúa siendo el que juega el papel más relevante.

Basándose en los parámetros de condición de las discontinuidades y el grado de fracturamiento, es posible utilizar la tabla de la Figura 35, lo que resulta en un valor único que corresponde al valor de GSI, que posteriormente es utilizado en el criterio de rotura de Hoek y Brown (2002). En esta tesis, este criterio fue utilizado en la evaluación de los 20 frentes excavados y son nombradas más adelante solo para su referencia. Las relaciones entre m_b/m_i , s y a con el GSI, que a su vez permiten calcular la resistencia a compresión del macizo rocoso son:

$$\frac{m_b}{m_i} = \exp\left(\frac{GSI - 100}{28 - (14D)}\right) \quad (35)$$

donde m_b y m_i corresponden con el macizo rocoso y la roca intacta respectivamente.

$$s = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9 - (3D)}\right) \quad (36)$$

$$a = \left(\frac{1}{2}\right) + \left(\frac{1}{6}\right) \left(e^{\frac{-GSI}{15}} - e^{\frac{-20}{3}} \right) \quad (37)$$

Los detalles de este índice de calidad son ampliamente descritos en los libros y artículos de Hoek. En la Figura 35 se muestra la tabla (Hoek, 1995) para obtener el índice GSI basado en descripciones geológicas. La Figura 36 es una extensión de la tabla anterior en la que se presenta un mayor nivel de detalle de las condiciones del macizo para los rangos más bajos del GSI.

Debido a que, como se mencionó anteriormente, este es un índice que toma como fundamento la experiencia de quien lo mide, pueden existir diferencias y variaciones entre las mediciones de un ingeniero experimentado y uno sin experiencia, por lo que algunos autores como Cai et al. (2004), han realizado correlaciones entre parámetros de Palmström (RMi) y Barton (índice Q) con parámetros del GSI, para obtener parámetros medibles y cuantitativos que permitan disminuir el error en la apreciación que cada individuo tiene. Un ejemplo de esto se observa en la tabla de la Figura 37, donde es posible correlacionar el volumen de los bloques con la estructura del macizo y el parámetro Jc (condición de las discontinuidades del RMi) con la calidad de las superficies.

Además, Osgoui y Ünal, 2009, han propuesto un método empírico para el diseño de anclas basado en este índice, debido a que ellos definen, este es un índice que abarca un rango muy amplio de condiciones geomecánicas en macizos rocosos.

Asimismo, el GSI es utilizado por estos autores para calcular la presión en el soporte, utilizando la función de Ünal (1983 y 1992), modificándola a modo que se incluya el índice de resistencia del macizo rocoso (GSI):

$$P = h_t \gamma = \frac{100 - \left[\left(1 - \frac{D}{2} \right) \sqrt{\frac{\sigma_{cr}}{100} \text{GSI}} \right]}{100} C_s S_q D_e \quad (38)$$

donde; D_e es el diámetro equivalente de la sección del túnel, C_s es el factor de corrección del estado de esfuerzos (k), σ_{cr} es la resistencia a la compresión residual de la roca alrededor de la excavación, γ es la densidad de la roca, S_q es el factor de corrección para condiciones de squeezing y h_t es la carga de la roca.



GEOLOGICAL STRENGTH INDEX, GSI, PARA ROCAS FRACTURADAS (Hoek y Marinos, 2000) A partir de la litología, la estructura y las condiciones de las discontinuidades, estimar el valor promedio del GSI. No intentar ser demasiado precisos, establecer un rango entre 33 y 37 es más realista que GSI = 35. Nótese que la tabla no tiene en cuenta las fallas estructuralmente controladas. En los casos en los que existan planos débiles con orientación desfavorable a la excavación, éstos dominarán el comportamiento de la masa. La resistencia de discontinuidades susceptibles al intemperismo se verá reducida si hay presencia de agua en el medio. En rocas de muy mala calidad y en presencia de agua conviene mover las categorías a la derecha.		CONDICIONES DE LOS PLANOS DE LAS DISCONTINUIDADES				
ESTRUCTURA		MUY BUENA Muy rugosas, inalteradas, frescas	BUENA Rugosas, poco alteradas, algo de óxido	REGULAR Onduladas, moderadamente intemperizadas y alteradas	MALA Pulidas y/o falladas, muy alteradas, conteniendo rellenos compactos de materiales angulosos	MUY MALA Pulidas y/o falladas, muy alteradas, conteniendo relleno arcilloso u otros rellenos blandos
		CALIDAD DE LOS PLANOS DISMINUYE →				
 ROCA INTACTA O MASIVA-especímenes de roca intacta o masiva <i>in situ</i> con algunas discontinuidades ampliamente espaciadas	90				N/A	N/A
 BLOQUIZADA-masa de roca no tectonizada formada por bloques cúbicos con buena trabazón entre ellos formados por 3 familias de discontinuidades	80					
 MUY BLOQUIZADA- masa de roca parcialmente tectonizada formada por múltiples bloques angulosos con regular trabazón y definidos por más de 4 familias de discontinuidades	70					
 BLOQUIZADA/TECTONIZADA/PLEGADA-formada por bloques angulosos con múltiples sistemas que se intersectan. Persistencia de planos de estratificación o esquistosidad	60					
 DESINTEGRADA- trabazón pobre, roca altamente fracturada con una combinación de fragmentos angulosos y redondeados	50					
 LAMINADA/CIZALLADA- no forma bloques debido al escaso espaciamiento de débiles planos de esquistosidad o de cizalla	40					
	30					
	20					
	10	N/A	N/A			

Figura 35. Obtención del índice GSI (A partir de Hoek, 1995).

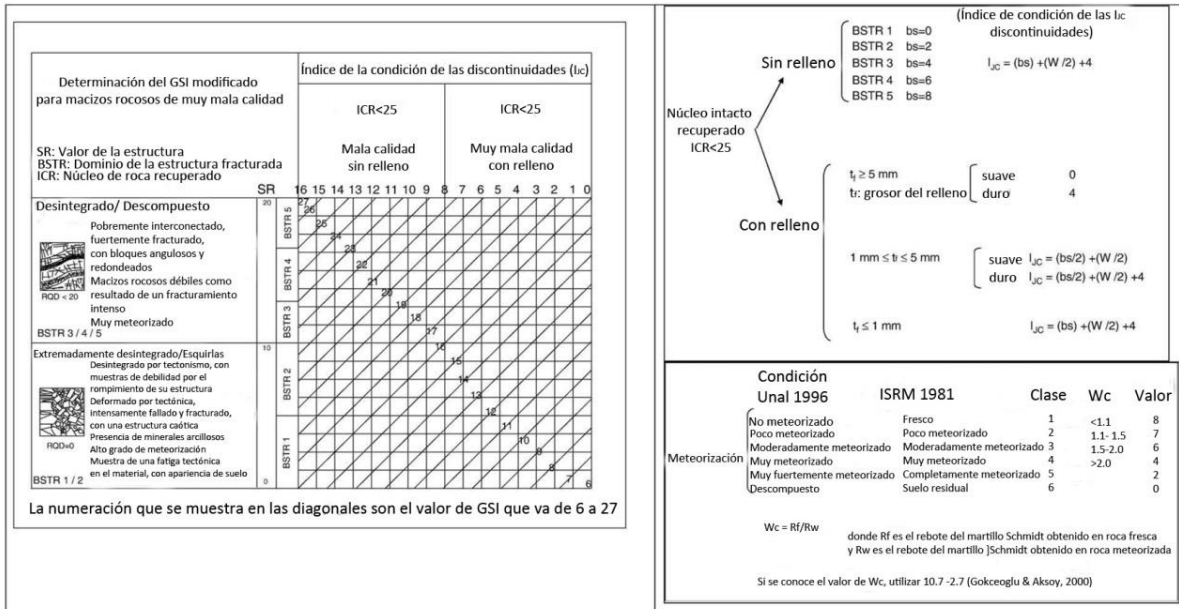


Figura 36. Tabla para obtener el valor de GSI correspondiente a macizos rocosos muy fracturados (GSI = 6 a 27). Modificada de Osgoui y Ünal, 2009.

Además, estos autores sugieren que el GSI tiene ciertas dificultades para ser evaluado en macizos rocosos de muy mala calidad donde el RMR es menor a 30, por lo que realizan una modificación en la tabla base del GSI (Figura 35), dando como resultado la Figura 36 para valores de GSI menores a 27.

Para el diseño de anclajes los autores proponen el cálculo de tres parámetros: (β) rock bolt density o densidad de anclas, espaciamiento entre anclas y el largo del ancla (los detalles se pueden consultar en el artículo original).

El parámetro de densidad de las anclas se refiere a la densidad relativa de las anclas con respecto al perímetro del túnel y tiene en cuenta la resistencia de las anclas en su superficie, que se opone a los desplazamientos del macizo rocoso cerca de la pared del túnel y es utilizado por Osgoui y Ünal para introducir los parámetros de resistencia equivalente en términos de Mohr-Coulomb y el criterio de rotura de Hoek-Brown.

El espaciamiento entre anclas se calcula con la ecuación (39), propuesta por Osgoui y Ünal, donde d es el diámetro del ancla, λ es el factor de fricción entre el ancla y la lechada, r_e es el radio equivalente del túnel y β es la densidad de las anclas.

$$S_s = \sqrt{\frac{\pi d \lambda r_e}{\beta}} \tag{39}$$

La longitud del ancla (L_b) debe de ser lo suficiente para superar el área del macizo rocoso afectado por la excavación y así poder proporcionarle mayor agarre en una zona donde el macizo

rocoso tiene una mayor resistencia. Los autores proponen la Tabla 21 para calcularla, con ciertas condiciones (estado de esfuerzos = 15 MPa y diámetro del ancla = 32 mm).

Densidad de anclas inyectadas recomendadas para un túnel reforzado de 2,5 m de radio para diferentes clases de roca					
GSI	Calidad	$L_b(m)$	S_r y S_L (m) espaciamiento	β / λ	Posible aflojamiento alrededor del túnel
81-100	Muy buena		Sin soporte		0.0
61-80	Buena	2 a 3	2.0-2.5	0.06-0.04	0.038-0.024
41-60	Regular	3 a 5	1.5-2.0	0.11-0.06	0.067-0.038
31-40	Relativamente mala	5 a 6	1.0-1.25	0.25-0.11	0.151-0.067
21-30	Mala	≥ 6	1.0	0.25	0.151
<20	Muy mala	≥ 6	0.8	0.39	0.236

Tabla 21. Tabla propuesta por Osgoui y Ünal, 2009, para obtener la longitud del ancla (L_b).

2.6.1. Implicaciones en el uso del índice de resistencia geológica (Hoek, 1994).

El GSI es utilizado como un enlace entre las observaciones de campo y su criterio de rotura, es decir, en un principio fue desarrollado el criterio de rotura para macizos rocosos, que toma como principio la homologación entre la roca intacta y su respuesta a un estado de esfuerzos, con el comportamiento geomecánico de macizos rocosos muy fracturados o razonablemente isótropos (Hoek, 1994).

Posteriormente, aunque los parámetros m y s del criterio de falla podían calcularse con clasificaciones geomecánicas robustas como lo son el RMR y el índice Q, de algún modo, por su mismo planteamiento caían en confusión e incompatibilidad con el primero y en redundancia con el segundo. Por lo cual, propusieron un nuevo índice de clasificación de macizos rocosos y lo nombraron Índice de Resistencia Geológica (GSI), que, en palabras de los autores, sólo sirve para proporcionar los datos necesarios para utilizar su criterio de falla (Hoek y Brown, 1995).

Hoek hace las siguientes recomendaciones (Hoek y Brown, 1995): el criterio de rotura sólo puede utilizarse en macizos rocosos que tengan un comportamiento isótropo razonable. Es decir, en roca intacta o macizos rocosos muy fracturados (más de tres familias de discontinuidades); para macizos rocosos poco fracturados con una o dos familias de discontinuidades solo es posible utilizarlo para conocer su resistencia al corte (Figura 1).

A partir de lo anterior, se infiere que el índice de resistencia geológica (GSI) es efectivo sólo en un rango limitado de macizos rocosos con ciertas condiciones, en comparación con las otras clasificaciones mostradas en este trabajo. Además, como sus autores lo dicen (Hoek y Brown, 1995), fue creado para obtener datos para ser utilizados en un modelo matemático propuesto por ellos mismos. Las clasificaciones geomecánicas tienen como fin principal ser un medio para correlacionar la información que se obtiene en campo, con los parámetros utilizados en los distintos

métodos de cálculo a fin de simular el comportamiento del macizo rocoso; por lo que puede considerarse a éste como un índice de caracterización geomecánica, como lo dice Bieniawski (2011), en lugar de un sistema de clasificación como el suyo o el de Barton et al. (1974).



Figura 37. Tabla para estimar visualmente el valor de GSI. Tomada de Marinis & Hoek (2000), modificada por Cai et al. 2004, respecto al uso de los parámetros J_c y V_b .

2.7. Correlación entre RMR e índice Q

La relación entre el GSI y el RMR se establece, desde Hoek (1995), como $GSI = RMR_{89} - 5$. Por otro lado, en la literatura es posible encontrar cerca de 30 correlaciones entre RMR y Q propuestas por varios autores (Tabla 23) y en un ejercicio de comparación es posible encontrar diferencias muy grandes entre algunas de ellas. Cada autor, o grupo de autores, establece sus propios argumentos para justificar los parámetros de ajuste empleados. Al final, resulta muy difícil establecer cuáles correlaciones son las más adecuadas debido, entre otras cosas, a que contienen un importante grado de empirismo.

Un argumento fundamental a considerar es que, en realidad, los índices Q y RMR no son del todo equivalentes (Zhang, 2017): mientras que Q toma en cuenta la influencia del estado de esfuerzos en el macizo (a través del *stress reduction factor* o *SRF*), el RMR considera la resistencia a la compresión simple de la roca matriz y la orientación de las discontinuidades. A fin de homologar estas dos clasificaciones, Goel et al (1996) proponen una correlación en la que, para el RMR se eliminan las puntuaciones correspondientes a σ_c^i y la orientación por discontinuidades, mientras que para Q no se considera la influencia de los estados de esfuerzos. Con esto, se propone la correlación:

$$RCR = A \ln N + B \tag{40}$$

donde RCR es igual al RMR menos los puntos correspondientes a σ_c^i y sin corrección por orientación de discontinuidades, mientras que N (*rock mass number*) es igual a Q, pero con $SRF = 1.0$ y A y B son los parámetros de ajuste de la curva.

Calidad RMR	Resistencia σ_c^i (MPa)	Puntos
< 20	0 a 5	0 a 2
20 – 30	5 a 10	2
30 – 40	10 a 25	2 a 4
40 – 50	25 a 50	4 a 7
50 – 60	50 a 75	7
60 – 70	75 a 100	7 a 12
70 – 80	100 a 120	12
80 – 100	125 a > 250	12 a 15

Tabla 22. Propuesta de una escala de valores de resistencia σ_c^i para distintos rangos de RMR. A partir de Sánchez (2014).

Correlaciones entre clasificaciones geomecánicas RMR e índice Q		
Autor	Correlación	R/R ²
Bieniawski (1976)	$RMR = 9\ln Q + 44$	
Rutledge and Preston (1978)	$RMR = 5.9\ln Q + 43 = 13.5\log Q + 43$	$R=0.81$ $R^2=0.66$
Cameron-Clarke & Budavari (1981)	$RMR = 5\ln Q + 60.8$ (proveniente de mediciones in situ)	Mucha dispersión
Cameron-Clarke & Budavari (1981)	$RMR = 4.6\ln Q + 55.5$ (proveniente de mediciones en sondeos)	
Moreno Tallon (1982)	$RMR = 5.4\ln Q + 55.2 = 12.5\log Q + 55.2$	$R=0.55$ $R^2=0.30$
Abad et al. (1983)	$RMR = 10.5\ln Q + 41.8$	$R=0.66$ $R^2=0.44$
Baczynski (1983)	$RMR = 7.5\ln Q + 42$	
Uddan Wang (1985)	$RMR = 5.3\ln Q + 50.81 = 12.11\log Q + 50.81$	
Kaiser et al. (1986)	$RMR = 6.3\ln Q + 41.6$	
Kaiser et al. (1986)	$RMR = 8.7\ln Q + 38 \pm 18$ (teoría de probabilidad) ^a	
Kaiser et al. (1986)	$\ln Q = 0.087RMR - 2.28$	
Sheorey (1993)	$RMR = 6.8\ln Q + 42^b$	
Celada Thamames (1983)	$RMR = 43.89 - 9.19\ln Q$	
Choquet & Charette (1988)	$RMR = 10\ln Q + 39$	
Bieniawski (1989)	$RMR = 9\ln Q + 44 \pm 18$	
Rawlings et al (1995)	$RMR = 10.3\ln Q + 49.3$ (cuando $Q \leq 1$, $SRF=1$) ^c	
Rawlings et al (1995)	$RMR = 6.2\ln Q + 49.2$ (cuando $Q > 1$, $SRF=1$) ^c	
Rawlings et al (1995)	$RMR = 6.6\ln Q + 53$ (cuando $Q \leq 0.65$) ^c	
Rawlings et al (1995)	$RMR = 5.7\ln Q + 54.1$ (cuando $Q > 0.65$) ^c	
Tugrul (1998)	$RMR = 7\ln Q + 36$	
Asgari (2001)	$RMR = 4.2\ln Q + 50.6$	
Sunwoo & Hwang (2001)	$RMR = 5.97\ln Q + 49.5$	$R=0.89$ $R^2=0.79$
Kumar et al. (2004)	$RMR = 4.7\ln Q + 56.8$	
Kumar et al. (2004)	$RMR = 8.3\ln Q + 42.5$ (con $SRF=1$)	
Kumar et al. (2004)	$RMR = 6.4\ln Q + 49.6$ (con valores SRF revisados)	
Sari & Pasamehmetoglu (2004)	$RMR = 3.7\ln Q + 53.1$	$R^2=0.86$
Castro-Fresno et al. (2010)	$RMR = 6.63\ln Q + 35.53$	$R=0.70$ $R^2=0.49$
Alkorta- Lertxundi y Bernando-Sanchez (2010)	$RMR = 5.9\ln Q + 43$	$R=0.89$ $R^2=0.79$
Alkorta- Lertxundi et al. (2014)	$RMR = 6.7\ln Q + 45.4$	$R=0.94$ $R^2=0.884$
Syeed y Khanna (2015)	$RMR = 4.52\ln Q + 43.6$	$R=0.86$ $R^2=0.736$
J. D. Fernández-Gutiérrez et al. (2017)	$RMR = 8.2\ln Q + 45.4$ (para formaciones rocosas sedimentarias de grano fino)	$R^2=0.915$

Correlación entre las clasificaciones RMR e índice Q, con base en los índices RCR y N		
Sheorey (1993)	$RCR = 9.5\ln N + 31$	$R^2=0.87$
Goel et al. (1996)	$RCR = 8\ln N + 30$	$R^2=0.92$
Kumar et al. (2004)	$RCR = 8\ln N + 42.7$	$R^2=0.88$
Sari & Pasamehmetoglu (2004)	$RCR = 1.7\ln N + 51.5$	$R^2=0.65$
a) asumiendo que el RMR y lnQ son la variante normal y satisface el límite central de la teoría de la probabilidad; b) derivado de la información presentados por Sheorey (1993); c) datos provenientes de núcleos de sondeos.		

Tabla 23. Correlaciones entre RMR y Q recopiladas de la literatura.

Generalmente, los datos de laboratorio con los que se cuenta en un proyecto son limitados y corresponden a zonas muy puntuales de las que se extrajeron núcleos mediante perforación. En macizos heterogéneos la resistencia de la roca matriz puede variar sensiblemente a lo largo del trazo del túnel, ya sea por cambios litológicos o diferentes grados de alteración o compacidad. Aunque la resistencia a la compresión simple de la roca matriz no necesariamente va ligada a la calidad del macizo, en los casos en los que no se conoce con certeza el valor de σ_c^i , puede establecerse una correlación empírica basada en la experiencia y en los propios valores que propone la clasificación de Bieniawski para las distintas calidades (Sánchez, 2014).

En la Tabla 22, Sánchez (2014) propone una escala de valores de la resistencia a la compresión simple para distintos rangos de calidad RMR y se indican los puntos correspondientes de la clasificación. Esta tabla puede ser útil para emplearse en varias correlaciones. Los rangos y puntuaciones corresponden con la escala tabulada de Bieniawski (1989).

En la gráfica de la Figura 38 puede verse la variación de los puntos asignados por el RMR para los distintos rangos de σ_c^i . A partir de la relación entre resistencia y puntos es posible establecer una relación continua mediante una curva de regresión. En este caso se propone una parábola simple de la forma (Sánchez, 2014):

$$p = a(\sigma_c^i - u)^2 + v \tag{41}$$

donde p son los puntos asignados, u y v son las coordenadas correspondientes al vértice de la parábola ($\sigma_c^i=300$, $p=15$) y a es el parámetro de ajuste para la regresión. Utilizando un valor del parámetro $a = 1.58 \times 10^{-4}$ se obtiene la curva con un coeficiente de correlación $R^2 = 96\%$.

Nótese que en las publicaciones de Bieniawski en las que aparecen las curvas de correlación entre σ_c^i , RQD, espaciamiento de discontinuidades y sus respectivas puntuaciones, no se presentan las ecuaciones que generan dichas curvas. Nótese además que la ecuación (42) aquí propuesta arroja el mismo valor de R^2 que la curva de Bieniawski. Por lo tanto, puede tomarse como válida (Figura 38).

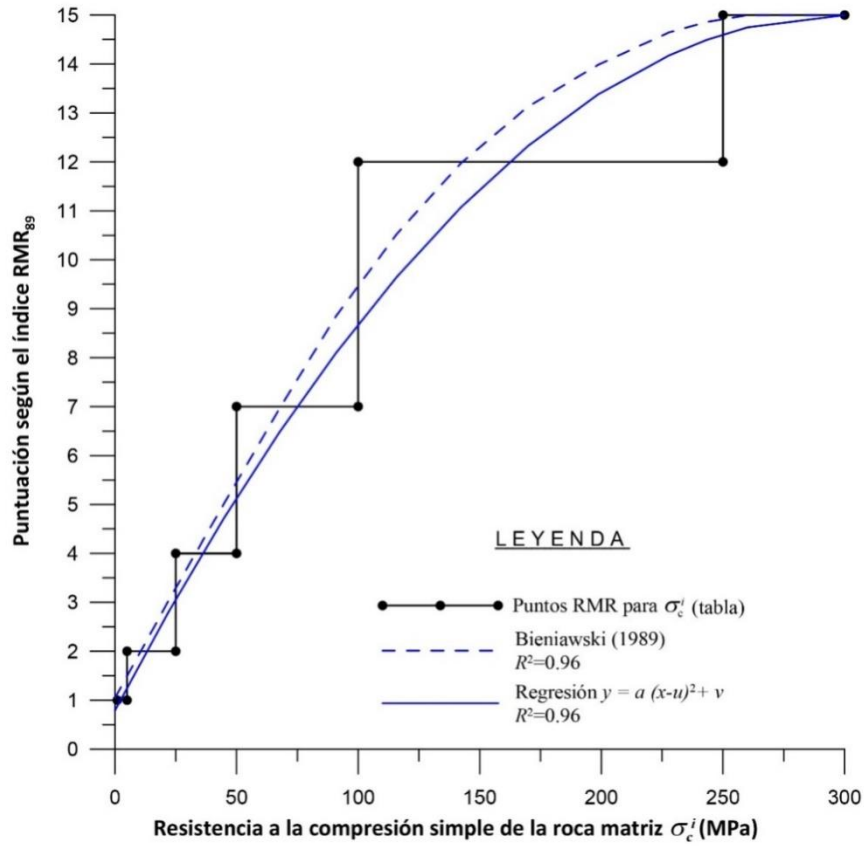


Figura 38. Puntuaciones del índice RMR para distintos rangos de σ_c^i y curva de regresión.

Entonces se plantea la ecuación:

$$RCR = RMR_B - p = RMR_B - \left[1.58 \times 10^{-4} (\sigma_c^i - 300)^2 + 15 \right] \quad (42)$$

donde RMR_B es el índice básico, que no toma en cuenta la corrección por orientación de discontinuidades.

Debido a que, por lo general, los ingenieros están más familiarizados con el índice RMR que con el Q, las correlaciones que se establecerán en este capítulo están referidas al primero, por lo que se ha de invertir la ecuación (43).

$$N = e^{\left(\frac{RCR-B}{A} \right)} \quad (43)$$

Una vez obtenidos los valores de N para el valor de RCR (o de RMR) considerado, el índice Q se obtiene simplemente dividiendo N/SRF .

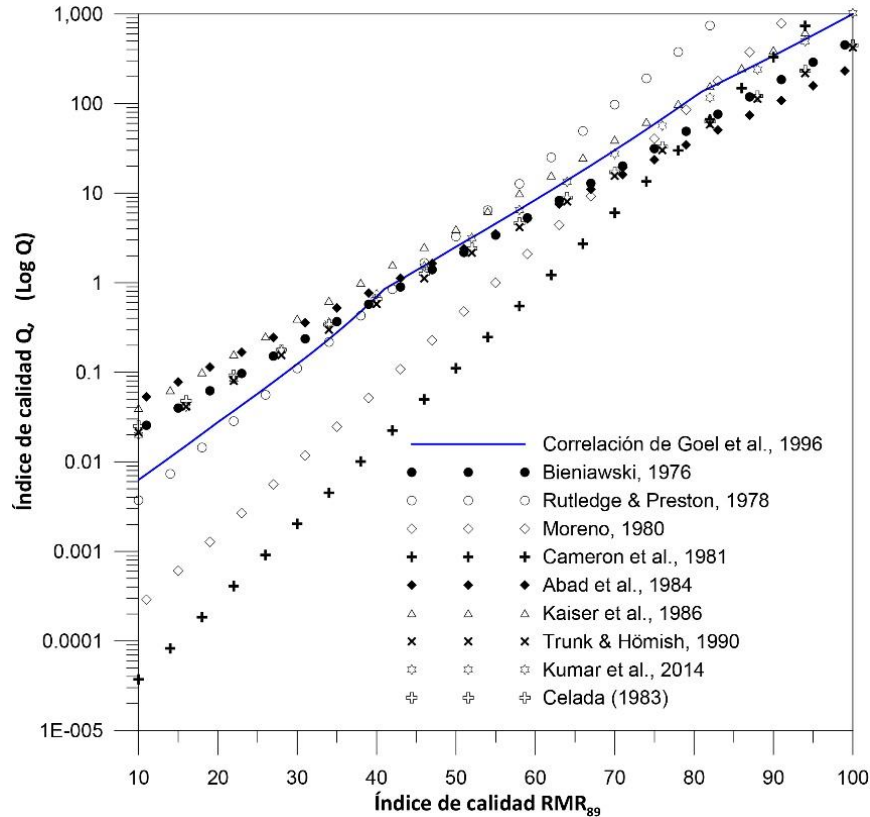


Figura 39. Correlaciones entre RMR₈₉ y Q propuestas por varios autores y correlación obtenida empleando la técnica de Goel et al., 1996. A partir de Sánchez (2014).

El parámetro *SRF* de Barton adquiere valores que son función de un número importante de factores relacionados con las características del macizo rocoso y los estados tensionales. Estos factores contemplan desde situaciones normales, hasta situaciones extremas de esfuerzos, presiones de hinchamiento, estallidos de roca, fluencia lenta, etc. Los valores que adquiere este factor van desde 1.0, para condiciones óptimas de excavación, hasta 20 para las situaciones más críticas. Para el caso de un túnel convencional en roca es previsible que el valor pésimo que podría adquirir el *SRF* sea de 10, lo que corresponde con el cruce por una zona de falla a poca profundidad. Si se asume que el túnel será construido en condiciones "normales", se puede establecer razonablemente una relación entre la calidad del macizo rocoso y el *SRF* que va de 1.0 a 10 (Sánchez, 2014).

Si se supone que, a partir de una categoría de roca muy buena, con un $RMR > 80$ el valor de $SRF = 1$ y que para valores menores de calidad disminuye linealmente hasta un límite de $SRF = 10$ para $RMR = 10$, finalmente se puede obtener una curva que relaciona la calidad geotécnica de Bieniawski con el índice *Q* de Barton (Sánchez, 2014).

En la Figura 39 se muestra la relación entre RMR y *Q* obtenida con el criterio hasta aquí descrito, comparada con 9 correlaciones de distintos autores, las cuales corresponden con aquellas que no arrojan resultados de *Q* por encima de 1000. Nótese que en la publicación de Goel et al.

(1996), los autores proponen valores de ajuste A y B iguales a 8 y 30 respectivamente. Sin embargo, con tales parámetros los valores máximos alcanzados del índice Q exceden el máximo de 1,000 propuesto como límite por el propio Barton. Entonces, haciendo un ajuste tal que $B = 31.32$, se obtiene un $Q = 1,000$ para $RMR = 100$ (Sánchez, 2014).

2.8. Correlaciones entre R_{Mi} con RMR e índice Q

En la literatura es posible encontrar algunas correlaciones entre las clasificaciones R_{Mi} de Palmström (1995), RMR de Bieniawski (1989) y el índice Q de Barton (1974), sin embargo, también existen discrepancias entre ellas.

Autores como Kumar et al. (2004) y Hashemi et al. 2010 han intentado formular una relación entre el R_{Mi} de Palmström (1995), con las clasificaciones RMR de Bieniawski (1989) y el índice Q de Barton (1974), sin embargo, existen ciertas limitaciones, entre ellas, la diferencia entre conceptos y parámetros que constituyen a cada una.

Entre las clasificaciones R_{Mi} y RMR hay similitud entre los conceptos que usan para evaluar la calidad de un macizo rocoso, sin embargo, la valoración de sus parámetros tiene rangos diferentes. Por ejemplo, el uso del RQD en la clasificación RMR es parte de la evaluación del macizo rocoso y su puntuación va de 0 a 15, mientras que para el R_{Mi} se utiliza como complemento para cálculo del parámetro del volumen de roca (J_v), aunque su uso no es indispensable y puede sustituirse por otro método. Otros parámetros como el tipo de excavación (en específico en túneles la dirección e inclinación de la familia de discontinuidades más importante respecto al túnel) y la influencia del agua subterránea en la excavación, no están presentes en la determinación del índice R_{Mi} y únicamente se utilizan en la estimación de la carga sobre el soporte.

La plastificación del frente, un concepto introducido en el nuevo RMR₁₄, es un parámetro que se refiere al cambio de calidad de la roca producto de la relajación del frente excavado en un túnel y que a su vez disminuye su calidad. Este también es un parámetro que no está incluido en el R_{Mi}.

Por su parte, el parámetro de alterabilidad de las discontinuidades no estaba incluido en el RMR₈₉, mientras que el R_{Mi} sí lo incluye, lo cual generaba una diferencia. Sin embargo, con la introducción de este factor en el nuevo RMR₁₄ la correlación mejora.

Existen similitudes importantes entre el índice Q de Barton y el índice R_{Mi} como se mostrará más adelante (inciso 3.2.3), sin embargo, también hay diferencias importantes. Parámetros como σ_c que es parte fundamental del concepto del R_{Mi}, no está incluido en el índice Q ; además el parámetro SRF que se refiere al estado de esfuerzos en el sitio excavado y el factor de reducción por agua (J_w), incluidos en el índice Q , no están presentes en el R_{Mi}, aunque sí se utilizan, como ya se dijo, para calcular la carga sobre el soporte (parámetros nombrados por Palmström SL y GW , respectivamente).

Pese a las dificultades que implica relacionar estas clasificaciones, Kumar et al. (2004) proponen las siguientes correlaciones:

$$RMi = 0.5Q^{0.93} \tag{44}$$

$$RMR = 5.4 \ln(RMi) + 54.4 \tag{45}$$

Esto con base en un estudio realizado en el proyecto Nathpa Jhakri, en Himachal Pradesh, India. Se trata de un túnel de 27.4 km de longitud con un diámetro de 10.15 m, construido en los Himalaya, a través de formaciones geológicas muy complejas. El estudio se basó en la integración y análisis de 685 frentes de excavación, cubriendo 20 km de túnel; incluidas en estas secciones se encuentran 50 frentes con condiciones de *squeezing* con una longitud conjunta de 1 km, con longitudes individuales que van de 3 a 63 m y 69 frentes con condiciones de cizalla, con una longitud conjunta de 1 km, con longitudes individuales de 2 a 63 m (Kumar et al. 2004).

A una distancia de 800 metros desde el portal, el túnel tiene 1 kilómetro de cobertura, llegando hasta un máximo de 1.43 km. Esto trae consigo complicaciones además de constructivas, de cálculo y valoración de parámetros como el *SRF* del índice Q y el parámetro *SL* del *RMi* de Palmström (1995).

Debido a que no existía un valor recomendado del parámetro *SRF* en el índice Q para las condiciones de grandes esfuerzos y roca medianamente fracturada (condiciones frecuentes en la excavación del túnel Nathpa Jhakri), Kumar et al. (2004), proponen rangos de valores para estas condiciones que obtiene mediante el cálculo de la carga de soporte en diferentes secciones mediante el uso del índice Q y el *rock mass number (N)* (Goel et al., 1995). Esto con el objetivo de poder ajustar el uso del índice Q a las condiciones reales de la excavación; además de verificar la hipótesis de que, con el uso de Q, los valores están sobre estimados (debido a que los valores de *SRF* propuestos por Barton, 1974, son aplicables sólo en condiciones de roca masiva: categorías L, N y M, Figura 24); en cambio con el uso de *N* es posible remover la incertidumbre del cálculo del parámetro *SRF*, ya que este sería igual a 1.

Con el ajuste del parámetro *SRF* para las categorías L, N y M del índice Q para macizos rocosos medianamente fracturados y sometidos a grandes esfuerzos (Tabla 24), Kumar et al. (2004) proponen las relaciones (44) y (45), aunque existen restricciones para su uso, por lo que proponen intervalos en los valores de los parámetros del índice Q y el índice *RMi*, que se pueden consultar en la Tabla 25.

Ajuste del índice Q para macizos rocosos medianamente fracturados y sometidos a grandes esfuerzos.	
Categoría L del parámetro <i>SRF</i> :	1.5 – 2.0
Categoría N del parámetro <i>SRF</i> :	2.0 – 2.5
Categoría M del parámetro <i>SRF</i> :	2.5 – 3.0

Tabla 24. Valores de ajuste del parámetro *SRF* del índice Q, para macizos rocosos fracturados y sometidos a grandes esfuerzos. Tomada de Kumar et al. 2004.

Hashemi et al. (2010), también proponen algunas correlaciones entre clasificaciones geomecánicas, esto con base en el estudio realizado en un tramo del túnel Sabzkuh, en la provincia de Chaharmahal-Bakhtyari, Irán. El tramo de estudio está dividido en 23 secciones, que fueron

evaluadas mediante las clasificaciones RMi de Palmström (1995), RMR de Bieniawski (1989), el índice Q de Barton (1974) y GSI (Hoek et al. 1998, 2005; Sonmez and Ulusay 1999, 2002; Marinou and Hoek 2000, 2001; Cai et al. 2004). Dando como resultado la comparación (Figura 40) entre estas cuatro clasificaciones.

Limitaciones de las correlaciones sugeridas por Kumar et al. 2004					
Para el índice Q	$J_n= 3$ a 20	$J_r=0.5$ a 3	$J_a=0.75$ a 13	$J_w=0.15$ a 1	$SRF=0.5$ a 20
Para el sistema RMi	$q_c= 9.5$ a 125 MPa	$jL=0.75$ a 1	Para jR y jA el mismo rango que J_r y J_a del índice Q		

Tabla 25. Limitaciones de las correlaciones sugeridas por Kumar et al. 2004.

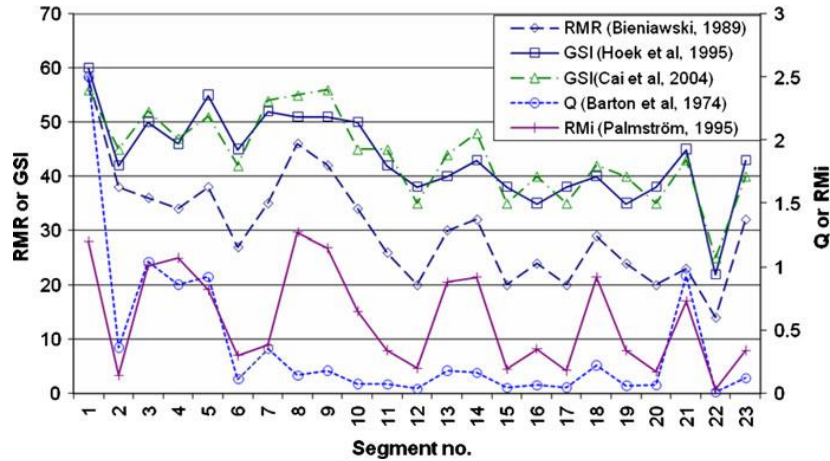


Figura 40. Clasificación de macizos rocosos de 23 segmentos que pasan formaciones rocosas en el túnel Sebzkuh, utilizando 4 sistemas: RMR, Q, RMI y GSI (3 métodos). Tomada de Hashemi et al. (2010).

Posteriormente Hashemi et al. (2010), presentan las gráficas de la Figura 41 y de la Figura 42, que muestran la relación entre las clasificaciones RMI – RMR y RMI – índice Q. Además, utilizan las correlaciones propuestas por Kumar et al. (2004) como comparativa y calculan la línea de tendencia que mejor se ajustan a los datos.

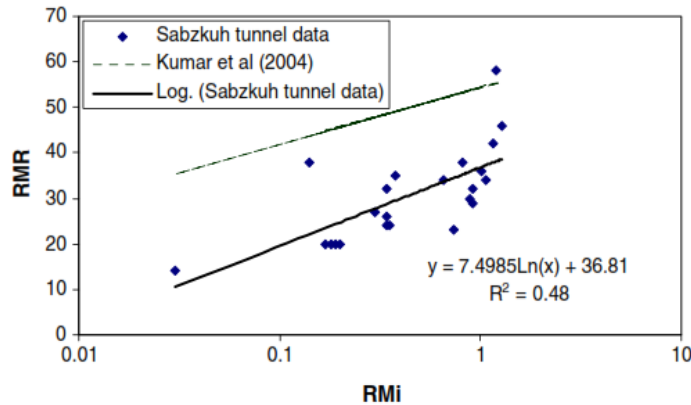


Figura 41. Correlación entre los valores de RMI y RMR para el túnel Sezskuh y la comparación con la relación de Kumar et al. (2004). Tomada de Hashemi et al. (2010).

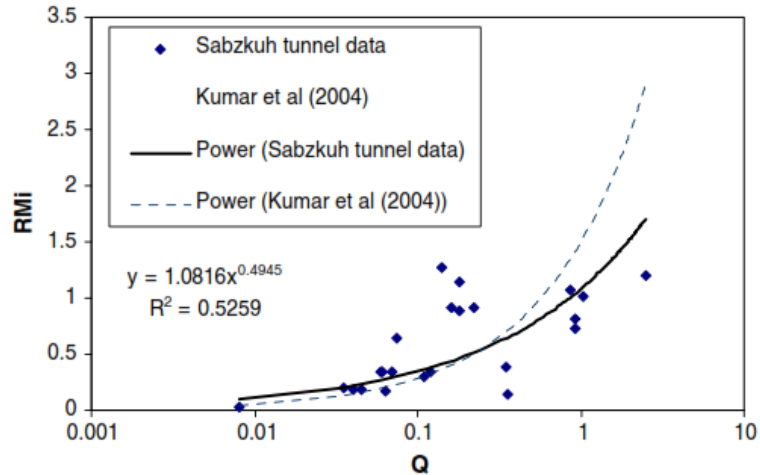


Figura 42. Correlación entre los valores de RMI y el índice Q para el túnel Sezskuh y la comparación con la relación de Kumar et al. (2004). Tomada de Hashemi et al. (2010).

Como resultado, Hashemi et al. (2010), proponen las siguientes correlaciones entre el RMR y el índice Q con el RMI.

$$RMI = 1082Q^{0.4945} \tag{46}$$

$$RMR = 7.5\ln(RMI) + 36.8 \tag{47}$$

Más recientemente, en 2018, ante la necesidad de encontrar una mejor correlación entre las clasificaciones más usadas en el mundo, Soufi et al. 2018 realizaron un análisis de las ecuaciones propuestas por Kumar et al. 2004 y Hashemi et al. 2010 utilizando 128 nuevos datos de macizos rocosos evaluados con estas tres clasificaciones (RMR, Q y RMI).

Los 128 macizos rocosos fueron analizados en el nivel CPB3 de la mina de plata Imiter, localizada al este de Anti-Atlas en Marruecos, en rocas vulcano-sedimentarias a una profundidad de 500 m.

Soufi et al. (2018) calcularon nuevas curvas de ajuste para la correlación entre RMR y RMI (lineal, multilineal, exponencial y logarítmica) de las cuales 2 resultaron tener una mejor correlación:

$$RMR = 0.52F - 6.32Js - 0.04Ja + 0.19jL + 5.96Vb + 3.13jC - 84.86D + 107.62 \tag{48}$$

$$RMR = 7.71 \cdot \ln(RMI) + 54.441 \tag{49}$$

Soufi et al. (2018), presentan la gráfica de la Figura 43, que muestra la relación entre las clasificaciones RMI y RMR a partir de las propuestas por Kumar et al. 2004 y Hashemi et al. 2010, junto con la línea de tendencia que mejor se ajusta a los datos, que en este caso es la ecuación (49).

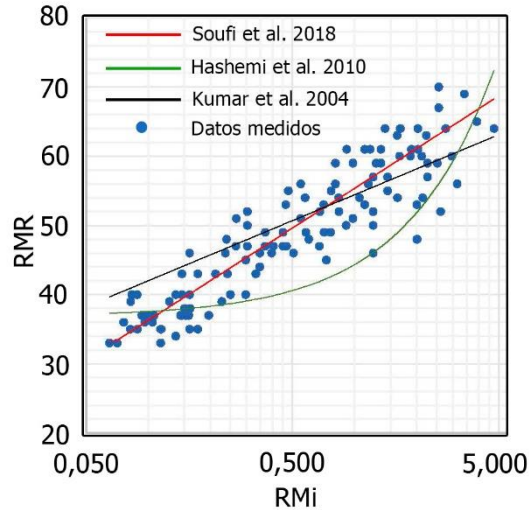


Figura 43. Correlación entre los valores de RMR y el RMi para la mina Imiter y su comparación con las ecuaciones de Kumar et al. 2004 y Hashemi et al. 2010. Modificada de Soufi et al. 2018

Posteriormente Soufi et al. 2018 hacen un tratamiento similar con la correlación entre el índice Q y el RMi, calculando curvas de ajuste (lineal, multilineal, exponencial, logarítmica y potencial) donde la ecuación potencial es la que resulta en una mejor correlación:

$$RMi = 0.5195Q^{0.7202} \tag{50}$$

Para este caso Soufi et al. 2018 también presentan la gráfica de comparación entre la curva generada con la ecuación anterior y las propuestas por Hashemi et al. 2010 y Kumar et al. 2004 (Figura 44).

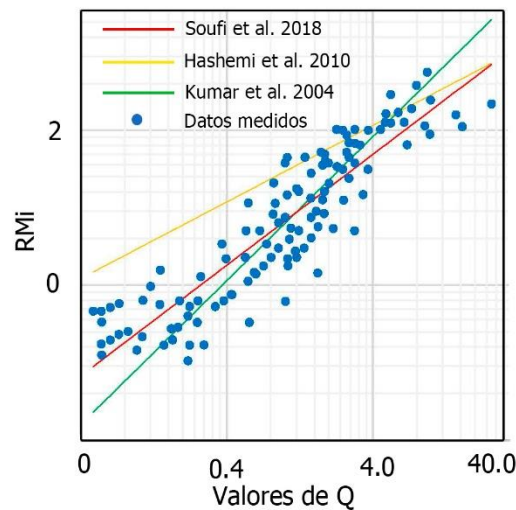


Figura 44. Correlación entre los valores de Q y el RMi para la mina Imiter y su comparación con las ecuaciones de Kumar et al. 2004 y Hashemi et al. 2010. Modificada de Soufi et al. 2018

Para el presente trabajo es necesario conocer la efectividad de cada correlación reportada en la literatura para el cálculo del módulo de deformación de un macizo rocoso. Esto implica el cálculo de la *media de error cuadrático* de cada una, comparando la línea de mejor tendencia que las constituye contra una base de datos (puntos) recopilados de la literatura. Con base en esto, se puede estimar cual presenta el mejor índice de correlación, y por ende cual representa mejor la realidad.

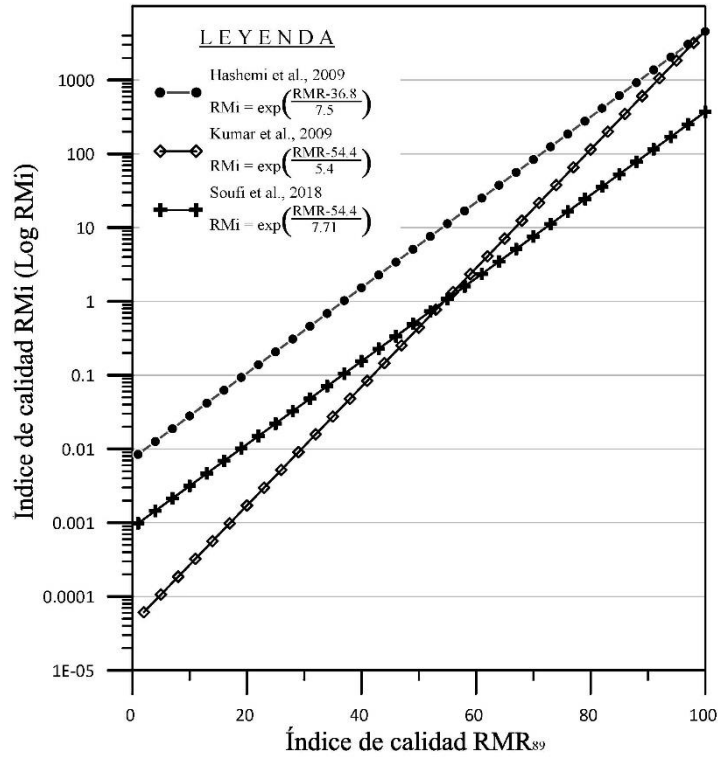


Figura 45. Curva que muestra el resultado de la correlación entre las clasificaciones RMR y RMi de los autores Kumar et al. 2004, Hashemi et al. 2010 y Soufi et al. 2018.

Debido a que la clasificación de Bieniawski RMR₈₉ es la más utilizada en el mundo para evaluar la calidad de macizos rocosos, la mayor parte de los datos que se encuentran en la literatura correspondientes a mediciones *in situ* del módulo de deformación en macizos rocosos son valorados utilizándola. Esto implica que, primero se requieren ecuaciones que correlacionen a la clasificación RMR con los índices Q y RMi para el uso de estos datos recopilados en la evaluación de las ecuaciones para el cálculo del módulo de deformación de macizos rocosos propuestas por Palmström y Barton.

Para utilizar las ecuaciones en el cálculo del módulo de deformación de macizos rocosos de Palmström (1995) y Palmström (2001) y poder evaluarlas, es necesario correlacionar los valores recopilados en la literatura, que corresponden a valores de la clasificación RMR y transformarlos en valores de RMi; una vez transformados es posible utilizarlos para calcular el módulo de deformación del macizo rocoso según el índice RMi que le corresponde a cada valor transformado.

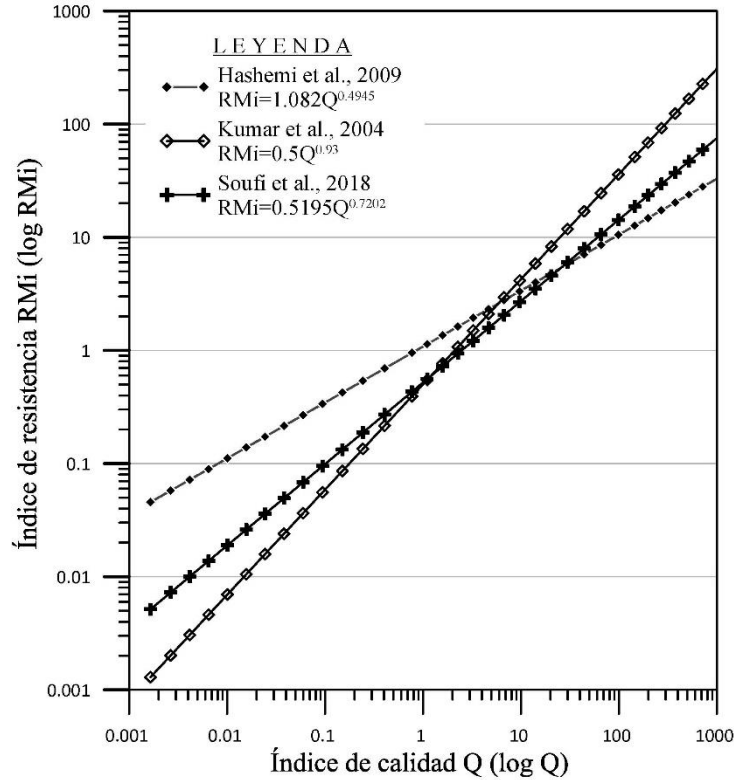


Figura 46. Curva que muestra el resultado de la correlación entre las clasificaciones Q y RMi de los autores Kumar et al. 2004, Hashemi et al. 2010 y Soufi et al. 2018.

Para hacer la transformación de la clasificación RMR a RMi se utilizaron las correlaciones mencionadas anteriormente (Kumar et al., 2004 y Hashemi et al., 2010 y Soufi et al. 2018) y se evaluaron para cada dato recopilado con calidad RMR, obteniendo rangos de calidad RMi distintos entre ambas correlaciones (Figura 45 y Figura 46).

Considerando la antigüedad de la ecuación mostrada por Kumar et al. 2004, así como el hecho de que tiene un sesgo muy importante sobre las dos correlaciones más recientes, en el presente trabajo no se tomará como referente; sólo las propuestas por Hashemi et al. 2010 y Soufi et al. 2018 se utilizarán para la transformación de los datos recopilados con valores de RMR a valores de RMi.

En el caso de la ecuación de correlación entre el índice Q y el RMi de Kumar et al. 2004 y Hashemi et al. 2010 muestran poca correlación entre ambas, no tanto así entre Hashemi et al. 2010 y Soufi et al. 2018, mismas que exhiben cierto paralelismo; sin embargo, aún existen diferencias importantes entre éstas, v.gr., para valores altos de RMi, es decir >10, se obtiene apenas un valor de Q de 4 a 10, esto quiere decir que para el RMi es un macizo rocoso con una calidad geomecánica muy alta, para el índice Q, es apenas regular.

3. ESTIMACIÓN DEL MÓDULO DE DEFORMACIÓN UTILIZANDO LAS CLASIFICACIONES GEOMECÁNICAS MÁS IMPORTANTES

3.1. Correlación entre el módulo de deformación de macizos rocosos y el RMR, Q y GSI

3.1.1. Recopilación de datos de la literatura

En esta investigación se han recopilado de distintas fuentes (como el trabajo realizado por Bieniawski y otros autores), valores del módulo de Young de macizos rocosos, medidos con diferentes pruebas in situ como PJT, GJT y PLT y comparados con el RMR correspondiente al macizo rocoso medido (Figura 47), con un total de 130 puntos.

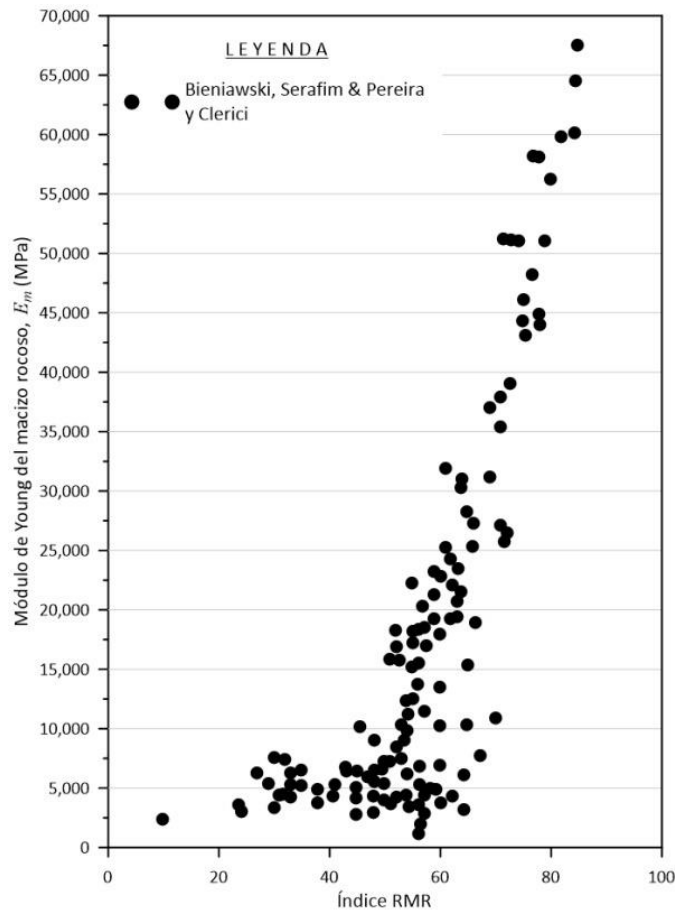


Figura 47. Gráfica. Recopilación de 130 puntos provenientes de Bieniawski, Serafim & Pereira y Clerici.

Dada la complejidad y el gran costo que suponen las medidas in situ, el objetivo de esta recopilación de datos es encontrar una correlación entre la clasificación geomecánica RMR y el valor del módulo de Young (E_m) de macizos rocosos medidos in situ y así obtener una curva de ajuste que proporcione una fórmula empírica que dé resultados aproximados de E_m . Para esto se

han ido sumando a esta base de datos, otros de diversos autores como Khabbazi et al. (2012) y Palmström (2001), cuyos trabajos se resumen a continuación.

3.2. Recopilación y ajuste de datos de Palmström (2001)

En el trabajo realizado por Palmström, 2001³ se comparan los resultados obtenidos de 3 métodos directos medidos *in situ* (PJT⁴, GJT⁵ y PLT⁶) y a su vez se estudia la relación que guardan con varias correlaciones geomecánicas para la estimación de E_m . Las pruebas fueron proporcionadas y recopiladas por la “Central Soil and Materials Research Station” (CSMRS) provenientes de diferentes proyectos en Bután y Nepal, India.

Para estas pruebas no suele tomarse en cuenta la primera carga, debido a que esta representa el cierre de las discontinuidades. Además, debe considerarse que habrá variaciones en la distribución de esfuerzos entre la placa y el macizo, según sea el tamaño de la placa del instrumento (Palmström y Singh, 2001).

Las clasificaciones geomecánicas utilizadas en las correlaciones fueron el RMR, el sistema Q y el RMi, teniendo en cuenta factores que pudieran causar incertidumbre en la estimación, como el método de medición, la caracterización del macizo, el daño provocado por la excavación, etc.

El módulo estático de deformación es el parámetro que mejor representa el desarrollo mecánico de un macizo rocoso en una excavación subterránea. Es por esto que, la mayoría de los programas numéricos de cálculo basados en elementos finitos, diferencias finitas y elementos de contorno lo utilizan para modelizar o calcular la distribución de esfuerzos y deformaciones en una excavación (Sánchez, 2014).

Debido al costo elevado y alto consumo de tiempo que requiere una prueba *in situ* para estimar el módulo de deformación estático, en la mayoría de los casos se utilizan métodos indirectos para determinarlo, usando clasificaciones geomecánicas, la experiencia del ingeniero geólogo o la literatura (Sánchez, 2014).

³“The Deformation Modulus of Rock Masses - comparisons between *in situ* tests and indirect estimates”

⁴**Plate Jacking test (PJT)**. - Es una prueba realizada *in situ*, para estimar la deformabilidad del macizo rocoso, para ello utiliza dos placas empujadas por un sistema de pistones hidráulicos, que proporciona una carga opuesta entre ambas. Las deformaciones se miden con un extensómetro instalado en una perforación sobre el eje de la maquinaria.

⁵**Goodman Jack test (GJT)**. - Es un instrumento de medición que se introduce en una perforación de 3 pulgadas y en la que por medio de pistones se produce una presión o hinchamiento que genera una presión uniforme en las paredes. Es usado para medir la deformabilidad de la roca y suelo.

⁶**Plate loading test (PLT)**. - Utiliza dos placas empujadas por un sistema de empuje hidráulico, que proporciona una carga opuesta entre ambas. Las deformaciones se miden directamente en la placa-superficie.

Según la **ISRM 75**, las definiciones de los módulos de deformación son los siguientes (Figura 48):

- **Módulo de elasticidad o módulo de Young (E)**. Es la relación entre el esfuerzo aplicado y la deformación producida, por debajo del límite o pico de resistencia del material.
- **Módulo de deformación del macizo rocoso (E_m)**. Es la relación entre el esfuerzo aplicado y la deformación producida durante la carga en un macizo rocoso, incluyendo el desarrollo elástico e inelástico del mismo (W_d).
- **Módulo de elasticidad del macizo rocoso (E_{em})**. Es la relación entre el esfuerzo y la deformación producida durante la carga en un macizo rocoso, incluyendo solamente el desarrollo elástico (W_e).

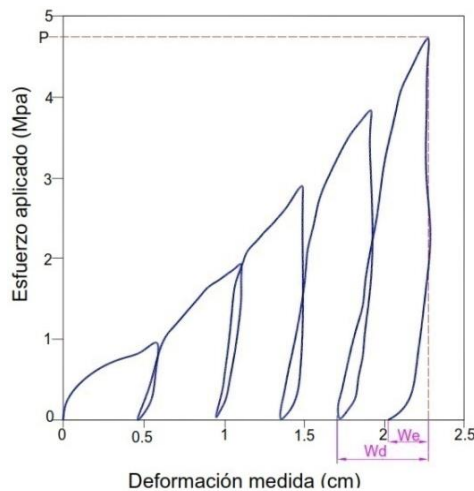


Figura 48. Gráfica esfuerzo-deformación. Palmström, 2001.

Farmer y Kemeny (1992) concluyen que la deformación del macizo rocoso puede variar entre 5 a 20% respecto a la deformación de su roca intacta. Mientras que Palmström, 2001, concluyen que E_m no es constante en el macizo rocoso, y que depende del estado de esfuerzos, siendo generalmente mayor en macizos con alto grado de esfuerzos y menor en macizos de bajo grado de esfuerzos. Por lo tanto, en la búsqueda de una medición del módulo de deformación del macizo rocoso, no puede tenerse en mente un valor absoluto, sino un intervalo o rango del valor del módulo Clerici, 1993.

3.2.1. Comparación de las deformaciones y los resultados medidos.

Como se mencionó anteriormente los datos proporcionados por CSMRS de pruebas tipo Goodman, PJT y PLT, han sido recopiladas durante 20 años en obras realizadas en Nepal y Bután, India, siguiendo la metodología de la ISRM (1979). Esto implica que la información proporcionada puede diferir para cada tipo de prueba, debido a las diferencias de medición, los distintos métodos de excavación y la orientación de las pruebas.

De modo que, se utilizaron correlaciones entre pruebas de distintos autores para normalizarlas, poniendo énfasis en la desviación que tienen (Tabla 26).

Relación	Mediciones realizadas en proyectos hidroeléctricos			Experiencia de		Relación sugerida (Rp) con mediciones in situ	
	Lakhwar	Jamrani		Tala	Bieniawski		CSMRS
		Basado en la constante de Goodman	Basada en la constante de Heuze y Amadei's				
PJT/PLT	1.9	2.6	2.3	4	Aprox. 2	2 a 3	2.5
PJT/FJT	1.75			2.4		2 a 3	2.5
PJT/GJT	2.05			Aprox. 2	2 a 3	2.5	

PLT= plate loading test; GJT = Goodman jack test; FJT = flat jack test

Tabla 26. Relación entre pruebas in situ. A partir de Palmström, 2001.

3.2.2. Aplicación en macizos rocosos fracturados.

Palmström y Singh, 2001, buscaron una relación entre el módulo de deformación del macizo rocoso y su clasificación geomecánica RMI; para esto utilizaron datos de E_m medidos in situ vs valores de RMR obtenidos por la CSMRS, así como datos recopilados en la literatura por diversos autores (Bieniawski, Clerici y Serafim & Pereira), con el fin de obtener una gráfica y definirla curva de tendencia que mejor se ajuste a éstos. Sin embargo, los datos de la CSMRS muestran una clara desviación respecto a los recopilados en la literatura (Figura 49, izquierda), lo que podría ocasionar dispersión y un error al tratar de calcular una línea de tendencia de cualquier índole.

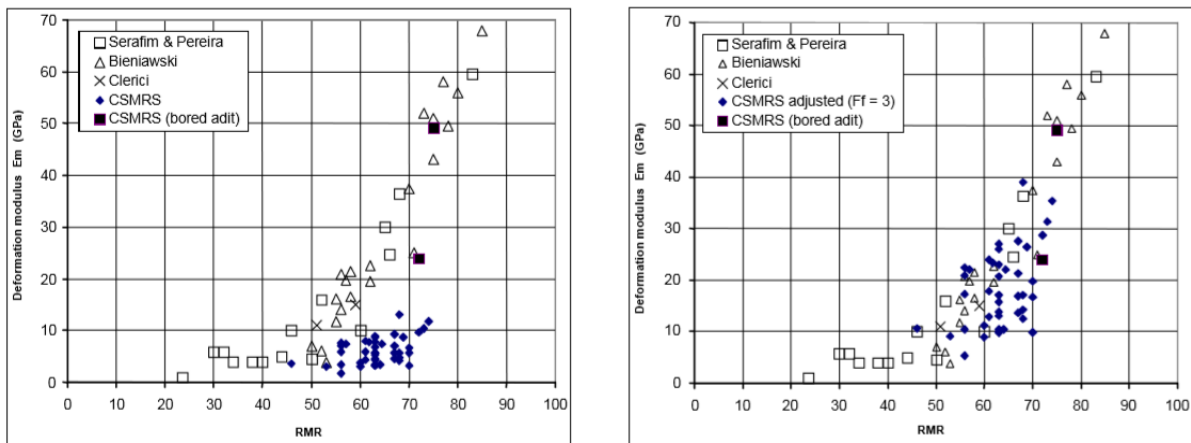


Figura 49. Gráficas. A la izquierda, comparación entre los datos recopilados de la literatura y los datos no normalizados de la CSMRS; a la derecha, comparación entre los datos recopilados de la literatura y los datos normalizados de la CSMRS. Gráficas tomadas de Palmström y Singh (2001).

Debido a lo anterior, realizaron un ajuste a sus datos por medio de un factor de daño por explosivos (F_f), que según los autores haría que los datos de la CSMRS se aproximaran a los datos

propuestos por Bieniawski, Clerici y Serafim & Pereira (Figura 49, derecha); los datos obtenidos por la CSMRS son de una magnitud menor a los datos recopilados debido quizás, al método de excavación utilizado en los proyectos recopilados por la CSMRS, donde se utilizaron explosivos para la excavación, esto provoca que el área ensayada esté debilitada y dé como resultado valores menores (Palmström y Singh, 2001). Para la homogenización de los datos los autores, utilizaron un factor de 3 para las pruebas in situ *plate loading test* y *platejacking test*, y un factor de 2.5 para la prueba tipo Goodman. Sin estos factores de escala, los datos proporcionados por la CSMRS no podrían ser comparados con datos de otros autores (Serafim y Pereira, Bieniawski, y Clerici), y no habría correlación entre estos y las ecuaciones estimadas por los mismos.

Con los datos normalizados, Palmström y Singh (2001), realizaron una comparación y cálculo de curvas de ajuste para tres clasificaciones geomecánicas: RMR, sistema Q y RMi. El resultado se muestra a continuación.

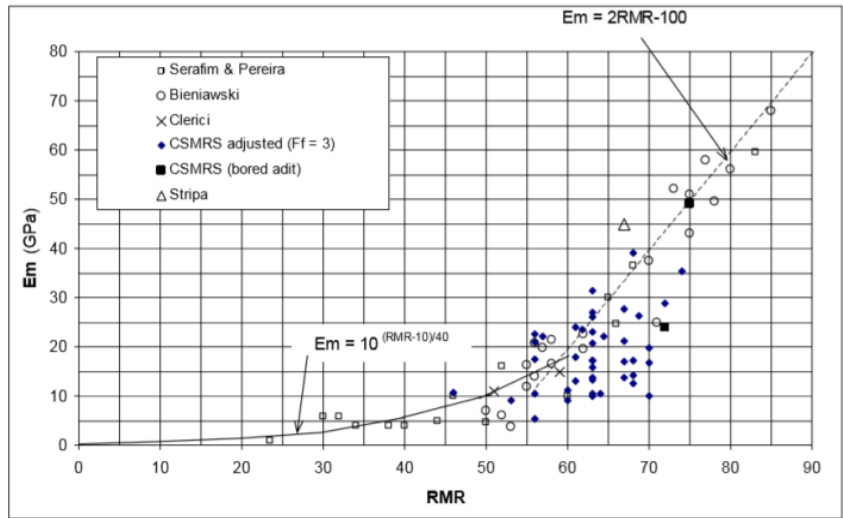


Figura 50. Gráfica de la correlación entre RMR y el módulo de deformación del macizo rocoso medido in situ (E_m). Datos de la CSMRS normalizados con un $F_f=3$. Tomada de Palmström y Singh (2001).

Para calcular E_m con RMR se utilizaron 2 dos ecuaciones, propuestas por Bieniawski (1978) y por Serafim & Pereira (1983), cuyas curvas se limitan según el rango que mejor se ajusta a los puntos recopilados, correspondientes a Bieniawski, Clerici, Serafim & Pereira y Stripa, además de los datos normalizados de la CSMRS.

Para $RMR > 55$, Bieniawski, (1978)
$$E_m = 2RMR - 100 \tag{51}$$

Para $RMR < 60$, Serafim & Pereira, (1983)
$$E_m = 10^{(RMR-10)/40} \tag{52}$$

Para calcular E_m con el sistema Q se utilizó el mismo principio: primero se comparó una ecuación existente $E_m = 25 \log Q$ (Grimstady Barton, 1993) para observar el ajuste que ésta tiene

con los datos graficados de Clerici y Stripa, así como los datos ya normalizados de la CSMR, además de calcular la línea de mejor ajuste, dando como resultado la ecuación (53).

Para $1 < Q < 30$ Palmström y Singh, 2001
$$E_m = 8Q^{0.4} \tag{53}$$

Para $1 < Q < 30$ Grimstady Barton, 1993
$$E_m = 25 \log Q \tag{54}$$

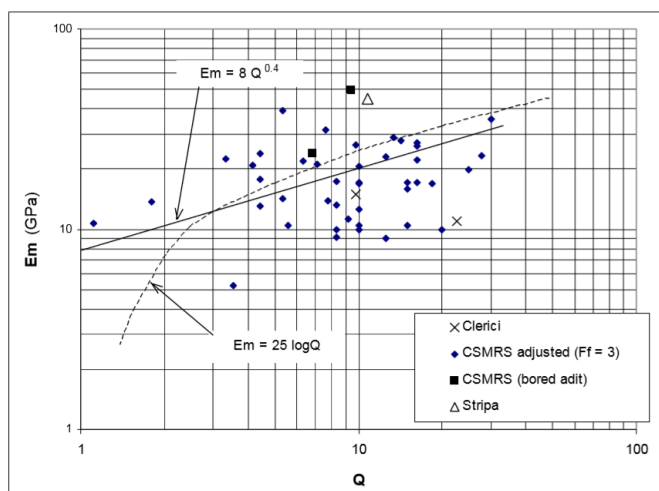


Figura 51. Gráfica. Correlación entre el sistema Q y el módulo de deformación del macizo rocoso medido in situ (Em). Datos de la CSMRS normalizados con un Ff = 3. Tomada de Palmström (2001).

Palmström (1995) propone la ecuación (56) que es utilizada en la gráfica de la Figura 52 como comparativa con los datos graficados de Clerici y Stripa, así como los datos ya normalizados de la CSMR; además de calcular la línea que mejor se ajusta a los datos, dando como resultado la ecuación (55).

Para $1 < R_{Mi} < 30$ Palmström y Singh, 2001
$$E_m = 7R_{Mi}^{0.4} \tag{55}$$

Para $R_{Mi} > 0.1$ Palmström, 1995
$$E_m = 5.6R_{Mi}^{0.375} \tag{56}$$

El análisis de Palmström y Singh (2001), muestra las diferencias entre las clasificaciones RMR, índice Q y R_{Mi}, aunque la más evidente es la escala (logarítmica para el índice Q y el R_{Mi}, y lineal para el RMR), la de mayor repercusión es el número de datos utilizados en cada comparación.

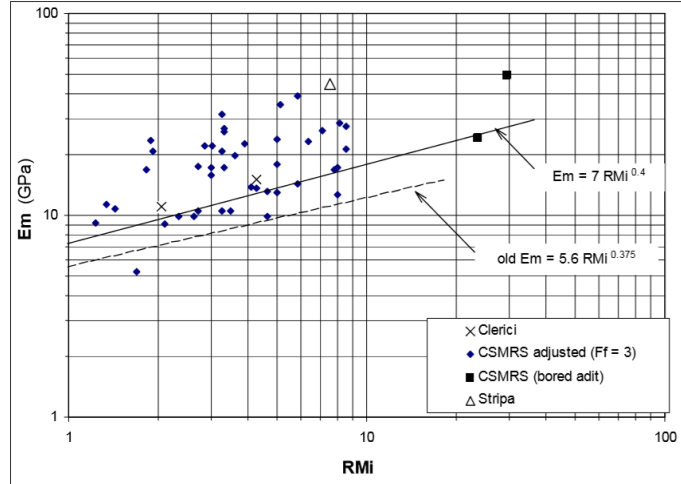


Figura 52. Correlación entre el sistema RMI y el módulo de deformación del macizo rocoso medido in situ (E_m). Datos de la CSMRS normalizados con un $F_f = 2.5$. Tomada de Palmström, 2001.

3.2.3. Aplicación en macizos rocosos masivos.

Para macizos rocosos con pocas o nulas discontinuidades, Palmström y Singh, (2001), utilizaron la relación de escala de Barton, 1990, para roca matriz y probetas de 50mm:

$$\sigma_{cm} = \sigma_c \cdot f_\sigma = \sigma_c \left(\frac{0.05}{Db} \right)^{0.2} \quad (57)$$

Natau (1990) indica que el efecto de la escala en la deformación de macizos rocosos masivos, se asume similar al de su resistencia, por lo cual el factor de escala f_σ es similar al factor de escala f_e propuesto por Barton (1990) y que ha sido descrito anteriormente. Aplicado a E_m y macizos rocosos con $f_e \approx f_\sigma$ (Natau, 1990) se simplifica de la siguiente manera (Palmström y Singh, 2001):

$$Emr = E \cdot f_E \approx E \left(\frac{0.05}{Db} \right)^{0.2} \approx 0.5 \cdot E = 0.5(400\sigma_c) = 200\sigma_c \quad (58)$$

Palmström y Singh, (2001), utilizaron esta ecuación, para calcular el valor de RMR, Q y RMI para distintos macizos rocosos y rocas intactas de diversas resistencias. Para mayor detalle, el lector puede revisar el estudio realizado por Palmström y Singh, 2001; sin embargo, es posible observar que los valores obtenidos con RMR y Q de Barton son muy altos, principalmente para rocas de baja resistencia, en cambio con el RMI la relación E_m/E_{mr} es menor (Tabla 27).

Respecto a las pruebas *in situ*, Benson (1970) y la CSMRS (Palmstrom y Singh, 2001) concuerdan que la prueba más confiable es la PJT, debido a que sus mediciones son tomadas por el extensómetro encima y debajo del instrumento, lo cual abarca un área mucho mayor; por ende,

fuera de la zona dañada; esto es importante ya que ayuda a comparar los resultados a diferentes distancias, reduciendo el error.

Palmström y Singh (2001) concluyen con la misma idea, y concuerdan con Benson y CSMRS respecto a la PJT, además aconsejan tener en cuenta la zona y orientación de la prueba, sobre todo en túneles excavados con explosivos, debido a la mayor extensión de la zona de daño en el piso y la clave del túnel comparado con las paredes. También, incluyen lo siguiente:

- El efecto de la relación de Poisson en la estimación del módulo de deformación es mínimo para valores de $\nu = 0.1$ a 0.35 .
- Según los datos mostrados, el RMI estima de manera más realista el módulo de deformación de un macizo rocoso, que el sistema Q y que el RMR, los cuales arrojan datos muy altos en este tipo de macizos.

Para rocas débiles y masivas el valor de la deformación debe estimarse a partir de pruebas de laboratorio ajustadas por el efecto de la escala.

Relación entre E_{mr} y E para cada clasificación geomecánica						
Método para calcular E	Valor de E , para σ_c igual a:				Ecuación usada para calcular E_m	
	4 MPa	20 MPa	60 MPa	200 MPa		
Prueba de lab. (muestra de 50 mm) $E=$	1.6 GPa	8 GPa	32 GPa	80 GPa	$E_m = 400\sigma_c$	
Prueba de lab. Ajustada por el efecto escala $E_{mr}=$	0.8 GPa	4 GPa	16 GPa	40 GPa	$E_{mr} = f_E \cdot 400E = 200\sigma_c$	
RMR* (Para roca masiva)	RMR=	81	82	87	92	
	$E_m=$	62 GPa	64 GPa	74 GPa	84 GPa	$E_m = 2RMR - 100$
	relación E_m/E_{mr}	78	16	6	2	
Q* (Para roca masiva)	Q=	50	50	50	50	
	$E_m=$	42 GPa	42 GPa	42 GPa	42 GPa	$E_m = 25 \log Q$
	E_m nuevo=	38 GPa	38 GPa	38 GPa	38 GPa	nuevo $E_m = 8Q^{0.4}$
	relación E_m/E_{mr}	53	11	3.5	1	
RMI* (Para roca masiva)	RMI=	2	10	30	100	
	$E_{m\text{anterior}}=$	13 GPa	16 GPa	19 GPa	23 GPa	$E_m = 5.6RMI^{0.375}$
	$E_m=$	9 GPa	18 GPa	27 GPa	44 GPa	$E_m = 7RMI^{0.4}$
	relación E_m/E_{mr}	12	4	2	1.1	

*Valores usados = espaciamiento = 3 m: RQD = 100; 2 familias de discontinuidades, rugoso, discontinuidades estrechas y frescas, sin agua o influencia de esfuerzos.

Tabla 27. Estimaciones del módulo de deformación para roca masiva.

Algunos parámetros utilizados en el R_{Mi} tienen similitudes con los usados en otras clasificaciones como:

- $Jp \approx s = (Jp)^2$; entre el parámetro Jp del R_{Mi} y la constante s del criterio de falla de Hoek & Brown, existen similitudes según Palmström, 1996 (citado en Singh & Goel, 2011), esto se debe a que ambas caracterizan las propiedades geomecánicas de las discontinuidades en un macizo rocoso.
- Vb y jC son parámetros agregados al índice de resistencia geológica, GSI, por Cai et al. (2004) y pueden ser utilizados en la tabla para la valoración visual de macizos rocosos de Marinós & Hoek (2000), debido a que, para obtener el valor de GSI, se evalúa la estructura geológica y condición mecánica de la superficie y discontinuidades del macizo rocoso, el mismo concepto de Vb y jC respectivamente (Figura 37).
- Además de los parámetros jA y jR que son iguales a los utilizados por Barton (1974) en el índice Q (Ja y Jr).

Por lo tanto, puede decirse que el sistema R_{Mi} de Palmström (1995), tiene como base otros sistemas ya conocidos que han sido utilizados a lo largo de los años, cuya experiencia y fundamentos han sido justificados y modificados según sus resultados; esto, de acuerdo con Singh & Goel (2011), le da al sistema una base firme y la obtención de los datos resulta familiar para la evaluación del macizo rocoso.

Palmström (2001), sugieren la siguiente correlación entre el módulo de deformación y el R_{Mi}:

$$E_d = 7R_{Mi}^{0.4} \quad (59)$$

En GPa, para R_{Mi}>1.0

Además, según los autores, a través de la resistencia del macizo rocoso estimada con el R_{Mi} es posible construir curvas de respuesta para túneles construidos bajo el esquema del llamado “Nuevo Método Austriaco, NATM”.

Como ya se anticipó, el índice R_{Mi} tiene como beneficios la facilidad en la toma de datos y es útil cuando la información se requiere en las primeras etapas de un diseño de factibilidad, es decir, cuando una estimación aproximada es suficiente (Singh & Goel, 2011).

También resulta útil cuando se necesita comparar con el mismo parámetro diferentes unidades en el área de estudio, esto debido al fácil manejo de información y a que resulta sistemático para generar un buen juicio ingenieril.

Sus limitaciones radican en que está basado en una ecuación simple que busca estimar la resistencia a la compresión de un macizo rocoso, para lo cual utiliza la resistencia a la compresión

de la roca matriz y la influencia que tienen las discontinuidades en ella; sin embargo, no toma en cuenta otros factores que también pueden influir en el comportamiento integral del macizo rocoso.

Singh & Goel (2011) afirman que, aunque existe una cantidad enorme de combinaciones de materiales y características en las discontinuidades que conforman un macizo rocoso y que ninguna de las clasificaciones geomecánicas existentes puede describir de manera exacta su condición mecánica, el R_{Mi} es quizá el que mayor cercanía tiene a la realidad, al evaluar la resistencia de un macizo.

También se debe mencionar que los parámetros jR , Vb y jL se refieren a la escala, que requieren del manejo de un volumen representativo y, por ende, están limitados por este. Lo cual puede ocasionar errores al momento de su estimación.

Para Kumar (2002), el R_{Mi} es conservador comparado con el sistema Q , ya que este último está completamente basado en la excavación de túneles, dando una evaluación mejor fundamentada de las propiedades mecánicas de un macizo rocoso, bajo estas condiciones.

3.3. Recopilación y ajuste de datos de Khabbazi et al. (2012)

En la literatura, para el RMR de Bieniawski (1989), existen una mayor cantidad de datos de E_m medidos in situ vs RMR, debido a su uso generalizado entre la comunidad; esto lo hace fácil de correlacionar y poder obtener una curva de ajuste a la cantidad de datos recopilados con un error menor, comparado con las otras dos clasificaciones.

Lo anterior es evidente al observar el número de puntos utilizados en cada comparación; mientras que para el RMR es posible utilizar una gran cantidad de datos graficados (Bieniawski, Serafim & Pereira, Clerici, Stripa y CSMRS), para el índice Q y el R_{Mi}, sólo es posible utilizar una porción de éstos (Clerici, Stripa y CSMRS). Esto, además de reducir el rango de los resultados (debido a que no hay datos para $R_{Mi} > 30$, ni para $Q > 30$), produce una dispersión mayor de las ecuaciones empíricas formuladas respecto a los puntos graficados.

Respecto a la ecuación que mejor se ajusta a los datos graficados, es complicado elegir sólo una; para el caso de las ecuaciones de Bieniawski (1978) y Serafim and Pereira (1983) son aplicables a rangos específicos, aunque el uso adecuado de cada una según sus limitaciones podría dar una buena aproximación a la realidad.

Aunque Palmström y Singh, 2001, concluyen que su regresión lineal muestra menor dispersión que la mostrada por parte de Grimstad and Barton (1993) y la formulada por ellos con base en el sistema Q , las curvas correspondientes a Palmström (1995, 2001) muestran una gran dispersión respecto a los puntos graficados, esto implica un error cuadrático importante de las ecuaciones que proponen. No obstante que el rango de aplicación de ambas fórmulas para el sistema Q y el sistema R_{Mi} son limitados (macizos rocosos muy fracturados a calidad moderada a buena para el sistema Q y para el R_{Mi} de calidad extremadamente mala a muy buena), resulta ser un rango aceptable si se tiene en cuenta que macizos rocosos de mejor calidad que ese rango muestran una deformación baja.

Khabbazi et al. (2012), presentan una recopilación de múltiples mediciones in situ del módulo de Young de macizos rocosos y su correspondiente valor de RMR. Como ya se anticipó, para este trabajo es importante obtener el mayor número de datos posible, puesto que resulta complicado y costoso realizar pruebas in situ para conocer la deformación de un macizo rocoso; la información de pruebas in situ recopilada por otros autores o instituciones en el mundo es muy valiosa. La cantidad de datos con la que se cuente es relevante para realizar análisis de error de las ecuaciones empíricas publicadas por diferentes autores (se hablará de esto más adelante) así como para llevar a cabo la definición de la mejor curva de ajuste.

Los datos obtenidos del trabajo de Khabbazi et al. (2012) muestran una tendencia similar a la presentada por Palmström y Singh (2001) (Figura 53), sin embargo, en valor absoluto son claramente menores, de modo que, para poder incorporarlos a los datos recopilados por otros autores (Serafim & Pereira, Bieniawski, Clerici, Stripa y Palmström y Singh (CSMRS) se debe seguir el mismo procedimiento utilizado por estos autores.

La diferencia que muestran los datos de Palmström y Singh (2001) y Khabbazi et al. (2012) respecto a los datos recopilados por otros autores (Figura 53 izquierda) posiblemente se deba al uso de explosivos en la excavación, lo que provoca que la zona ensayada se encuentre debilitada y por ende su deformación sea mayor (Palmström y Singh, 2001).

Una vez teniendo clara la similitud entre los datos publicados por Palmström y Singh (2001) y Khabbazi et al. (2012), es posible aplicar el factor de daño por explosivos igual a 2.5 sugerido por los primeros, para normalizar los datos.

La Figura 53 derecha muestra los datos de Palmström y Singh (2001) y Khabbazi et al. (2012) multiplicados por un factor de daño por explosión igual a 2.5, junto con los datos recopilados de otros autores. En esta ocasión se observa una tendencia similar entre los 3 grupos, esto hace posible que los datos ahora normalizados puedan ser utilizados junto con los antes recopilados, sumando 252 puntos, mismos que servirán para analizar y calcular una nueva curva de tendencia; que a su vez permitirá obtener una nueva fórmula con la cual calcular de manera empírica el módulo de Young de un macizo rocoso conociendo su valor de RMR.

Para fines de prediseño y dado el hecho de que, sólo en obras muy especiales se justifica realizar medidas de deformabilidad in situ, en un proyecto convencional de túnel es necesario establecer un rango razonable con el cual realizar los cálculos tenso-deformacionales y estructurales.

El procedimiento más directo para establecer dicho rango consiste de dos etapas fundamentales: la primera, encontrar una correlación que represente la media aproximada de los valores de E_m que se tienen reportados en la literatura; la segunda etapa consiste en establecer las cotas inferior y superior de variabilidad posible para cada rango de calidad presente en el macizo.

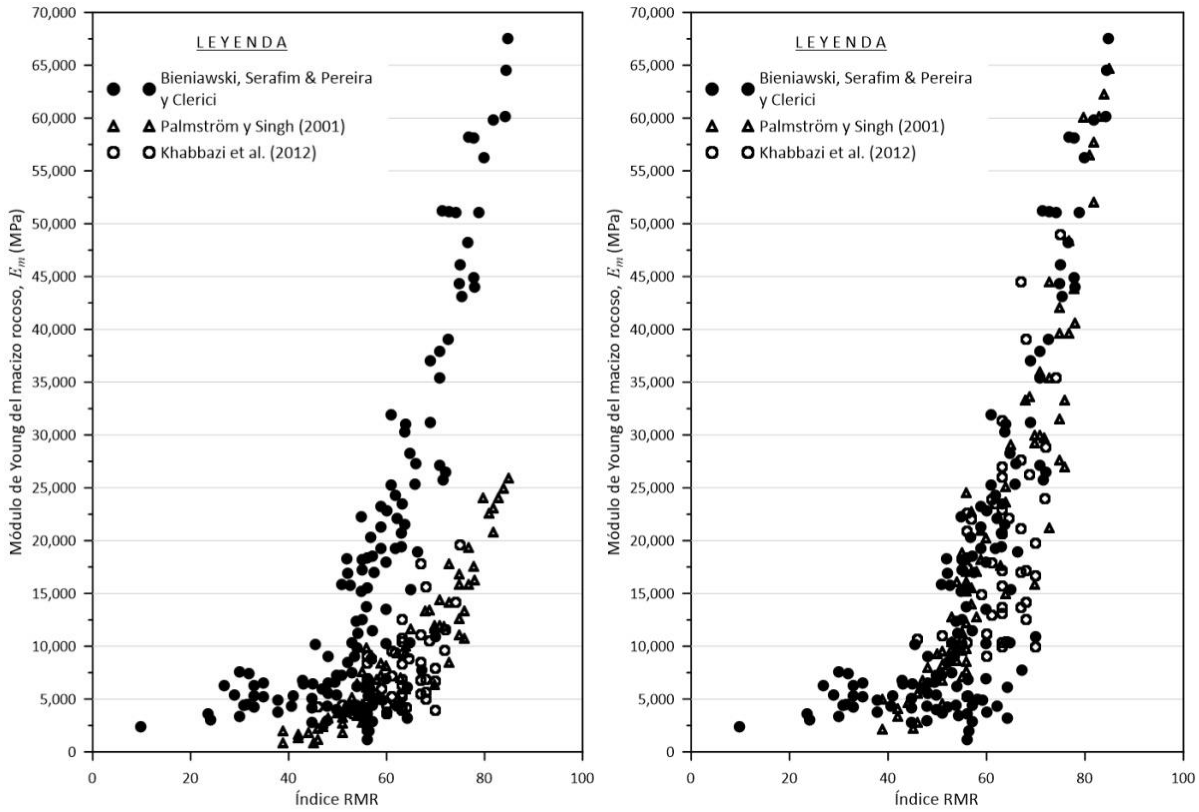


Figura 53. Izquierda: comparación entre datos recopilados de la literatura y los datos obtenidos por Palmström (2001) y Khabbazi et al. (2012) sin modificar; derecha: comparación entre datos recopilados de la literatura y los datos obtenidos por Palmström, 2001 y Khabbazi (2012), estos últimos multiplicados por un factor de daño igual a 2.5.

3.3.1. Correlaciones empíricas de diferentes autores, entre E_m y clasificaciones geomecánicas, junto con la propuesta en este trabajo

A partir de las correlaciones empíricas propuestas por los distintos autores es posible definir estadísticamente el rango de error (respecto a los valores medidos *in situ*) de cada una de ellas, para establecer cuál es la que presenta el mejor índice de correlación. La ecuación para medir el margen de error o *media de error cuadrático* (M_e^2) es:

$$M_e^2 = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N \left(E_m^{estimado} - E_m^{medido} \right)^2}{N}} \tag{60}$$

donde $E_m^{estimado}$ se calcula con cada una de las correlaciones empíricas, E_m^{medido} son las mediciones y N es el número de mediciones *in situ*, respectivamente.

Los ahora 252 datos de E_m medidos *in situ* fueron utilizados para calcular la medida del error cuadrático (M_e^2) de las ecuaciones empíricas de los siguientes autores: Serafim & Pereira

(1983), Hoek (2002), Barton (2002), Gokceoglu (2003), Hoek (2004), Hoek y Brown (1997), Mohammadi y Rahmannejad (2010), Palmström (1995 y 2001), Mitri et al. 1994, Galera et al. 2005, Sonmez et al. (2004), Aydan et al. 1997 y Read et al. 1999. Como resultado se obtuvo una variedad de valores de M_e^2 que van desde 7 hasta 17 y otros casos excepcionales que no fueron incluidos por tener un valor fuera de un rango normal.

Las correlaciones entre el módulo de deformación del macizo rocoso y sus respectivos autores, utilizados en esta recopilación se citan a continuación.

- Hoek, 2002 (GSI, σ_c^i, D)

para $\sigma_c^i < 100$ MPa

$$E_m = \left(1 - \frac{D}{2}\right) \sqrt{\frac{\sigma_c^i}{100}} \cdot 10^{\frac{GSI-10}{40}} \quad (61)$$

para $\sigma_c^i > 100$ MPa

$$E_m = \left(1 - \frac{D}{2}\right) \cdot 10^{\frac{GSI-10}{40}} \quad (62)$$

donde D es el factor de daño producido por el método de excavación al macizo rocoso

- Bieniawski, 1978 (RMR)

para $RMR > 55$

$$E_m = 2RMR - 100 \text{ (GPa)} \quad (63)$$

- Serafim y Pereira, 1983 (RMR)

para $10 < RMR < 50$

$$E_m = 10^{\frac{RMR-10}{40}} \text{ (GPa)} \quad (64)$$

- Barton, 1992 (Q)

$$E_m = 25 \text{Log}_{10} Q \text{ (GPa)} \quad (65)$$

- Barton, 2002 (Q, σ_c^i)

$$E_m = 10 \left(Q \frac{\sigma_c^i}{100} \right)^{(1/3)} \text{ (GPa)} \quad (66)$$

- Gokceoglu, 2003 (RMR)

$$E_m = 0.073 \times e^{0.075RMR} \text{ (GPa)} \quad (67)$$

- Hoek 2004

$$E_m = 0.33 \times e^{0.064GSI} \text{ (GPa)} \quad (68)$$

- Hoek y Brown, 1997

$$E_m = \sqrt{\frac{\sigma_c^i}{100}} 10^{\left(\frac{GSI-10}{40}\right)} \quad (\text{GPa}) \quad (69)$$

- Palmström (1995)

para $RMi > 0.1$

$$E_m = 5.6RMi^{0.375} \quad (70)$$

- Palmström y Singh (2001)

para $1 < RMi < 30$

$$E_m = 7RMi^{0.4} \quad (71)$$

- Mitri et al. 1994

$$E_m = E_i \left\{ 0.5 \left[1 - \left(\cos \left(\pi \cdot \frac{RMR}{100} \right) \right) \right] \right\} \quad (72)$$

- Galera et al. 2005

$$E_m = E_i \cdot e^{\left(\frac{RMR-100}{36}\right)} \quad (73)$$

- Sonmez et al. (2004)

$$E_m = E_i (s^a)^{0.4} \quad (74)$$

En MPa, donde $E_i = f \times \sigma_c^i$, s y a son los parámetros del criterio de Hoek y Brown (2002) y f un factor de ajuste.

- Aydan et al. 1997

$$E_m = 0.0097RMR^{3.54} \quad (75)$$

- Read et al. 1999

$$E_m = 0.1 \cdot \left(\frac{RMR}{10} \right)^3 \quad (76)$$

Además de las anteriores correlaciones, como parte de este trabajo, Sánchez y Lozada, (2020), proponen la siguiente ecuación:

$$E_m = 572.22e^{0.054 \cdot RMR} \quad (77)$$

Esta correlación es analizada más adelante respecto a su grado de ajuste con los datos recopilados de la literatura.

En las gráficas mostradas en la Figura 54, se muestran las curvas de correlación para cada ecuación de correlación entre E_m y RMR, de diversos autores (Tabla 28), junto todos los valores recopilados de la literatura, para tener una idea visual de cuanto se ajustan las curvas a éstos.

Los valores más bajos en cuanto a la media de error cuadrático (M_e^2) se obtuvieron de las ecuaciones empíricas formuladas por Serafim & Pereira (1983), Barton (2002), Mitri et al. 1994 y Aydan et al. 1997 cuyo error es de 7, mientras que los valores más altos corresponden a las ecuaciones de Palmström y Singh (2001) con $M_e^2=17$, Palmström (1995) y Hoek (2002) con $M_e^2=14$ (Tabla 28).

Adicionalmente se realizó una regresión exponencial para los datos medidos y se consideró un estudio realizado por Mohammadi y Rahmamejad (2010) de la Universidad de Kerman (Irán) quienes realizaron una regresión por medio de redes neuronales artificiales. Las correlaciones que fueron descartadas tienen rangos de aplicabilidad muy limitados y por lo tanto no son representativas.

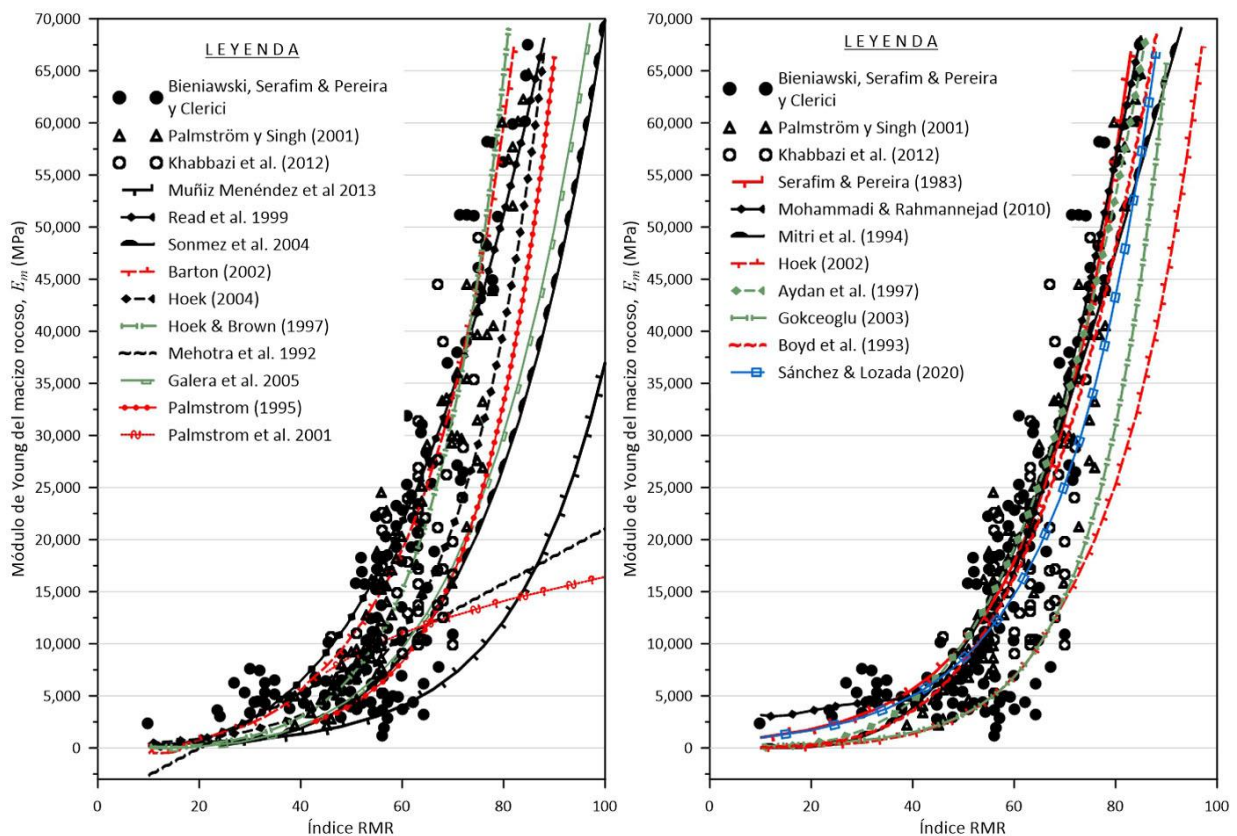


Figura 54. Curvas de correlación de diversos autores (Tabla 28), junto con todos los datos recopilados de la literatura de módulo de elasticidad del macizo medidos in situ (252 puntos).

3.4. Correlación entre el módulo de deformación de macizos rocosos y el RMI

En esta sección se emplearán las correlaciones entre RMI – índice Q y RMI – RMR, obtenidas por Hashemi et al. 2010 y Soufi et al. 2018.

De la misma manera en la que Palmström y Singh (2001), utilizan datos de E_m medidos in situ, para obtener curvas de ajuste, que proporcionen una correlación entre el E_m y el RMI [ecuaciones (55) y (56)]; en este apartado se utiliza el mismo concepto, pero utilizando todos los datos recopilados de la literatura (Figura 53).

Para poder obtener una correlación que permita calcular el módulo de deformación de un macizo rocoso, calculando su índice de resistencia (RMI), primero es necesario tener la mayor cantidad de datos de E_m medidos in situ y evaluados con la clasificación RMI, para obtener una curva de ajuste que se ajuste a estos con el menor error cuadrático posible. Sin embargo, no se cuenta con mucha información en la literatura sobre macizos rocosos clasificados mediante el RMI y que a su vez se haya medido en ellos su E_m in situ, pero sí es posible utilizar los datos de la Figura 47 y utilizar las ecuaciones de correlación (49) y (50) de Soufi et al. 2018 y las ecuaciones (46) y (47) de Hashemi et al. (2010), para obtener una relación entre datos de E_m medidos in situ y su posible valor según la clasificación RMI.

Criterio	Dependencia	M_e^2
Hoek (2002)	GSI, D y σ_c^i	14
Barton (2002)	Q y σ_c^i	7
Serafim y Pereira, 1983	RMR	7
Gokceoglu (2003)	RMR	13
Hoek (2004)	GSI	9
Hoek y Brown (1997)	RMR, σ_c^i	8
Sánchez y Lozada (2020)	RMR	7
Mohammadi y Rahmannedjad (2010)	RMR	5.84
Palmström (1995)	RMI > 0.1	17
Palmström y Singh (2001)	1 < RMI < 30	15
Mitri et al. 1994	E_i y RMR	7
Galera et al. 2005	E_i y RMR	12
Sonmez et al. 2004	GSI	13
Aydan et al. 1997	RMR	7
Read et al. 1999	RMR	8

Tabla 28. Medidas del error cuadrático de distintas correlaciones empíricas entre E_m y RMR.

Los valores de RM_i que resultan de evaluar las ecuaciones (46), (47), (49) y (50) son promediados para obtener un único valor que representa su valor de RM_i y su valor de E_m , esto se obtiene sumando ambos valores de RM_i obtenidos con las ecuaciones de cada autor y dividiendo a ambos entre dos; además, las 4 ecuaciones tienen las mismas condiciones que Palmström (1995) y Palmström y Singh (2001), obtienen en las ecuaciones (55) y (56).

En la Figura 55, se tienen los datos recopilados (mostrados en la Figura 47) transformados de su valor original de RMR a RM_i resultado del promedio entre las ecuaciones de correlación (47) de Hashemi et al. 2010 y la ecuación (49) de Soufi et al. 2018, junto con su respectiva curva de ajuste y su ecuación correspondiente, que puede ser consultada en la Tabla 29. Además, se evaluaron las ecuaciones (55) y (56) con estos mismos datos, graficándose sus respectivas curvas para los rangos propuestos por Palmström (1995) y Palmström y Singh (2001).

De la misma manera, en la Figura 56 se muestran los datos recopilados (Figura 53) transformados de su valor de Q a RM_i obtenido del promedio entre las ecuaciones de correlación (46) de Hashemi et al. 2010 y la ecuación (50) de Soufi et al. 2018, con su curva de ajuste y su ecuación correspondiente, que también puede ser consultada en la Tabla 29, además se evaluaron las ecuaciones (55) y (56) con estos mismos datos, graficándose sus respectivas curvas para los rangos propuestos por Palmström (1995) y Palmström y Singh (2001).

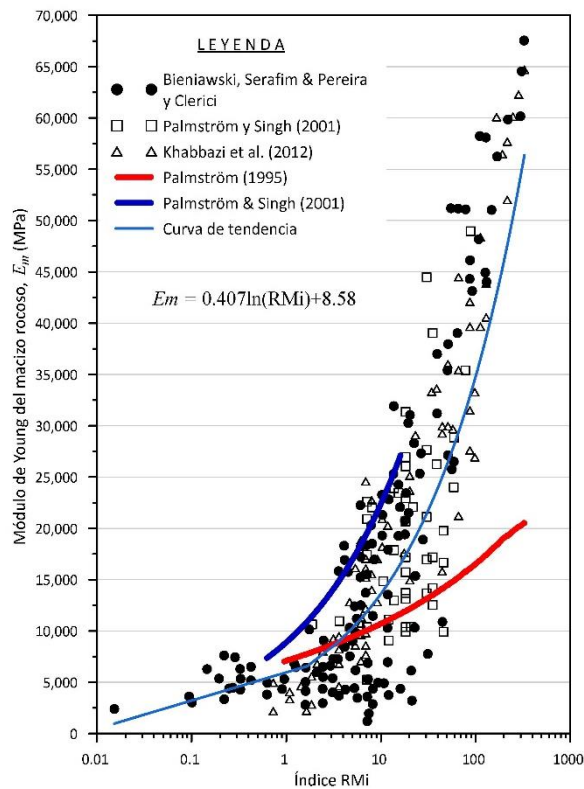


Figura 55. Datos transformados de su valor original de RMR a RM_i obtenido del promedio entre las ecuaciones de correlación (47) de Hashemi et al. 2010 y la ecuación (49) de Soufi et al. 2018, junto con su respectiva curva de ajuste y su ecuación correspondiente.

Ecuaciones correspondientes a las curvas de tendencia obtenidas para cada gráfica		
Autor de la correlación utilizada	Ecuación obtenida	Coefficiente de correlación R^2
$RMi = 0.5195Q^{0.7202}$ Soufi et al. 2018	$Em = 3625.02RMi + 4980.19$	$R^2 = 0.89$
$RMi = 1082Q^{0.4945}$ Hashemi et al. 2010		
$RMR = 7.71\ln(RMi) + 54.441$ Soufi et al. 2018	$Em = 0.407\ln(RMi) + 8.58$	$R^2 = 0.70$
$RMR = 7.5\ln(RMi) + 36.8$ Hashemi et al. 2010		

Tabla 29. Líneas de tendencia obtenidas para cada grupo de puntos.

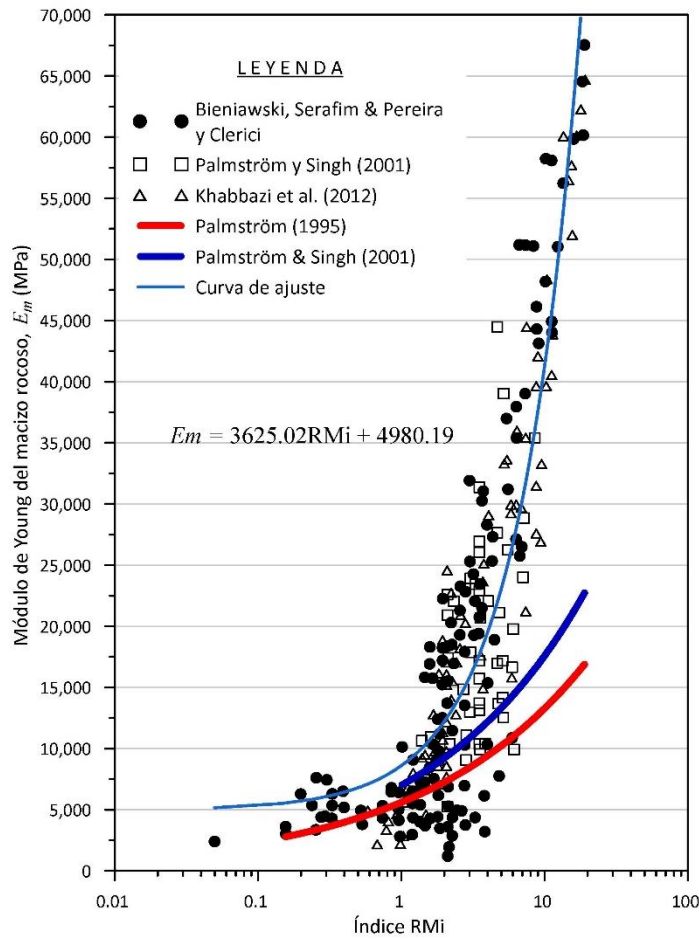


Figura 56. Datos transformados de su valor Q a R_{Mi} obtenido del promedio entre las ecuaciones de correlación (46) de Hashemi et al. 2010 y la ecuación (50) de Soufi et al. 2018, junto con su respectiva curva de ajuste y su ecuación correspondiente.

4. TRABAJO DE CAMPO, APLICACIÓN PRÁCTICA EN TÚNEL EN EL ESTADO DE OAXACA.

4.1. Presentación del equipo, fotografía del frente y su normalización

El proceso de la toma de la fotografía del frente consta de dos fases, la primera es preparar las dianas circulares y el montaje de los tripiés, que pueden tener configuraciones diferentes (Figura 57), según sea el tamaño de la porción del terreno que queramos analizar; el manual sugiere dos configuraciones y distancia entre las dianas, aunque a veces por cuestiones técnicas no pueden seguirse fielmente estas configuraciones, es importante tomar la medida exacta entre ambos polos ya que el programa ShapeMetriX3D requiere de este dato al momento de procesar y normalizar el modelo tridimensional.

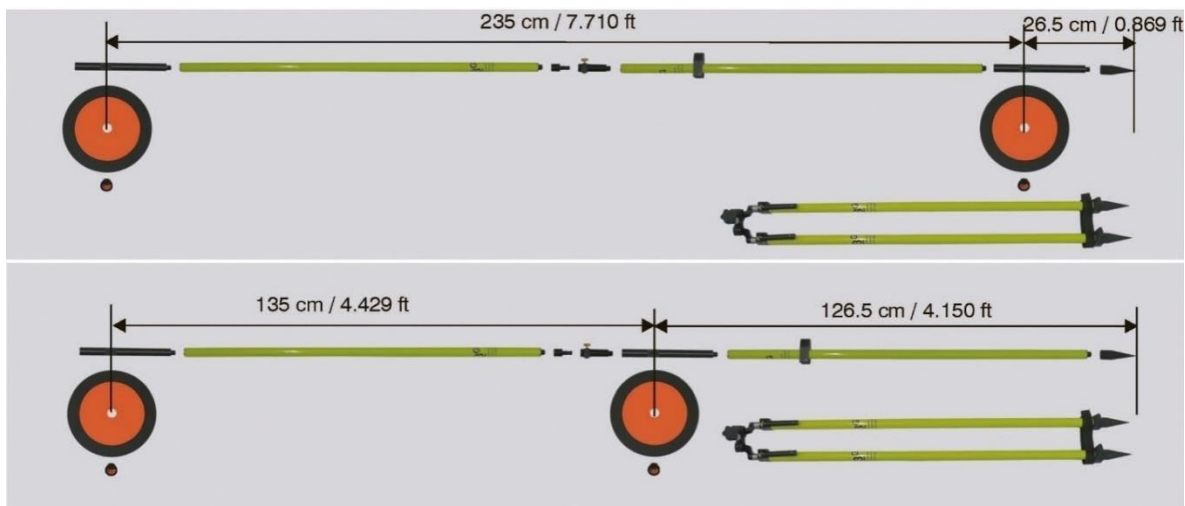


Figura 57. Configuraciones de las dianas circulares montadas en el tripié, según el tamaño del frente. Tomada de 3G Software & Measurement GmbH

Las tres dianas se colocan frente a la excavación, lo más cerca posible de la pared que se quiera fotografiar, se asegura bien al piso y se nivela. Es importante que se deje libre la zona de interés de la excavación, colocando los tripiés en los extremos.

Una vez colocados los tripiés con las dianas montadas, es necesario e imprescindible referenciarlas, para que el modelo quede orientado y normalizado correctamente y las mediciones que realicemos tengan la mayor exactitud, para esto se sugieren dos métodos:

- El más sencillo y de mayor exactitud es la medición de las dianas con una estación topográfica, que mide el centro de las tres dianas y nos proporciona el punto exacto en coordenadas UTM.
- El segundo es manual y se utiliza una brújula para medir el rumbo y echado de un plano bien definido y que sea visible en la fotografía; además se tiene que medir el rumbo entre los dos tripiés (Figura 57). Esto para poder hacer una corrección del norte al momento de procesar la imagen.

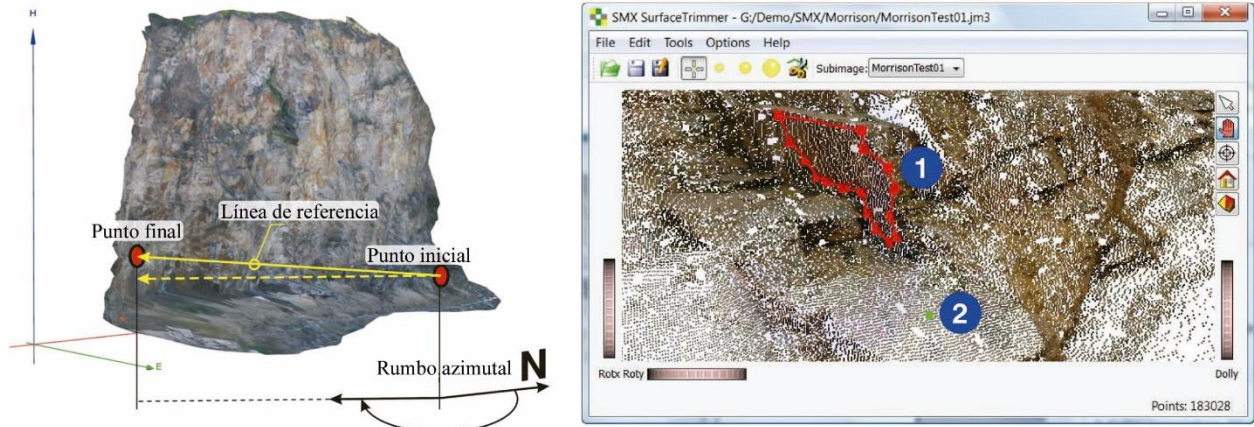


Figura 58. A la izquierda la corrección del norte, a la derecha plano de referencia medido en campo. Tomada de 3G Software & Measurement GmbH.

Una vez colocadas y referenciadas las dianas es posible tomar el par de fotografías del frente de excavación, esto se realiza a una distancia en la cual sea visible toda la pared de roca, desde el piso hasta la clave, esta distancia influye en la distancia en la cual se tomará la segunda fotografía.

La cámara tiene que apuntar de manera perpendicular al frente, para que la fotografía no tenga distorsiones o formen un ángulo respecto a la cámara, una vez tomada la primera fotografía, como se dijo anteriormente se mide la distancia que hay entre el frente y la cámara, esta se divide entre 5 a 8 y se posiciona la cámara para tomar la segunda fotografía (Figura 59); la segunda fotografía tiene que ser lo más paralelo posible a la primera.

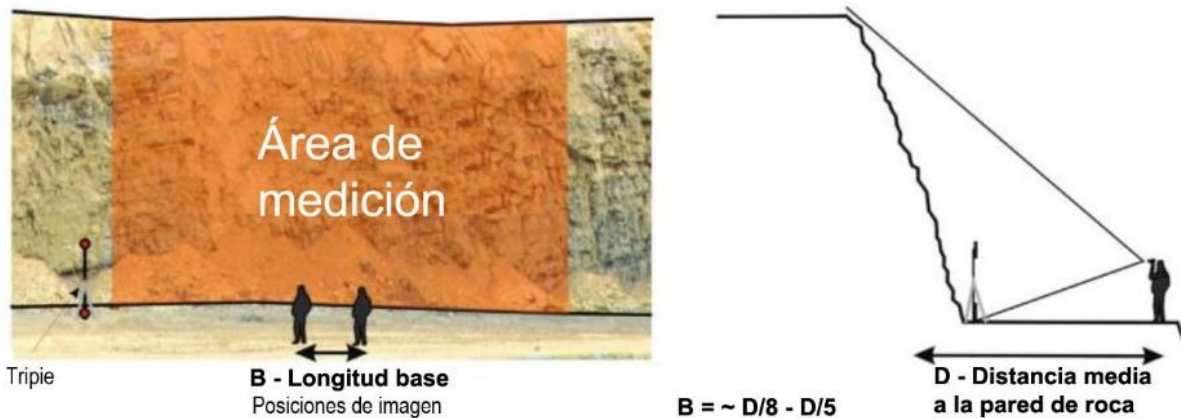


Figura 59. Ejemplificación de la distancia entre la cámara y el frente y la distancia entre ambas fotografías. Tomada de 3G Software & Measurement GmbH.

El primer paso en el proceso y análisis del modelo 3D del frente de excavación, es la generación de la imagen tridimensional, para esto es necesario cargar el par de imágenes del mismo frente, izquierda y derecha, con la misma distancia focal y apertura del lente.

Posteriormente el programa requerirá que emparejemos ambas imágenes manualmente, es sencillo tomando de referencia las dianas circulares como los puntos de la imagen que se quieren empatar, después de esto tendremos que indicarle al programa donde está el techo y el piso de la porción del frente que requerimos. Una vez que el programa termine de generar la imagen 3D, nos mostrará una vista preliminar y un indicador que nos mostrará la calidad de la imagen 3D generada (Figura 60), mientras el indicador esté más cerca del color verde mejor y mientras más cerca del color rojo peor será su calidad.

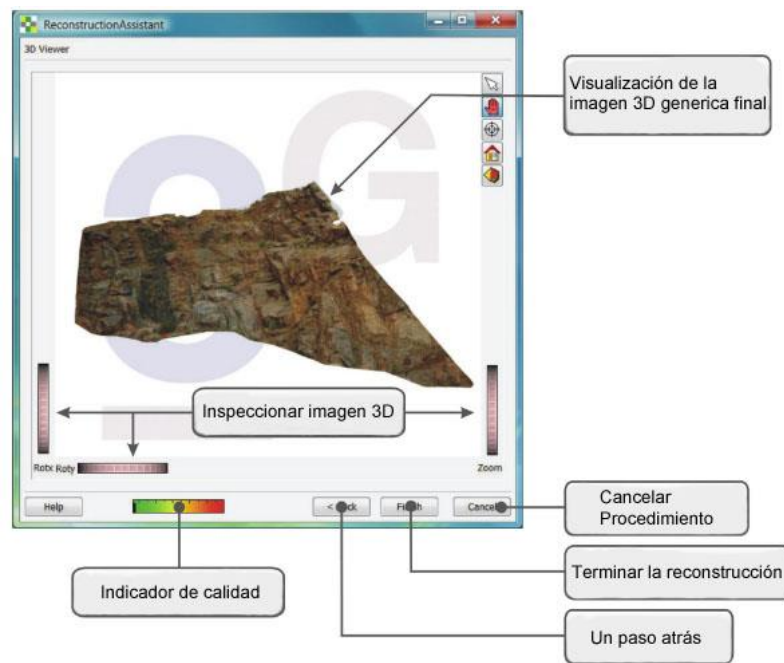


Figura 60. Vista preliminar de la imagen 3D generada, además del indicador de calidad de la imagen. Tomada de 3G Software & Measurement, 2010.

Una vez generada la imagen tridimensional, esta debe ser normalizada, esto se hace indicando en el programa ShapeMetriX3D (en la sección *SMX normalizer*) donde están las dianas circulares en ambas fotografías, así como la distancia entre ambas, según la configuración con la que se hayan montado en el tripié.

Posteriormente, si fue posible medir las dianas con una estación topográfica o manualmente, se procede a referenciar la imagen. Para el primer caso en la sección *SMX referencer*, se le indica al programa la posición de las dianas y se les numera, de modo que una vez cargado el archivo que contiene las coordenadas con la misma numeración y orden, el programa sepa a cuál diana corresponde cada coordenada.

Para el segundo caso en la sección *SMX Surface trimmer* se carga la imagen 3D y se dibuja manualmente la traza del plano que se midió anteriormente y se le indica al programa su dirección, posteriormente en la sección *SMX normalizer* se realiza la corrección del norte, indicando la posición de las tres dianas circulares y el rumbo que forman ambos tripiés.

Normalizada y referenciada la imagen 3D, será posible analizarla y formar un modelo tridimensional de la estructura geológica del frente. Esto se realiza en la sección *SMX analyst*, donde se carga la imagen y se siguen los siguientes pasos para su análisis:

1. Se localizan de forma visual el número de familias presentes en el frente de excavación, así como las fracturas y planos bien formados que se puedan indicar.
2. Una vez teniendo una imagen general del frente, se comienzan a dibujar los planos de discontinuidad que se forman en la imagen 3D, esto con la herramienta *región drawn*, esto se repite en todos los planos que se observen, cambiando continuamente la vista para que sea más fácil apreciar la tridimensionalidad de la imagen.
3. Obtenidos los planos de discontinuidad, se tienen que indicar las trazas de las discontinuidades presentes en el frente, esto quiere decir que se tiene que indicar la forma y extensión de las fracturas que se observen, dándole cierta tridimensionalidad a la traza, para que no sea simplemente una línea dibujada en el frente, sin dirección ni inclinación.
4. Cuando se han indicado todos los rasgos estructurales del macizo rocoso visible por el frente de excavación, es posible conocer el número de familias de discontinuidades presentes, esto con la opción *Clustering Structure Sets*, que de manera automática logra acomodar en familias con rumbo y echado similar, todos los rasgos que le indicamos anteriormente. Esto debe tener sus reservas y debe influir mucho el criterio de quien analiza la imagen 3D, para que se acerque mejor a la realidad.
5. Una vez obtenidas las familias de discontinuidades, es posible obtener datos del modelo, datos que nos serán útiles al momento de clasificar el macizo rocoso del frente y saber su estado mecánico. Con la opción *view stereo net* es posible conocer el número de familias, junto con su rumbo y echado promedio (Figura 65). Además, con la opción *scanline* es posible conocer el espaciamiento, persistencia y frecuencia de las discontinuidades para cada familia.

4.2. Análisis y clasificación del frente en el cadenamiento 0+196 del túnel.

4.2.1. Descripción general del frente

El macizo rocoso excavado está fracturado en bloques regulares de volumen variable, aunque en algunas zonas, principalmente en la parte izquierda y central del frente se aprecia una roca masiva, mientras que en la parte derecha se observan bloques de menor tamaño y rastros de material fino rellenando las discontinuidades.

Un análisis preliminar del frente permite identificar 3 familias cuya orientación da lugar a la formación de bloques de volumen considerable; además son identificables rasgos estructurales importantes como las discontinuidades mostradas en la Figura 61, cuya continuidad es de 3 metros aproximadamente, con un relleno que se caracteriza como material suelto, desintegrado, con manchas de material fino color marrón.

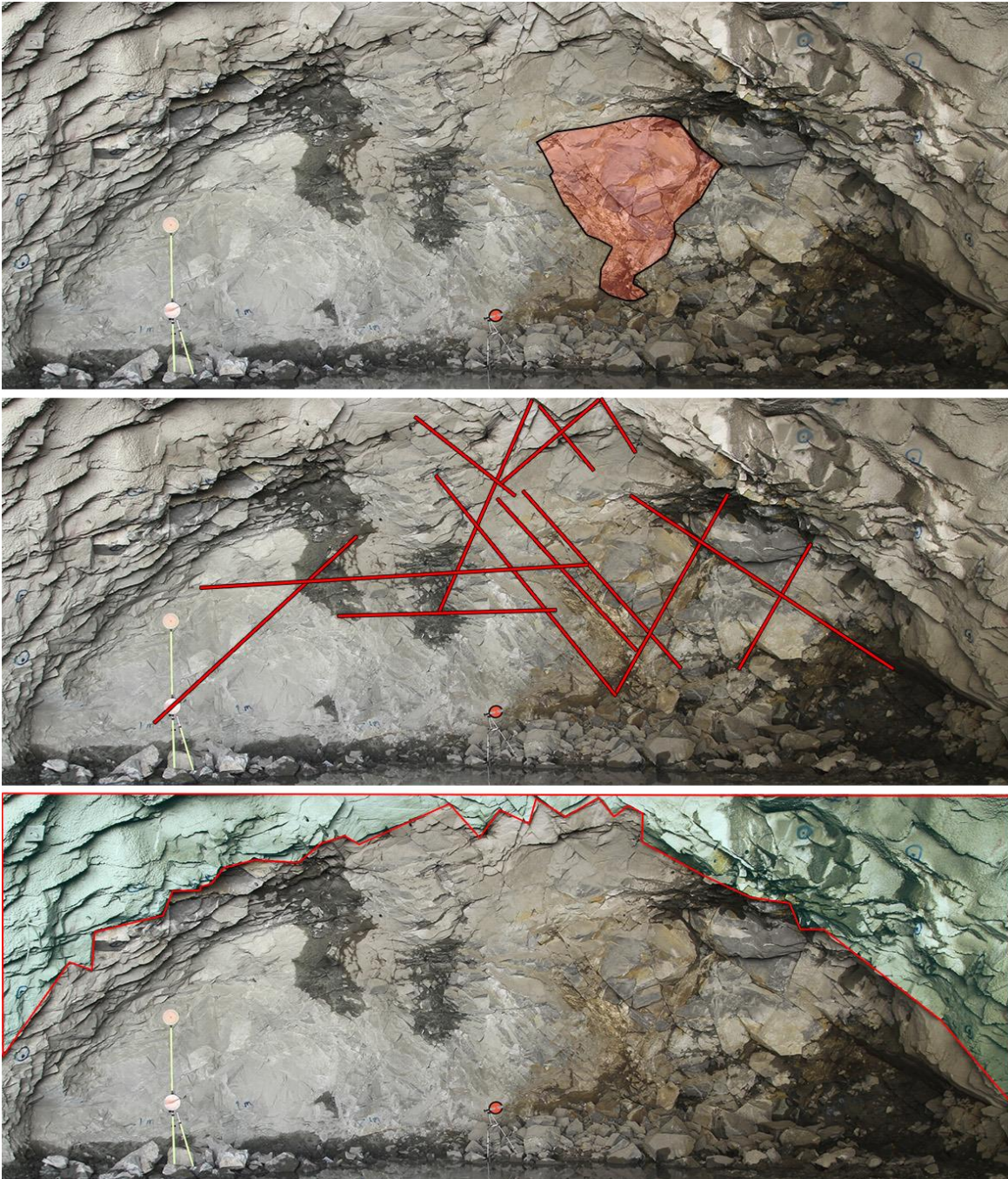


Figura 61. Arriba zona oxidada en la parte central del frente; en medio, rasgos estructurales importantes; abajo, cuñas formadas en el perfil del túnel.

En el frente se formaban cuñas que, aunque eran de tamaño poco considerable, resultaba importante prestarles atención ya que eran desfavorables; se recomendó monitorear su comportamiento y ajustar el tiempo de colocación del soporte, así como la ejecución de la voladura,

con algún sistema de precorte. En las zonas indicadas en la Figura 61, es donde se observa la mayor cantidad de humedad. Como se mencionó anteriormente, estas discontinuidades se encontraban rellenas de material fino color marrón, con humedad. No se observaba flujo de agua, pero se consideró que la humedad podía disminuir la resistencia al corte del material de relleno y desestabilizar el frente.

4.2.2. Zonificación

Debido a las diferentes condiciones en el macizo, se decidió definir zonas de características similares a fin de poder realizar una caracterización sistemática que proporcionara un orden y una mayor precisión en la toma de datos y descripción del frente.

De manera general es posible distinguir dos zonas con diferentes propiedades. A continuación, se describen.

4.2.2.1. Zona I

Se trata de un sector muy masivo, aunque fracturado y con una forma sistemática en los bloques, definidos por discontinuidades cerradas.

4.2.2.2. Zona II

Corresponde con la intersección entre las discontinuidades particulares que se muestran en la Figura 62 y que, como se explicó antes, está constituida por bloques de menor tamaño y mayor cantidad de fracturas, con relleno fino. Esta zona fue migrando a través del túnel; probablemente se trate de una zona de falla que es más o menos paralela al trazo del túnel. Esta condición varía del centro hacia el hastial derecho y en la parte superior del túnel, dando como resultado desprendimientos de bloques en el frente, sin embargo, este cambio de posición de la traza de la estructura respecto al eje del túnel terminó por quedarse atrás.

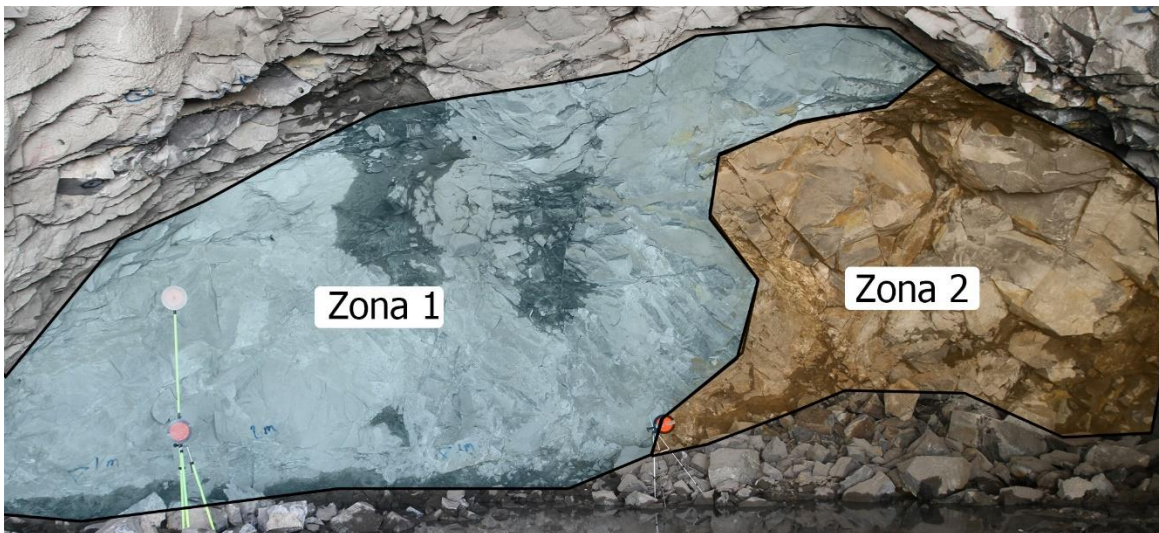


Figura 62. Zonificación del frente. Zona I, izquierda (azul); zona II, derecha (marrón).



Figura 63. Rugosidad y ondulación de una pared de discontinuidad en el frente del túnel cadenamiento 0+196.



Figura 64. Estado de las discontinuidades: rugosidad y presencia de humedad.

4.2.3. Descripción de las discontinuidades en la zona I

En la Tabla 30, se muestran las características de las discontinuidades, medidas solamente en la zona 1 del frente (Figura 62), estas características fueron tomadas del método sugerido para caracterizar y monitorear macizos rocosos del ISRM, 1981, y son las siguientes: orientación e inclinación de las discontinuidades, espaciado entre discontinuidades, continuidad de los planos de discontinuidad, rugosidad de las paredes, resistencia de las paredes, abertura entre paredes de discontinuidad, relleno de aberturas y filtraciones; las primeras tres características se obtuvieron mediante la aplicación de la herramienta ShapeMetriX3D, la rugosidad, abertura, relleno y filtraciones fueron cartografiadas directamente del frente y fue necesario obtener un promedio de todas ellas, quedando en la tabla la de mayor presencia; finalmente, la resistencia a la compresión simple fue tomada de la literatura (Verbrugge y Schroeder, 2018).

4.2.4. Descripción de las discontinuidades en la zona II

En la Tabla 31, se muestran las características de las discontinuidades, medidas en la zona 2 del frente (Figura 62) y fueron medidas de la misma manera que las de la Tabla 30. En el apartado inferior de ambas tablas, se encuentran las abreviaturas para las características: rugosidad, abertura, relleno y filtraciones; junto con su significado.

Familia	Orientación (dip/dip direction)	Espaciado	Continuidad	Rugosidad	Resistencia de las paredes	Abertura	Relleno	Filtraciones
1	61.3°/137.2°	1.01 m	0.97 m	O/R	120 MPa	C	S/R	S
2	66.9 °, 205.7 °	1.02 m	1.01 m	O/R	100 MPa	C	S/R	S
3	46.2 ° 13.6 °	0.80 m	0.94 m	O/R	120 MPa	C	S/R	S
4	67.5 °, 320.9 °	0.72 m	0.95 m	O/R	120 MPa	Plte/A	M	H
5	48.8 °, 271.5 °	0.93 m	1.31 m	O/R	120 MPa	C	S/R	S
6	20.2 °, 155.6 °	0.52 m	0.94 m	O/R	120 MPa	Plte/A	S/R	H
Abreviaturas:								
Rugosidad	O – ondulada P – plana E – escalonada R – rugosa L – lisa Pu – pulida	Abertura:	C–cerrada A–abierta An–ancha Ca–cavernoso M–muy Mo–moderadamente Plte–parcialmente Ex–extremadamente	Relleno:	S/R–sin relleno M–manchado F–fino G–grosso	Filtraciones:	S–secas H–húmedo F–flujo	

Tabla 30. Descripción de las familias de discontinuidades correspondientes a la zona I del frente.

4.2.5. Análisis con ShapeMetriX3D

Con ayuda del sistema ShapeMetriX3D, fue posible identificar 6 familias de discontinuidades y realizar una comparación entre el frente anterior y el actual; esto permitió observar las variaciones de dirección e inclinación de las familias de discontinuidades respecto al frente excavado del túnel.

En el frente anterior (0+193), las familias 5 y 6 tuvieron un mayor en su rumbo e inclinación, la familia 5 cambió totalmente en su dirección de echado, de oeste hacia este, mientras que la familia 6 no se encontraba en el frente anterior.

En el primer frente (0+187), se tenían solo dos familias (3 y 4) que eran desfavorables al frente del túnel, debido a la dirección de su echado en contra del avance de la excavación. En este nuevo frente se les suma la familia 5 que tiene una dirección muy desfavorable respecto a la excavación del túnel, debido a que es casi paralelo a este, lo que implica una disminución de 12 puntos en el RMR.

Las familias 1, 2 y 3 son discontinuidades que se presentan tanto en la presente estación como en las anteriores; posiblemente son las familias principales en la región y las demás familias son asociadas a éstas, lo que ocasiona que cambien constantemente de dirección e inclinación.

Familia	Orientación (dip/dip direction)	Espaciado	Continuidad	Rugosidad	Resistencia de las paredes	Abertura	Relleno	Filtraciones
1	61.3°, 137.2°	0.89 m	0.64 m	S/L	30 MPa	Mo/A	A/L	H
2	66.9°, 205.7°	0.37 m	1.0 m	S/L	30 MPa	Mo/A	L/A	H
3	46.2° / 13.6°	1.36 m	0.54 m	O/R	100 MPa	Plte/A	M	S
4	67.5°, 320.9°	0.80 m	0.67 m	O/R	100 MPa	Plte/A	S/R	S
5	48.8°, 271.5°	0.68 m	1.42 m	S/L	30 MPa	Mo/A	L/A	H
6	20.2°, 155.6°	0.20 m	0.53 m	O/R	100 MPa	Plte/A	S/R	S

Abreviaturas:

Rugosidad: O – ondulada P – plana S-suave E – escalonada R – rugosa L – lisa Pu – pulida	Abertura : C–cerrada A–abierta An–ancha Ca–cavernoso M–muy Mo–moderadamente Plte–parcialmente Ex–extremadamente	Relleno: S/R–sin relleno M–manchado A–arenoso L–limoso Ar – arcilloso	Filtraciones: S–secas H–húmedo F–flujo
--	--	---	--

Tabla 31. Descripción de las familias de discontinuidades correspondientes a la zona II del frente.

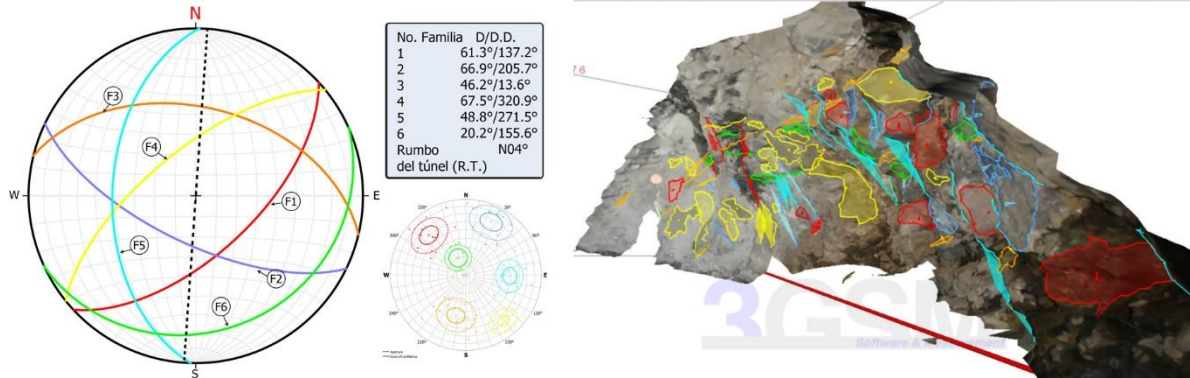


Figura 65. A la izquierda el estereograma con las 6 familias principales presentes en el frente de excavación cadenamiento 0+196. A la derecha imagen tridimensional del frente de excavación del cadenamiento 0+196.

a) Descripción

Para este análisis de formación de cuñas se utilizó la combinación de la familia 3 (en el estereograma de color naranja), la familia 4 (en el estereograma de color amarillo) y la familia 5 (en el estereograma de color cian). Se eligieron estas 3 familias debido a que son las más desfavorables para la estabilidad del túnel.

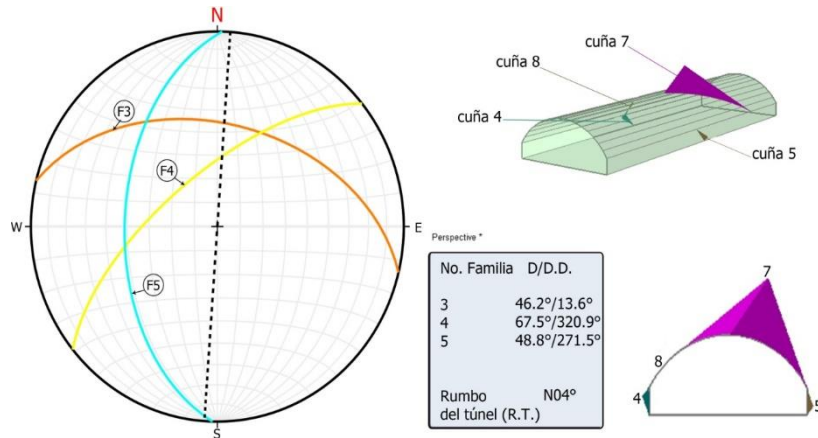


Figura 66. Estereograma y cuñas formadas por las familias 3, 4 y 5.

Con esta combinación de familias y con ayuda del programa UNWEDGE se definieron 8 cuñas principales: dos que se forman en el frente de excavación, una en el piso, dos en los hastiales y dos en la parte superior del túnel. Aunque es importante tener en cuenta a todas (salvo la del piso), se estableció la cuña 7 es de un tamaño considerable, aunque tiene un factor de seguridad de 2, si su tratamiento de estabilización (anclaje) no es el correcto, o su tiempo de colocación es demasiado, podría causar problemas a la integridad del túnel.

4.2.6. Análisis de 3 frentes de excavación según su grado de fracturamiento

Con base al grado de fracturamiento, se enlistan las características geomecánicas que impactan en la resistencia de macizos rocosos, con el objetivo de proponer la clasificación geomecánica que mejor se adapta a tal grado. Se toman como ejemplos, 3 frentes caracterizados en el túnel San Antonio, con diferentes grados de fracturamiento para tal propósito.

4.2.6.1. Frente de excavación No. 08, cadenamamiento 0+208. Macizo rocoso poco fracturado.

Las características en macizos rocosos poco fracturados o masivos (véase la Figura 67), según sea el impacto que éstas tienen en la estabilidad de la excavación, se ordenan conforme su importancia, a continuación:

1. Resistencia a la compresión simple de la roca matriz
 - El comportamiento mecánico de un macizo rocoso con pocas discontinuidades se asemeja, en cierto grado, al de una probeta de roca matriz, por lo que, esta característica es primordial en la caracterización de macizos.
2. Geometría de la excavación
 - Puede que las características de las discontinuidades sean desfavorables en la resistencia global del macizo rocoso, sin embargo, si éstas no tienen forma de moverse (incompatibilidad cinemática), por lo que, es más importante seguir un método de excavación correcto y unos avances acordes a la calidad de la roca, que, tener una familia de discontinuidades desfavorable a la excavación.

3. Características de las discontinuidades

- El movimiento de grandes bloques, es causado por las condiciones desfavorables en las discontinuidades, y la característica con mayor importancia, según varios autores, es la resistencia al corte.

4. Estado de esfuerzos

- El estado de esfuerzos puede afectar de manera favorable o desfavorable al macizo rocoso con estas características, en un macizo rocoso masivo que, además, tiene una resistencia alta y una cobertura suficiente para tener un estado tensional alto, puede impedir el movimiento de bloques por el confinamiento, sin embargo, puede también provocar lajamientos y explosiones de roca, o *squeezing* en rocas con resistencia baja.
- Además, un macizo rocoso masivo con roca poco resistente y un estado tensional alto, puede provocar deformaciones en la geometría del túnel.

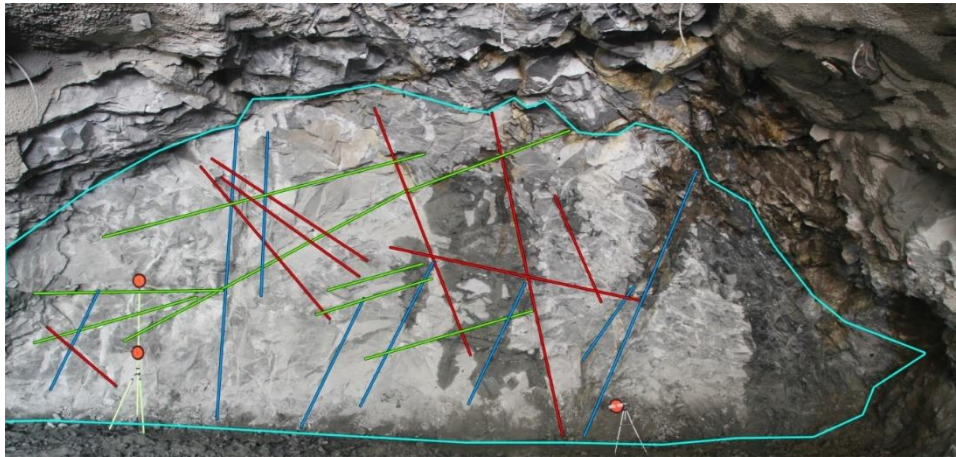


Figura 67. Frente de excavación No. 08, cad. 0+208. Macizo rocoso poco fracturado-masivo. Se indican las fracturas principales sobre el frente de excavación.

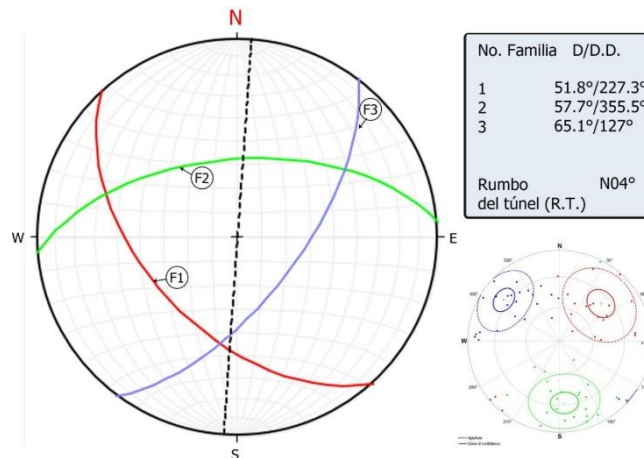


Figura 68. Familias de discontinuidades presentes en el frente de excavación, correspondiente al cadenamiento 0+208, obtenidos mediante la herramienta ShapeMetriX3D.

En la Figura 69 se muestra un esquema renderizado en Sketchup, cuyo objetivo es mostrar cómo se forman grandes cuñas y/o bloques, en macizos rocosos masivos, donde el espaciamiento y la continuidad de las fracturas son amplios, dando lugar a su formación.

Bieniawski y Celada, en el RMR_{14} , siguen utilizando un valor de corrección para diferentes rumbos e inclinaciones de la familia principal, desfavorables para la excavación. Sin embargo, esto puede dar la apariencia de un sistema geomecánico bidimensional, siendo que, para comprender el comportamiento geomecánico de un macizo rocoso en una excavación, es indispensable analizarlo como un medio tridimensional. Como se observa en la Figura 69, a pesar de tener una familia de discontinuidades en contra de la excavación, que, según los autores, sería desfavorable para la excavación, no es necesariamente así, puesto que, las cuñas que se forman no tienen salida, ya sea por la combinación de las 3 familias o la geometría de la excavación; aún entonces, intervendrían la resistencia al corte de las discontinuidades y el confinamiento del túnel.

Por lo anterior el sistema de clasificación que mejor describe y caracteriza este tipo de macizos rocosos es el RMi , sobre todo si el estado tensional no es muy alto; además, recordando que, el RMi tiene como sus parámetros de clasificación a la resistencia a la compresión simple de la roca matriz y a las características de las discontinuidades, sería práctico y fácil caracterizar macizos rocosos masivos con éste. Aunque también sería conveniente tomar en cuenta al índice Q de Barton, sobre todo si el túnel o excavación tiene una cobertura importante.

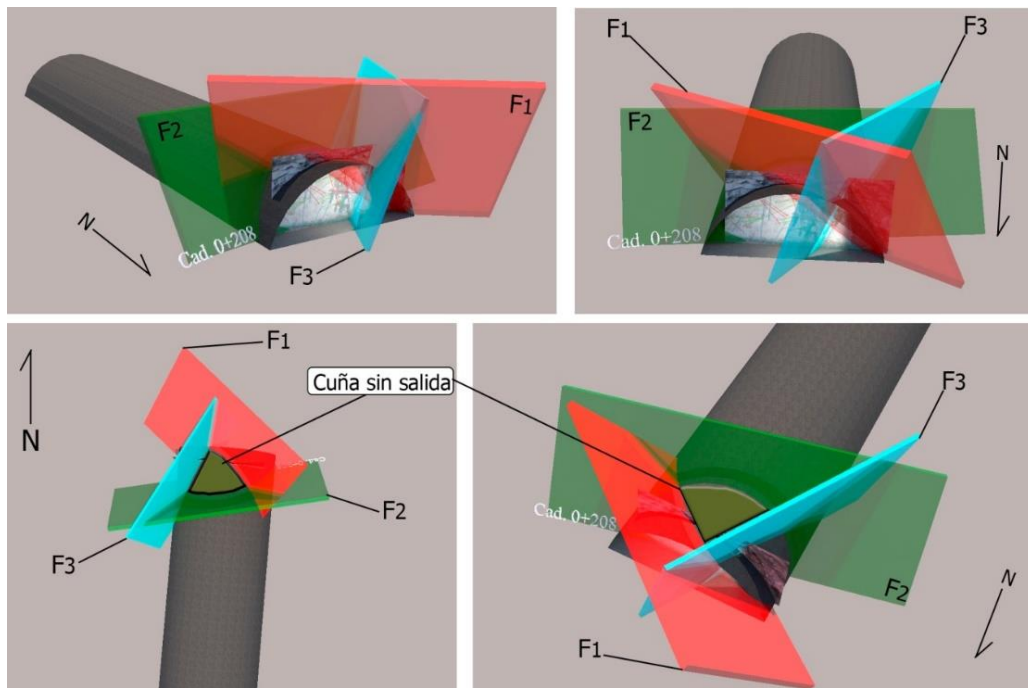


Figura 69. Esquema renderizado donde se muestran las familias principales presentes en el frente de excavación y la cuña formada por éstas.

4.2.6.2. Frente de excavación No. 07, cadenamamiento 0+205. Macizo rocoso fracturado.

Las características en macizos rocosos fracturados (véase la Figura 70), según sea el impacto que éstas tienen en la estabilidad de la excavación, se ordenan conforme su importancia:

1. Características de las discontinuidades
 - La formación de bloques y su volumen son regidos por el número de familias de discontinuidades y el espaciamiento entre éstas, dando como resultado bloques de volumen determinado, entre las características más importantes para estos macizos son: continuidad de las discontinuidades, espaciamiento entre estas y número de familias. Además, la rugosidad y el relleno de discontinuidades son importantes, sin embargo, el grado de meteorización puede dar indicios de la condición de las paredes y de un posible relleno, si la roca es fresca o ligeramente meteorizada es posible que muchas de las paredes sean rugosas y cerradas.
2. Grado de meteorización
 - Como en el punto anterior se menciona, según el grado de meteorización juega un papel muy importante, debido a que, según sea el caso, la resistencia de la roca varía, así como, la rugosidad, abertura y relleno de las discontinuidades.
3. Geometría de la excavación
 - Para un macizo rocoso fracturado, seguramente se formaran cuñas con una largo menor a 1 metro, por lo que, el avance de excavación será mayor a la longitud de las cuñas, incluso entonces, según las características de los dos apartados anteriores, es probable que las cuñas no se muevan, si las condiciones son favorables.
4. Estado de esfuerzos
 - El estado de esfuerzos, aunque podría afectar de manera favorable, a la estabilidad de excavaciones en macizos rocosos fracturados, sobre todo cuando se forman cuñas de tamaño importante, seguramente cual sea el estado de esfuerzos, una excavación de este tipo, tendrá desprendimientos de cuñas de cualquier manera. Por lo que, es importante conocer el módulo de deformación del macizo rocoso, para poder aplicar de manera efectiva los métodos de excavación y soporte.

El sistema de clasificación que mejor describe y caracteriza este tipo de macizos rocosos es el RMR₁₄.



Figura 70. Frente de excavación No. 07, cadenamiento 0+205. Macizo rocoso fracturado. Se indican las fracturas principales sobre el frente de excavación.

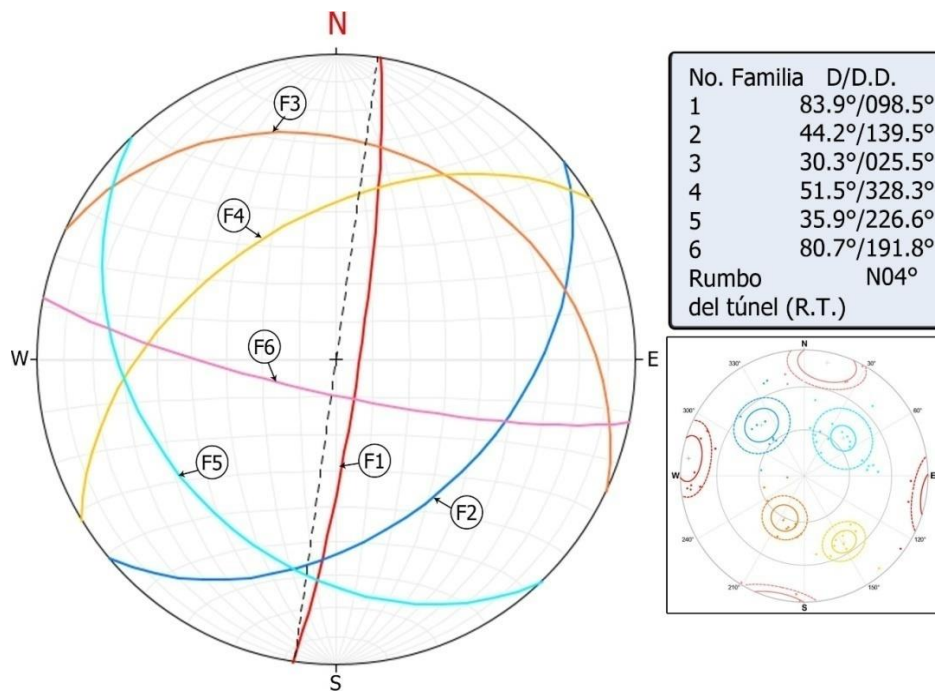


Figura 71. Familias de discontinuidades presentes en el frente de excavación, correspondiente al cadenamiento 0+205, obtenidos mediante la herramienta ShapeMetriX3D.

4.2.6.3. Frente de excavación No. 01, cadenamiento 0+187. Macizo rocoso muy fracturado.

Las características en macizos rocosos fracturados (véase la Figura 72), según sea el impacto que éstas tienen en la estabilidad de la excavación, se ordenan conforme su importancia:

1. Estado de esfuerzos
 - El estado de esfuerzos va a afectar de manera desfavorable a este tipo de macizos rocosos, cualquiera que sea la profundidad del túnel, habrá problemas de estabilidad.
2. Geometría de la excavación
 - El avance y el método constructivo, serán factores determinantes en la estabilidad de túneles, excavados en macizos rocosos muy facturados.
3. Presencia de agua
 - Existiría en este tipo de macizos rocosos, permeabilidad secundaria que tendría afectaciones en la excavación.
4. Características de las discontinuidades
 - Las discontinuidades para estos macizos rocosos, tendrían un efecto desfavorable en la estabilidad del talud, el espaciamiento y continuidad de las discontinuidades sería elevado, lo que ocasionaría la formación de bloques de tamaño menor a 1 m^3 , por lo que, la superficie de contacto entre caras es bajo, disminuyendo la fricción para mantenerlos estables; la resistencia a la compresión simple, tendría un efecto casi imperceptible, a menos de que la excavación tenga un estado tensional alto.

El sistema de clasificación que mejor describe y caracteriza este tipo de macizos rocosos es el índice Q de Barton.



Figura 72. Frente de excavación No. 01, cad. 0+187. Macizo rocoso muy fracturado. Se indican las fracturas principales sobre el frente de excavación.

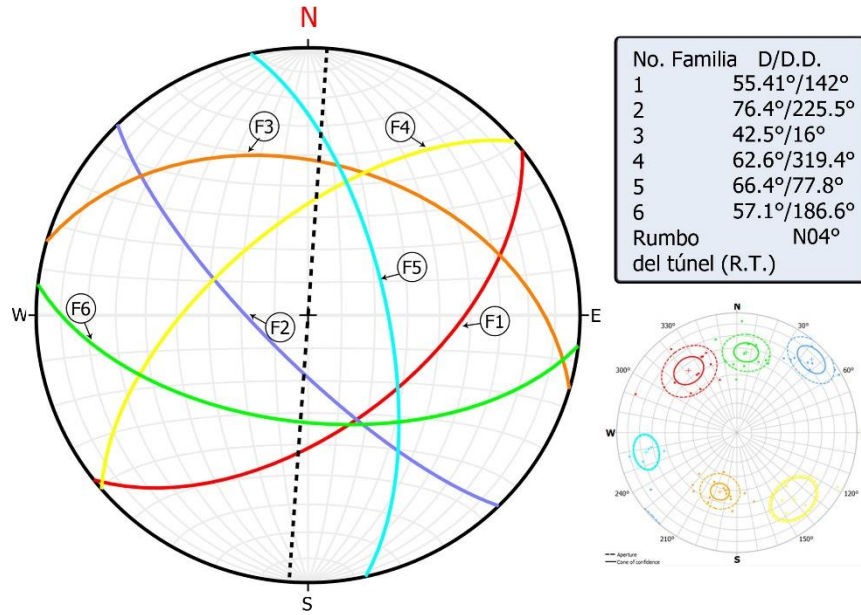


Figura 73. Familias de discontinuidades presentes en el frente de excavación, correspondiente al cadenamiento 0+187, obtenidos mediante la herramienta ShapeMetriX3D.

5. CONCLUSIONES

La comprensión de la posible respuesta mecánica de un macizo rocoso ante la perturbación ocasionada por una obra civil implica el entendimiento de todos los factores que intervienen en ella; se trata de un proceso cognitivo en el cual es fundamental la experiencia del ingeniero, así como el conocimiento adquirido durante la construcción. Es importante comprender al macizo rocoso como un medio tridimensional en el que cada factor es dependiente de otro, como un sistema interconectado.

Un sistema taxonómico como lo son las clasificaciones geomecánicas, ayuda a materializar un concepto abstracto que proviene de la percepción del interprete. Es complicado para cualquier profesional en el campo de la geotecnia adquirir conocimientos que le ayuden a analizar cada factor que interviene en el comportamiento de un macizo rocoso, así como relacionarlos entre sí, e incluso, inferir qué factor o factores tienen la mayor importancia en cada análisis particular, este no es un proceso inmediato y depende de las experiencias que ha adquirido.

El objetivo principal del análisis de las principales clasificaciones geomecánicas, es proporcionarle al lector una idea de cómo se crearon y fundamentaron, siendo que en ellas se ha vertido la experiencia de muchas obras subterráneas; el objetivo ha sido el de transmitir esta experiencia a otros para ayudar a la comprensión, cada vez mejor, del comportamiento geomecánico de macizos rocosos en una excavación.

Un análisis, más allá de las herramientas matemáticas y computacionales que se pueda aplicar en él, depende de la comprensión del problema que se estudia y, para lograrlo, se requiere llevar a cabo un proceso cognitivo sistemático y ordenado. Para el proceso cognitivo, en el aprendizaje básico se requiere al menos de 4 procesos: percepción, atención, memoria y comunicación; por lo tanto, el proceso mental o cognitivo que realiza el ingeniero en túneles, para comprender el comportamiento geomecánico de un macizo rocoso, cuando éste es excavado, debe comenzar con lo más básico.

La percepción, es el proceso cognitivo más básico para el aprendizaje, depende de los sentidos solamente; el primer proceso para analizar un macizo rocoso es observarlo y la primera característica que se identifica, sin aún tocarlo o medirlo, es el grado de fracturamiento.

Posteriormente, la atención que se refiere a identificar las características principales que afectan a un macizo rocoso; sin embargo, algunas características afectan más o menos, según sea el tipo y grado de fracturamiento; es por esto que se identifican las características principales, según sea el tipo de macizo rocoso analizado, para que el proceso de identificarlas y, por ende, medirlas sea más rápido y eficiente, en este sentido se podrán obtener mayor número de elementos de estas características de mayor importancia, obteniendo así una menor dispersión y un valor más cercano a la realidad.

Existe un sin número de posibles combinaciones de características, que pueden afectar a un macizo rocoso, sin embargo, la memoria como parte del proceso cognitivo de aprendizaje, es la

herramienta que coadyuva en él y, así aplicar lo visto en nuevos análisis, para finalmente poder comunicar a otros, ya sean personas dentro de nuestra rama profesional, como a otros que no tienen la misma formación, el conocimiento y aprendizaje que hemos adquirido; siendo entonces, la comunicación, el último de los procesos cognitivos del aprendizaje y que, es uno de los objetivos principales de las clasificaciones geomecánicas.

En resumen, cada clasificación tiene sus propios principios en los que se fundamentaron, por lo que utilizar correlaciones entre ellas es el último recurso al que se debería recurrir, siempre es mejor realizar un levantamiento específico para cada sistema de clasificación.

El uso de herramientas como Shape Metrix 3D para la obtención de datos durante la caracterización de macizos rocosos disminuye el riesgo que implica permanecer en el frente demasiado tiempo, obteniendo en gabinete mayor cantidad de estos. Además, disminuye el tiempo de espera para el constructor que implica esta tarea. Su rango de utilidad se encuentra en valores de RMR mayores a 20 y menores a 80; esto se debe a que para macizos rocosos muy fracturados (con $RMR < 20$) el programa no es capaz de obtener planos tan pequeños dificultando su medición en gabinete, de igual manera para macizos rocosos poco fracturados los planos y discontinuidades que pudieran existir podrían ser medidos manualmente sin necesidad de hacer el proceso con esta herramienta, ahorrándose así el tiempo del análisis.

Si bien existe variación entre los resultados de valores arrojados de E_m por parte de las ecuaciones de correlación referenciadas en este trabajo (Cap.3), es posible observar que están dentro de un rango razonable (ver anexos), que pueden ser utilizadas en un estudio preliminar. Además, en la Figura 74 es posible observar cierta relación entre las clasificaciones RMR, índice Q, RMI y GSI, que, aunque tienen algunas diferencias siguen la misma tendencia (Figura 74). En este sentido se puede concluir que todas buscan el mismo objetivo de caracterizar el macizo rocoso de manera en que se obtenga una idea general de su condición geomecánica.

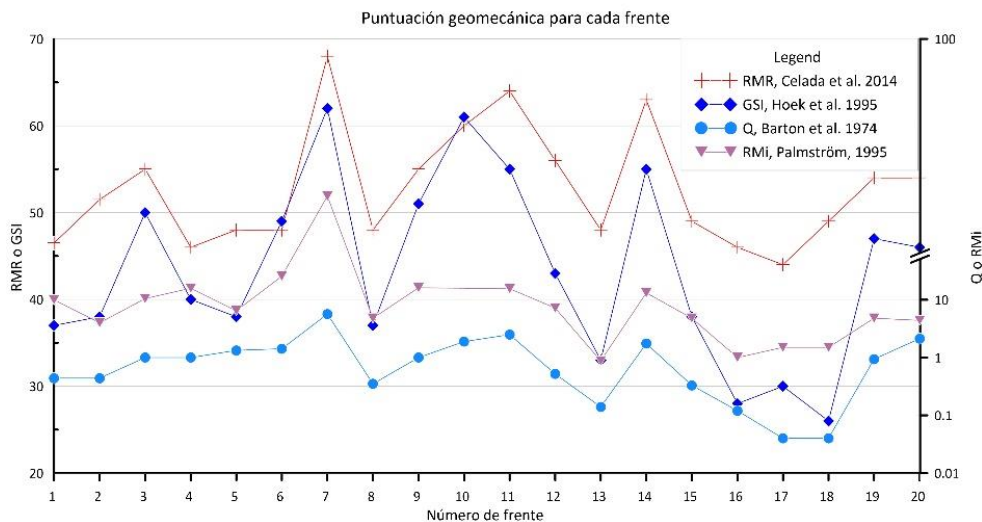


Figura 74. Gráfica que muestra los valores de RMR, índice Q, RMI y GSI obtenidos en los 20 frentes de excavación.

En la Tabla 32 se intenta resumir qué parámetros utilizan las clasificaciones RMR14, índice Q y RMi, cuáles de estos tienen una mayor complicación para obtenerse manualmente en el frente de excavación y cuáles son los que pueden obtenerse con el Shape Metrix de manera directa e indirecta.

Es importante mencionar que esta tabla no debe considerarse como una guía absoluta, ya que, está fundamentada en un túnel específico, con características geológicas, geométricas y geotécnicas específicas, por un lado, realizar una comparativa entre estas clasificaciones, siendo que estas utilizan diferentes parámetros para caracterizar un macizo rocoso y que cada una es más sensible a cierto parámetro específico y a la cantidad de datos disponibles resultaría en un mal uso en sus correlaciones. Por otro lado, el objetivo de esta tesis es proporcionar al lector una herramienta con la cual pueda sistematizar sus análisis y con esto comprender cuál será el comportamiento del macizo rocoso que estudia y como sus características particulares interactúan entre sí.

Grupo	Parámetro	Clasificación		
		RMR ₁₄	índice Q	RMi
Roca matriz	Resistencia a la compresión simple	P	--	P
Fracturamiento	RQD	--	P	--
	Volumen del bloque	--	--	P
	Número de discontinuidades por metro	P	--	--
Estructura geológica	Número de familias de discontinuidades	--	P	--
	Orientación de la familia principal	P	--	--
Características de las discontinuidades	Rugosidad	P	P	P
	Alteración y/o relleno	P	P	P
	Alterabilidad	P	--	--
	Continuidad o persistencia	P	--	P
Agua freática	Flujo de agua o presión de agua	P	P	--
Estado de esfuerzos	Nivel de esfuerzos alrededor del túnel	--	P	--
Grado de dificultad para medirlo en un frente de excavación		Complicado	Alguna complicación	Ninguna complicación
Es posible medirlo con el ShapeMetrix3D		Directamente	Indirectamente	Parcialmente
Incluido en la evaluación de esa clasificación		P		
No incluido en la evaluación de esa clasificación		--		

Tabla 32. Tabla que muestra, en resumen, la complicación que podría tenerse para obtener ciertos parámetros en el frente de excavación y los parámetros que se pueden obtener con el ShapeMetrix3D directa o indirectamente.

Número de frente y cadenamiento aproximado	Clasificación geotécnica	Puntuación	Calidad geotécnica	Sostenimiento
1, 0+187	RMR ₁₄	46.5	Media	Anclas con 1.5 m de espaciamiento con concreto lanzado de 20 mm de espesor
	Índice Q	0.44	Muy mala	Anclas de 1.8 m de longitud con 2.5 m de espaciamiento con concreto lanzado de 4 a 10 cm de espesor
	RMi	10	Buena	Anclas con 2 m de espaciamiento con 40 mm de concreto lanzado
	GSI	37	N/A	N/A
2, 0+190	RMR ₁₄	51.5	Media	Anclas con 1.7 m de espaciamiento con concreto lanzado de 20 mm de espesor
	Índice Q	0.44	Muy mala	Anclas de 1.8 m de longitud con 2.5 m de espaciamiento con concreto lanzado de 4 a 10 cm de espesor
	RMi	4	Buena	Anclas con 2 m de espaciamiento con 50 mm de concreto lanzado
	GSI	38	N/A	N/A
3, 0+193	RMR ₁₄	55	Media	Anclas con 1.8 m de espaciamiento con concreto lanzado de 20 mm de espesor
	Índice Q	1	Mala	Anclas de 1.8 m de longitud con 2.5 m de espaciamiento y concreto lanzado de 4 a 10 cm de espesor
	RMi	10.5	Buena	Anclas con 2 m de espaciamiento y 40 mm de concreto lanzado
	GSI	50	N/A	N/A
4, 0+196	RMR ₁₄	46	Media	Anclas con 1.9 m de espaciamiento y concreto lanzado de 20 mm de espesor
	Índice Q	1	Mala	Anclas de 1.8 m de longitud con 1.3 a 1.7 m de espaciamiento y concreto lanzado de 4 a 10 cm de espesor
	RMi	15.9	Muy Buena	Anclas puntuales
	GSI	40	N/A	N/A

Número de frente y cadenamiento aproximado	Clasificación geotécnica	Puntuación	Calidad geotécnica	Sostenimiento propuesto para un avance de 3 m
5, 0+199	RMR ₁₄	48	Media	Anclas con 2 m de espaciamiento con concreto lanzado de 20 mm de espesor
	Índice Q	1.33	Mala	Anclas de 1.8 m de longitud de 1.3 a 1.7 m de espaciamiento con concreto lanzado de 4 a 10 cm de espesor
	RMi	6.45	Buena	Anclas con 2 metros con 40 mm de concreto lanzado
	GSI	38	N/A	N/A
6, 0+205	RMR ₁₄	48	Media	Anclas con 2 m de espaciamiento con concreto lanzado de 20 mm de espesor
	Índice Q	1.42	Mala	Anclas de 1.8 m de longitud de 1.3 a 1.7 m de espaciamiento con concreto lanzado de 4 a 10 cm de espesor
	RMi	25.65	Muy Buena	Anclas puntuales
	GSI	49	N/A	N/A
7, 0+208	RMR ₁₄	68	Buena	Anclas con 2.3 m de espaciamiento con concreto lanzado de 20 mm de espesor
	Índice Q	5.67	Media	Anclas de 1.8 m de longitud puntuales
	RMi	68	Buena	Anclas puntuales
	GSI	62	N/A	N/A
8, 0+211	RMR ₁₄	48	Media	Anclas con 1.9 m de espaciamiento con concreto lanzado de 20 mm de espesor
	Índice Q	0.35	Muy mala	Anclas de 2 m de longitud con 2.5 m de espaciamiento con concreto lanzado de 5 cm de espesor
	RMi	4.8	Buena	Anclas con 2 m de espaciamiento junto con concreto lanzado de 50 mm de espesor
	GSI	37	N/A	N/A
9, 0+214	RMR ₁₄	55	Media	Anclas con 1.8 m de espaciamiento con concreto lanzado de 20 mm de espesor
	Índice Q	1	Mala	Anclas de 1.8 m de longitud de 1.3 a 1.7 m de espaciamiento con concreto lanzado de 4 a 10 cm de espesor
	RMi	16.2	Muy buena	Anclas con 2 m de espaciamiento junto con concreto lanzado de 40 mm de espesor
	GSI	51	N/A	N/A

Número de frente y cadenamamiento aproximado	Clasificación geotécnica	Puntuación	Calidad geotecnica	Sostenimiento propuesto para un avance de 3 m
10, 0+217	RMR ₁₄	60	Media	Anclas con 2 m de espaciamiento con concreto lanzado de 20 mm de espesor
	Índice Q	1.89	Mala	Anclas de 1.8 m puntuales
	RMi	44	Muy buena	Anclas puntuales
	GSI	61	N/A	N/A
11, 0+220	RMR ₁₄	64	Buena	Anclas con 2 m de espaciamiento con concreto lanzado de 20 mm de espesor
	Índice Q	2.5	Media	Anclas de 1.8 m puntuales
	RMi	15.6	Muy Buena	Anclas puntuales
	GSI	55	N/A	N/A
12, 0+223	RMR ₁₄	56	Media	Anclas con 2.3 m de espaciamiento con concreto lanzado de 20 mm de espesor
	Índice Q	0.52	Mala	Anclas de 1.8 m de longitud puntuales
	RMi	7.2	Buena	Anclas con 2.5 m de espaciamiento junto con concreto lanzado de 5 cm de espesor
	GSI	43	N/A	N/A
13, 0+226	RMR ₁₄	48	Media	Anclas con 1.9 m de espaciamiento con concreto lanzado de 20 mm de espesor
	Índice Q	0.14	Mala	Anclas de 2 m de longitud con 2.5 m de espaciamiento con concreto lanzado de 5 cm de espesor
	RMi	0.88	Media	Anclas con 2 m de espaciamiento junto con concreto lanzado de 50 mm de espesor
	GSI	33	N/A	N/A
14, 0+229	RMR ₁₄	63	Buena	Anclas con 2.15 m de espaciamiento con concreto lanzado de 20 mm de espesor
	Índice Q	1.75	Mala	Anclas de 2 m de longitud con 1.4 m de espaciamiento
	RMi	13.2	Muy buena	Anclas con 2 m de espaciamiento
	GSI	55	N/A	N/A
15, 0+232	RMR ₁₄	49	Media	Anclas con 1.6 m de espaciamiento con concreto lanzado de 20 a 50 mm de espesor
	Índice Q	0.33	Muy mala	Anclas de 2.5 m de longitud y 2.5 m de espaciamiento junto con concreto lanzada de 5 a 9 cm de espesor
	RMi	4.8	Buena	Anclas con 2 m de espaciamiento con concreto lanzado de 50 mm de espesor
	GSI	38	N/A	N/A

Número de frente y cadenamiento aproximado	Clasificación geotécnica	Puntuación	Calidad geotécnica	Sostenimiento propuesto para un avance de 3 m
16, 0+235	RMR ₁₄	46	Media	Anclas con 1.5 m de espaciamiento con concreto lanzado de 20 a 50 mm de espesor
	Índice Q	0.12	Muy mala	Anclas de 2 m de longitud y de 2.1 a 2.5 m de espaciamiento, junto con concreto lanzado de 9 a 12 cm de espesor
	RMi	1	Buena	Anclas de 1.5 m con concreto lanzado de 60 mm de espesor
	GSI	28	N/A	N/A
17, 0+238	RMR ₁₄	44	Media	Anclas con 1.4 m de espaciamiento con concreto lanzado de 20 a 50 mm de espesor
	Índice Q	0.04	Extremadamente mala	Anclas de 2 m de longitud y 2.5 m de espaciamiento junto con concreto lanzado de 9 a 12 cm de espesor
	RMi	1.5	Buena	Anclas con 1.5 cm de espaciamiento junto con concreto lanzado de 50 a 60 mm de espesor
	GSI	30	N/A	N/A
18, 0+241	RMR ₁₄	49	Media	Anclas con 1.6 m de espaciamiento con concreto lanzado de 20 a 50 mm de espesor
	Índice Q	0.04	Extremadamente mala	Anclas de 2 m de longitud con 2.5 m de espaciamiento y concreto lanzado de 9 a 12 cm de espesor
	RMi	1.5	Media	Anclas con 1.5 m de espaciamiento con concreto lanzado de 100 mm de espesor
	GSI	26	N/A	N/A
19, 0+244	RMR ₁₄	54	Media	Anclas con 1.8 m de espaciamiento con concreto lanzado de 20 mm de espesor
	Índice Q	0.94	Muy mala	Anclas con 2.5 m de espaciamiento y 1.8 m de longitud, junto con concreto lanzado de 4 a 10 cm

	RMi	4.8	Buena	Anclas con 1.5 m de espaciamiento con concreto lanzado de 50 a 60 mm de espesor
	GSI	47	N/A	N/A
Número de frente y cadenamiento aproximado	Clasificación geotécnica	Puntuación	Calidad geotécnica	Sostenimiento propuesto para un avance de 3 m
20, 0+247	RMR ₁₄	54	Media	Anclas con 1.8 m de espaciamiento con concreto lanzado de 20 mm de espesor
	Índice Q	2.13	Mala	Anclas de 1.8 m de longitud con 1.5 m de espaciamiento
	RMi	4.4	Buena	Anclas con 1.5 m de espaciamiento con concreto lanzado de 50 a 60 mm de espesor
	GSI	46	N/A	N/A

Tabla 33. Compilación de los 20 frentes de excavación caracterizados en este trabajo junto con la puntuación que se obtuvo según la clasificación RMR14, Índice Q, RMi y GSI y el sostenimiento resultante para un avance de 3 metros.

6. BIBLIOGRAFÍA

Afrouz A. A. (1992). Practical handbook of rock mass classification systems and modes of ground failure.

Barton N. (2013). Handbook, Using Q – system, Rock mass classification and support design, NGI.

Barton, N., Lien, R. and Lunde, J. (1974). Engineering classification of rock masses for the design of rock support. Rock Mechanics 6, pp. 189-236.

Barton N. (1992). ¿Scale effects or sampling bias? Proc. Int. Workshop Scale Effects in Rock Masses, Balkema Publ., Rotterdam, pp. 31-55, 1990. Ed. CRC Press.

Bieniawski, Z.T.; Celada, B.; Aguado, D. and Rodríguez, A. (2011). Forecasting tunneling behavior. Tunnels & Tunneling International, V. August, p.39-42.

Bieniawski, Z.T. (2011). Errores en la aplicación de las clasificaciones Geomecánicas y su corrección. Jornada sobre la Caracterización Geotécnica del Terreno. Adif. Madrid.

Bieniawski Z.T. (1989). Engineering Rock Mass Classifications: A Complete Manual for Engineers and Geologists in Mining, Civil and Petroleum Engineering, Wiley-Interscience.

Bowen N. L. (1956). The evolution of igneous rocks, Dover publications, INC, Capítulo 5.

Cai M., Kaiser P. K., Uno H., Takasa Y., Minami M. (2004). Estimation of rock mass deformation modulus and strength of jointed hard rock masses using the GSI system. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*.

B. Celada, I. Tardáguila, A. Rodríguez, P. Varona y Z. T. Bieniawski. (2014). Actualización y mejora del RMR. *INGEOPRES*, No. 234.

Clerici, A. (1993). Indirect determination of rock masses—case histories. In: L.M. Riberio e Sousa and N.F. Grossman, eds. *Proceedings of the Symposium EUROCK'93*. Rotterdam: AA Balkema, 509–517.

P. Corona-Chávez, S. Poli y B. Bioggero. Syn-deformational migmatites and magmatic-arc metamorphism in the Xolapa Complex, southern Mexico. *Journal metamorphic geology*, 24, 169–191, 2006.

González de Vallejo, L., Ferrer, M., Ortuño, L., Oteo, C. (2002). *Ingeniería Geológica*. Pearson Educación, S.A., Madrid.

Hashemi M, Moghaddas S, Ajalloeian R. (2010). Application of rock mass characterization for determining the mechanical properties of rock mass: a comparative study. *Rock Mech Rock Eng*; 43:305–20.

Hoek, E. (1994). Strength of rock and rock masses. *ISRM News Journal*, 2(2), 4–16.

Hoek, E. y Brown, E. T. (1995). *Excavaciones subterráneas en roca*. Ed. Mc. Graw Hill.

Hudson J. A. y Harrison J. P. (1997). *Engineering rock mechanics: An introduction to the principles*. Ed. Pergamon.

Hoek, E., Carranza-Torres, C., y Corkum, B. (2002), Hoek-Brown Failure Criterion, In *Proc. North American Rock Mechanics Society Meeting-TAC 2002: Mining and Tunneling Innovation and opportunity*, Hammah, R. et al., eds., Toronto Canada, Vol. 1, pp. 267-273.

ISRM, (International Society for Rock Mechanics). (1975): Commission on terminology, symbols and graphic representation, *International Society for Rock Mechanics (ISRM)*.

ISRM, (International Society for Rock Mechanics). (1981). In: E.T. Brown, ed. *ISRM suggested method: rock characterization, testing and monitoring*. London: Pergamon Press.

Jean-Claude Verbrugge y Christian Schroeder. (2018). *Geotechnical Correlations for Soils and Rocks*, ISTE Ltd and John Wiley & Sons.

Kadir Karaman, Ferdi Cihangir y Ayhan Kesimal. (2015). A comparative assessment of rock mass deformation modulus, *International Journal of Mining Science and Technology*.

Kumar, N. (2002). Rock mass characterization and evaluation of supports for tunnels in Himalaya (p. 289). Ph.D. Thesis. Uttarakhand, India: WRDM, IIT Roorkee.

Kumar N, Samadhiya NK, Anbalagan R. (2004). Application of rock mass classification system for tunneling in Himalaya, India, Paper 3B 14, SINOROCK2004 Symposium. *Int J Rock Mech Min Sci* 41(3):531.

A. Khabbazi, M. Ghafoori, G.R. Lashkaripour y A. Cheshomi. (2012). Estimation of the rock mass deformation modulus using a rock classification system, *Geomechanics and Geoengineering: An International Journal*.

Lowson, A. R. y Bieniawski, Z. T. (2013). Critical Assessment of RMR based tunnel design practices: a practical engineer's approach. *Rapid excavation & tunneling conference*.

Mauro Muñiz Menéndez. (2016). Correlaciones para la estimación del módulo de deformación en macizos rocosos, *Researchgate*.

Palmström, A. (2000). Block size and block size distribution. Paper presented at the workshop on "Reliability of classification systems" in connection with the GeoEng2000 conference, Melbourne, 18 – 24.

Palmström, A. & Singh R. (2001). The deformation modulus of rock masses. Comparisons between in situ test and indirect estimates. Published in: *Tunneling and Underground space technology*, Vol. 16, No. 3, pp. 115 - 131.

Palmström, A. (2002). Measurement and characterization of rock mass jointing. In: Sharma, V.M., Saxena, K.R. (Eds.), *In-Situ Characterization of Rocks*. Balkema, Lisse, pp. 49–98.

Palmström A. (2005). Measurements of and correlations between block size and rock quality designation, (RQD), *Tunnels and Underground Space Technology*, vol. 20, pp. 326–377.

Palmström A. (1995). RMi – a rock mass characterization system for rock engineering purposes, PhD thesis, Department of Geology, Faculty of Mathematics and Natural Sciences, University of Oslo.

Palmström, A. (1996). Characterizing rock masses by the RMi for use in practical Rock Engineering. Part 2: Some practical applications of the rock mass index (RMi). Published in the *journal of tunneling and underground space technology*, Vol. 11, No. 3, pp. 287-303.

Palmström, A. (2000). Recent developments in rock support estimates by the RMi, *Journal of Rock Mechanics and Tunneling technology*, vol. 6, no. 1, pp. 1-19.

Real Academia Española: Diccionario de la lengua española, 23.^a ed., [versión 23.3 en línea]. <<https://dle.rae.es>> [21 de noviembre del 2020].

Sánchez F. (2014). *Ingeniería de Túneles*. Ciudad de México: Inédito (#03-2015-012110003000-1).

Schón, J.H. (1996). *Physical Properties of Rocks—Fundamentals and Principles of Petrophysics*. Pergamon, Oxford.

Singh, B., & Goel, R. K. (2011). Engineering rock mass classification: Tunneling, foundations and landslides. Elsevier.

3G Software & Measurement. (2010). ShapeMetriX3D: 3D imaging for measuring and assessing rock and terrain surfaces. User Manual for Version 3.5.

Tarbuk E. J., Lutgens F. K. (2005), Ciencias de la Tierra: Una introducción a la geología física. Octava edición. Ed. Pearson.

Wickham, G. E., Tiedmann, H. R., & Skinner, E. H. (1972). Support determination based on geologic predictions. In Proceedings of the Rapid Excavation Tunneling Conference (pp. 43–64). New York: AIME.

Lianyang Zhang. (2017), Engineering Properties of Rocks, Segunda edición, Elsevier.

7. ANEXOS

Ficha de caracterización geológica - geotécnica del túnel San Antonio

Ubicación: Túnel San Antonio, Puerto Escondido, Oaxaca

Cadenamiento: 0+187

Fecha: 22 de Febrero de 2019

Descripción general del frente:

El frente de excavación se encuentra en un macizo rocoso con distintos grados de fracturamiento, en la parte izquierda del frente se aprecia una roca masiva y poco fracturada, mientras que en el centro y parte superior se encuentra muy fracturado.

Se identifican 3 familias principalmente, cuya orientación provocan la formación de bloques de volumen considerable en la clave, además son identificables rasgos estructurales importantes como las discontinuidades (Fig. 1), cuya continuidad abarca gran parte del frente. En las Figuras 2, se observa la mayor cantidad de humedad, en esa zona las discontinuidades se encuentran rellenas de material fino color marrón húmedo. Aún no se observa un flujo de agua, pero la humedad puede disminuir la resistencia al corte del material de relleno y desestabilizar el frente.

Se observan dos zonas en el frente, donde el macizo rocoso tiene distintos grados de meteorización. La zona 1 corresponde al macizo rocoso masivo a poco fracturado, mientras que la zona 2 se encuentra muy fracturada y sus discontinuidades tienen características más desfavorables que las de la zona 1. (Fig. 3)



Descripción geológica:

Se encuentran dos unidades litológicas en el frente, la primera unidad se trata de una roca de color verde de grano fino, masiva y muy dura, que contiene minerales como cuarzo, plagioclasa, biotita (mica negra) y hornblenda; se trata de una roca metamórfica corneana de contacto. La segunda unidad es una roca metamórfica llamada esquisto verde pelítico, se encuentra intercalada con la unidad 1, en ciertas zonas, se trata de una roca foliada, tacto jabonoso y textura esquitosa, ésta contiene minerales como cuarzo y biotita en abundancia, así como talco.

Es posible que esta litología se presente debido a una secuencia de sucesos en donde un cuerpo intrusivo (tonalita) que alteró la parte circundante de la roca encajonante (esquisto verde pelítico), dando como resultado la roca corneana de contacto en la aureola entre estos dos cuerpos.

Estructura geológica

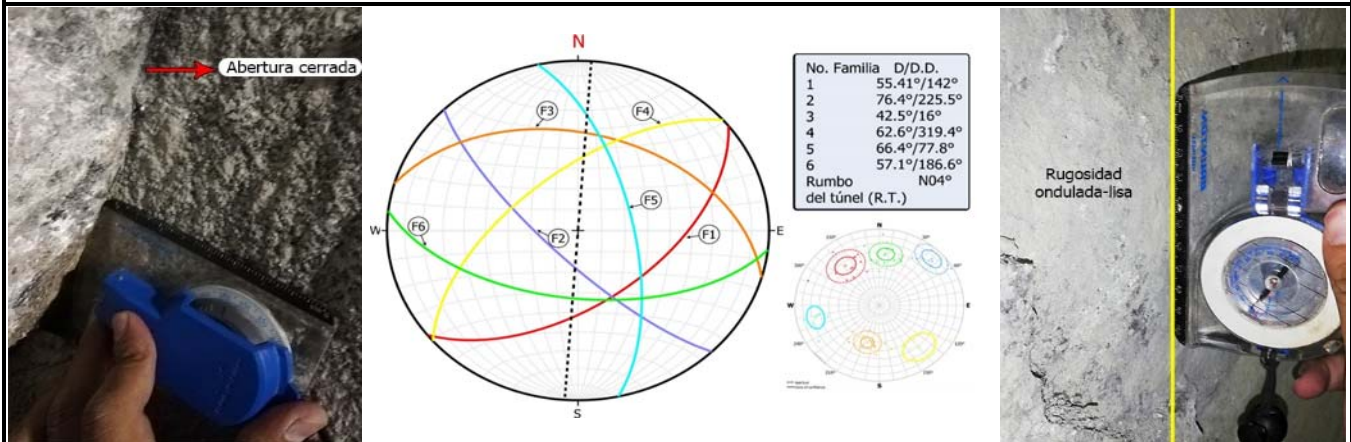
Con ayuda de la herramienta ShapeMetrix 3D, fue posible identificar 6 familias de discontinuidades, dos de estas familias (3 y 4) corresponden a dos sistemas de fallas regionales que son cortadas por el trazo del túnel, ambas tienen una inclinación desfavorable en contra de la excavación. Además las discontinuidades de ambas, tienen las condiciones más desfavorables.

La familia 2 y 5 son formadoras de bloques en combinación con las otras familias, pero no tienen una inclinación desfavorable respecto a la excavación. Aunque ambas tienen un espaciamiento entre sus discontinuidades <20 cm por lo que sus discontinuidades son las de mayor abundancia en el macizo.

La familia 1 y 6 son un par conjugado de un sistema de fallas, que forma bloques de volumen considerable, principalmente en la clave del túnel.

Además de los datos de dirección y echado de planos de discontinuidad y fracturas, la herramienta permite conocer el espaciamiento, continuidad y con ciertas mediciones permite conocer el tamaño de los bloques representativos del frente utilizados en la evaluación de la clasificación RMi (Palmstrom, 2001). Los datos de la descripción de las discontinuidades de cada familia y para cada zona se muestran en las tablas 1 y 2.

Para clasificar el macizo rocoso, mediante las clasificaciones RMR, índice Q y RMi, se tomaron los datos de las familias con las características más desfavorables para la estabilidad de la excavación o en ocasiones un promedio de estas, para acercarse lo más posible a la realidad.



Descripción de las discontinuidades y clasificación geomecánica del frente

Tabla 1. Descripción de las discontinuidades (ISRM, 1981). Para la zona 1.

Familia	Orientación (echado, dirección del echado)	Espaciado	Continuidad	Rugosidad	Resistencia de las paredes	Abertura	Relleno	Filtraciones
1	55.41°, 142°	0.23 m	1.47 m	ondulado rugoso	120 Mpa	Cerrada	Sin relleno	Húmedo pero sin flujo
2	76.4°, 225.5°	0.17 m	1.01 m	ondulado rugoso	120 Mpa	Cerrada	Sin relleno	Juntas secas
3	42.5°, 16.0°	1.10 m	1.10 m	plana-rugosa	40 Mpa	Abierta	Limoso-arenoso	Relleno húmedo sin flujo
4	62.6°, 319.4°	0.69 m	0.75 m	ondulada-lisa	50 Mpa	Parcialmente abierta	Material triturado	Húmedo pero sin flujo
5	66.4°, 77.8°	0.71 m	0.61 m	ondulada-rugosa	120 Mpa	Cerrada	Sin relleno	Juntas secas
6	57.1°, 186.6°	0.34m	0.96 m	ondulada-rugosa	120 Mpa	Cerrada	Sin relleno	Húmedo pero sin flujo

Tabla 2. Descripción de las discontinuidades (ISRM, 1981). Para la zona 2.

Familia	Orientación (echado, dirección del echado)	Espaciado	Continuidad	Rugosidad	Resistencia de las paredes	Abertura	Relleno	Filtraciones
1	55.41°, 142°	0.87 m	1.96 m	ondulado rugoso	120 Mpa	Cerrada	Sin relleno	Relleno húmedo pero sin flujo
2	76.4°, 225.5°	0.16 m	1.6 m	ondulado rugoso	120 Mpa	Cerrada	Sin relleno	Juntas secas
3	42.5°, 16.0°	0.74 m	2.3 m	ondulada - lisa	30 Mpa	Moderadamente abierta	Limoso-Arenoso	Relleno húmedo pero sin flujo
4	62.6°, 319.4°	0.58 m	1.75 m	ondulada - lisa	50 Mpa	Parcialmente abierta	Limoso-Arenoso	Relleno húmedo pero sin flujo
5	66.4°, 77.8°	N/A	0.5 m	ondulada-rugosa	120 Mpa	Cerrada	Sin relleno	Juntas secas
6	57.1°, 186.6°	0.91 m	1.82 m	ondulada-rugosa	120 Mpa	Parcialmente abierta	Limoso-Arenoso	Juntas secas

Rock Mass Rating (RMR14), Celada et al. 2014

UCS (Mpa)	Discontinuidades por metro	Persistencia - continuidad	Rugosidad	Relleno	Alteración	Alterabilidad	Estado del terreno	Corrección por Túneles	Puntuación Total
5.5	34	4	1	0	1	4	7	-10	46.5
Tipo de sostedimiento según Lowson			Cálculo del módulo de deformación del macizo rocoso (Em) según diferentes autores (RMR)						
Condición geotécnica		Media	Bieniawski, 1978				-7	GPa	
Carga de roca Pr		118.6777851 kN/m2	Gokceoglu, 2003				2.44	GPa	
Espaciamiento entre anclas		1.519230769 metros	Aydan et al. 1997				7.75	GPa	
Espesor del concreto lanzado		20 mm	Read et al. 1999				10.05	GPa	
							Regresión lineal (Sánchez y Lozada, 2020)	7.08	GPa

Índice Q de Barton et al 1974

RQD	Jn	Jr	Jw	Ja	SRF	Puntuación	Calidad del macizo
80	12	1	1	3	5	0.44	Muy mala
Tipo de sostedimiento según Barton			Cálculo del módulo de deformación del macizo rocoso (Em) según diferentes autores (Q)				
Condición geotécnica		Muy mala	Barton, 1992			-8.80	GPa
Avance		3 m	Barton, 2002			8.74	GPa
ESR		1.3	Palmstrom y Singh (2001)			5.78	GPa
Relación Avance/ESR		2.307692308					
Espaciamiento entre anclas		2.5 m					
Espesor del concreto lanzado		4 a 10 cm					
Longitud del ancla		1.8 m					

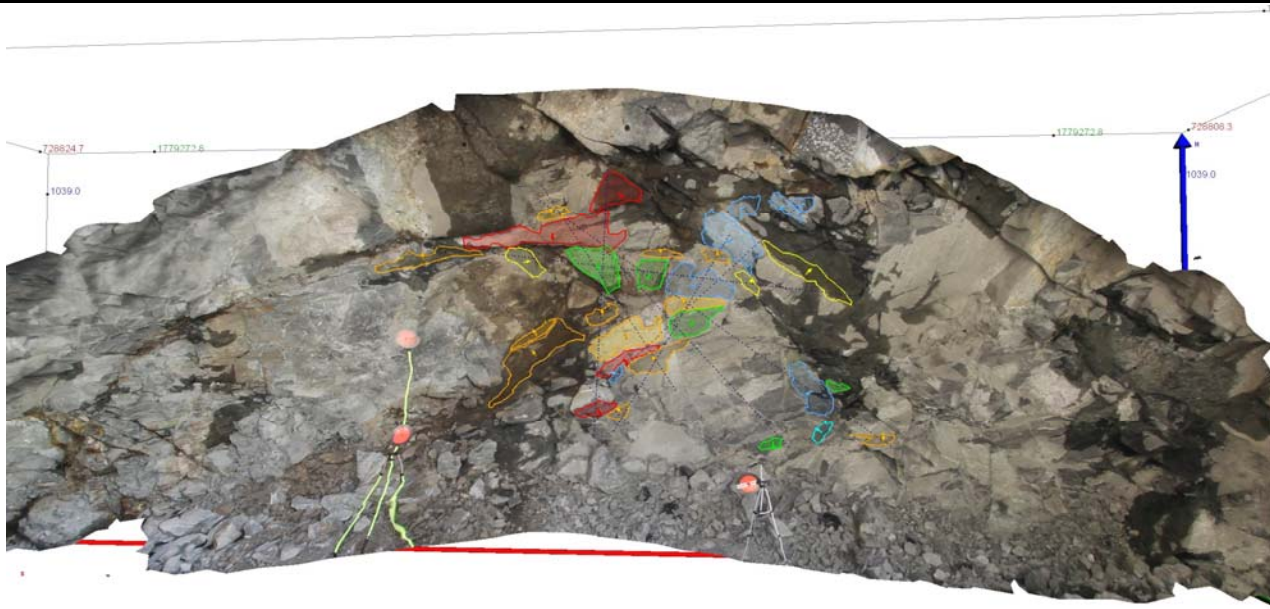
Rock Mass Index. Palmstrom et al 2001

jR	UCS de la roca (qc) MPa	jL	jA	jC	Vb	Jp	D	Puntuación	Calidad del macizo
1.5	100	2	8	0.375	0.61	0.1	0.45	10	Buena
Tipo de sostedimiento según Palmström			Cálculo del módulo de deformación del macizo rocoso (Em) según diferentes autores (Rmi)						
Sr		10.59457803	Palmstrom (1995)			13.31	GPa		
Gc		10	Palmstrom y Singh (2001)			17.58	GPa		
Revestimiento propuesto		Anclas con 2 metros de espaciamiento y 40 mm de concreto lanzado							

Geological strenght index, Hoek y Brown, 1997

Jc	Vb	UCS de la roca (qc) MPa	Coeficiente de daño D=	mi	mb	s	a	Puntuación
0.38	0.61	100	0.7	25	0.7845	0.0001	0.5139	37
Cálculo del módulo de deformación del macizo rocoso (Em) según diferentes autores								
Hoek y Brown, 1997		4.73	GPa					
Hoek, 2002		3.08	GPa					
Hoek 2004		3.52	GPa					
Sonmez et al. (2004)		6.12	GPa					

Modelo ShapeMetrix3D

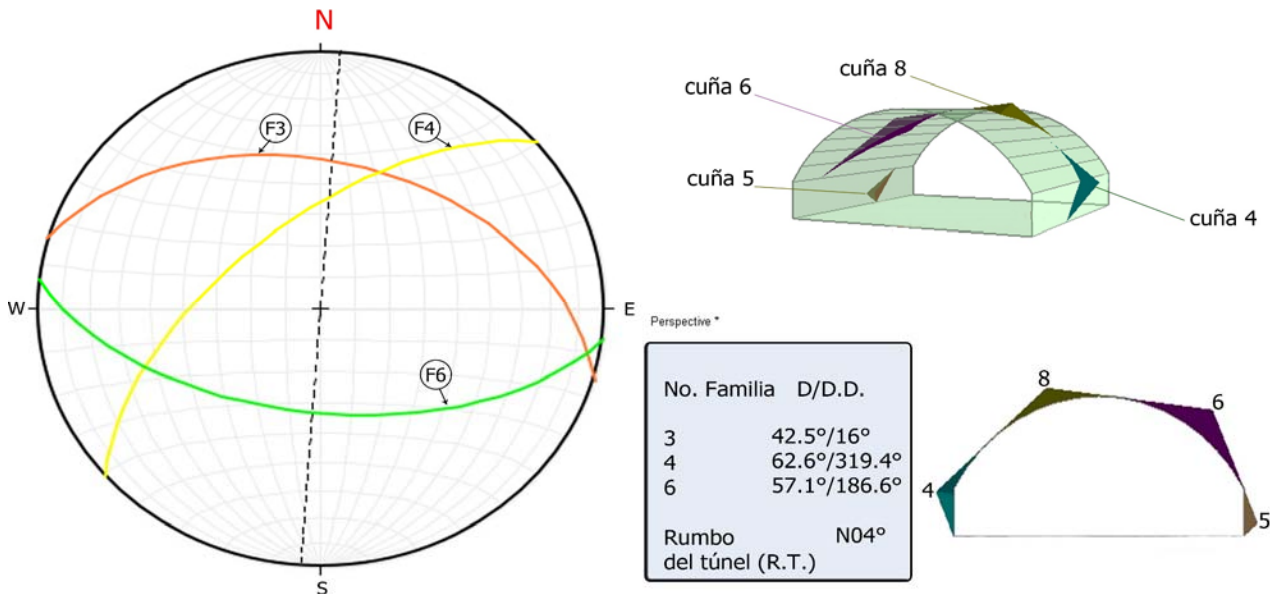


Análisis de cuñas, Túnel San Antonio, cadenamiento 0+187

Para este análisis se utilizó la combinación de 3 de las 6 familias, estas son las familias 3, 4 y 5. Se eligieron estas 3 familias, debido a que dos de ellas (3 y 4) tienen una inclinación en contra de la excavación del túnel, siendo desfavorables; en combinación con la familia 6 que por su rumbo perpendicular al eje del túnel, son la combinación de familias que forman cuñas menos favorables a la estabilidad del túnel.

Consideraciones

Con esta combinación de familias presentes en el Túnel San Antonio, y con ayuda del programa UNWEDGE se infiere la formación de 7 cuñas, sin embargo, ya sea por su tamaño o su posición, solo 4 tienen relevancia para la estabilidad de la excavación. Dos cuñas que se forman en el frente de excavación, una en el piso, dos en los hastiales y dos en la parte superior del túnel. Aunque es importante tener en cuenta todas las cuñas aquí mostradas, la cuña 8 es la que adquiere mayor relevancia, ya que, debido a su posición (en la clave) su factor de seguridad es igual a 0, lo que podría ocasionar caídos de volumen importante, y ser un riesgo importante para la seguridad del personal que labora y de la integridad del túnel.



Ficha de caracterización geológica - geotécnica del túnel San Antonio

Ubicación: Túnel San Antonio, Puerto Escondido, Oaxaca

Cadenamiento: 0+190

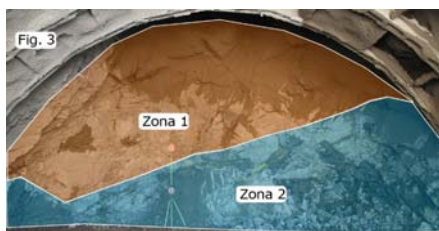
Fecha: 26 de Febrero de 2019

Descripción general del frente:

El frente de excavación se encuentra en un macizo rocoso con distintos grados de fracturamiento, en la parte izquierda y en la clave del frente se aprecia una roca masiva y poco fracturada, mientras que en el centro y parte inferior-central se encuentra muy fracturada.

Se identifican 3 familias principalmente, cuya orientación provocan la formación de bloques de volumen considerable en la clave, además son identificables rasgos estructurales importantes como las discontinuidades (Fig. 1), cuya continuidad va de los 3 metros hasta los 8 metros de longitud, con relleno de material fracturado y arcilla de color marrón. En las Figuras 2, se observa la mayor cantidad de humedad, en esa zona las discontinuidades se encuentran rellenas de material fino color marrón húmedo. Aún no se observa un flujo de agua, pero la humedad puede disminuir la resistencia al corte del material de relleno y desestabilizar el frente.

Se observan dos zonas en el frente, donde el macizo rocoso tiene distintos grados de meteorización. La zona 1 corresponde al macizo rocoso masivo a poco fracturado, mientras que la zona 2 se encuentra muy fracturada y sus discontinuidades tienen características más desfavorables que las de la zona 1. (Fig. 3)



Descripción geológica:

Se encuentran dos unidades litológicas en el frente, la primera unidad se trata de una roca de color verde de grano fino, masiva y muy dura, que contiene minerales como cuarzo, plagioclasa, biotita (mica negra) y hornblenda; se trata de una roca metamórfica corneana de contacto. La segunda unidad es una roca metamórfica llamada esquisto verde pelítico, se encuentra intercalada con la unidad 1, en ciertas zonas, se trata de una roca foliada, tacto jabonoso y textura esquitosa, ésta contiene minerales como cuarzo y biotita en abundancia, así como talco.

Es posible que esta litología se presente debido a una secuencia de sucesos en donde un cuerpo intrusivo (tonalita) que alteró la parte circundante de la roca encajonante (esquisto verde pelítico), dando como resultado la roca corneana de contacto en la aureola entre estos dos cuerpos.

Estructura geológica

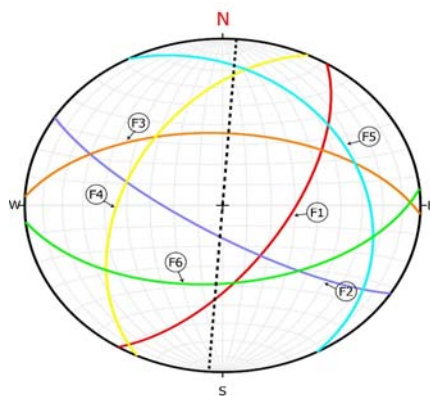
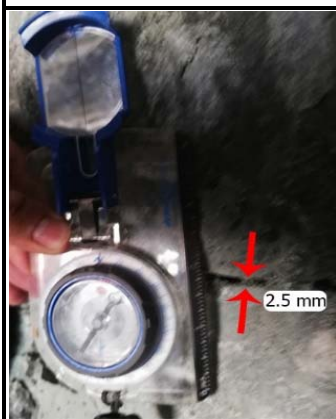
Con ayuda de la herramienta ShapeMetrix 3D, fue posible identificar 6 familias de discontinuidades. Es posible realizar una comparación entre el frente anterior (0+186) y el actual, esto permite observar las variaciones de dirección e inclinación de las familias de discontinuidades respecto al frente excavado del túnel. Las familias 1, 2 y 6 tienen poca variación respecto al frente anterior; mientras que las familias 3, 4 y 5 tienen variaciones importantes, principalmente en la inclinación de las discontinuidades.

En el frente anterior, había dos familias (3 y 4) que se inclinaban en contra del avance de la excavación. En este frente permanece como desfavorable la familia 3, pero la familia 4 cambió la dirección de su echado lo suficiente para evitar inclinarse en contra del avance.

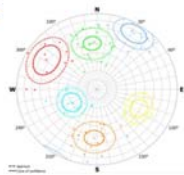
Las demás familias 1, 2, 5 y 6 son formadoras de bloques en combinación con las otras familias, pero no tienen una inclinación desfavorable respecto a la excavación.

Además de los datos de dirección y echado de planos de discontinuidad y fracturas, la herramienta permite conocer el espaciamiento, continuidad y con ciertas mediciones permite conocer el tamaño de los bloques representativos del frente utilizados en la evaluación de la clasificación RMI (Palmstrom, 2001). Los datos de la descripción de las discontinuidades de cada familia y para cada zona se muestran en las tablas 1 y 2.

Para clasificar el macizo rocoso, mediante las clasificaciones RMR, índice Q y RMI, se tomaron los datos de las familias con las características más desfavorables para la estabilidad de la excavación o en ocasiones un promedio de estas, para acercarse lo más posible a la realidad.



No. Familia	D/D.D.
1	63.3°/121.8°
2	76.3°/211.9°
3	54.3°/3°
4	48.5°/295.6°
5	29.5°/61.5°
6	51.3°/174.3°
Rumbo del túnel (R.T.)	
N04°	



Descripción de las discontinuidades y clasificación geomecánica del frente

Tabla 1. Descripción de las discontinuidades (ISRM, 1981). Para la zona 1.

Familia	Orientación (echado, dirección del echado)	Espaciado	Continuidad	Rugosidad	Resistencia de las paredes	Abertura	Relleno	Filtraciones
1	63.3°, 121.8°	1.90 m	0.93 m	plana-rugosa	100 Mpa	Parcialmente abierta	Arenoso	Húmedo pero sin flujo
2	76.3°, 211.9°	0.32 m	0.82 m	ondulado rugoso	120 Mpa	Cerrada	Sin relleno	Juntas secas
3	54.3°, 3.0°	0.82 m	1.37 m	ondulado rugoso	120 Mpa	Cerrada	Sin relleno	Relleno húmedo sin flujo
4	48.5°, 295.6°	1.07 m	0.87 m	ondulado rugoso	120 Mpa	Cerrada	Sin relleno	Juntas secas
5	29.5°, 61.5°	0.80 m	1.13 m	plana-rugosa	100 Mpa	Parcialmente abierta	Arenoso	Húmedo pero sin flujo
6	51.3°, 174.3°	0.47m	0.86 m	ondulada-rugosa	120 Mpa	Cerrada	Sin relleno	Húmedo pero sin flujo

Table 2.Descripción de las discontinuidades (ISRM, 1981). Para la zona 2.

Familia	Orientación (echado, dirección del echado)	Espaciado	Continuidad	Rugosidad	Resistencia de las paredes	Abertura	Relleno	Filtraciones
1	63.3°, 121.8°	No está presente en la zona	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A
2	76.3°, 211.9°	0.15 m	2.8 m	Plana-lisa	50 Mpa	Parcialmente abierta	Sin relleno	Juntas secas
3	54.3°, 3.0°	0.59 m	1.38 m	Plana-lisa	30 Mpa	Moderadamente abierta	Limoso-Arenoso	Relleno húmedo pero sin flujo
4	48.5°, 295.6°	0.40 m	1.11 m	ondulada - lisa	50 Mpa	Cerrada	Limoso-arillosos	Juntas secas
5	29.5°, 61.5°	N/A	4.15 m	Plana-lisa	30 Mpa	Moderadamente abierta	Sin relleno	Relleno húmedo pero sin flujo
6	51.3°, 174.3°	0.54 m	1.15 m	ondulada-rugosa	120 Mpa	Cerrada	Limoso-Arenoso	Relleno húmedo pero sin flujo

Rock Mass Rating (RMR14), Celada et al. 2014

UCS (Mpa)	Discontinuidades por metro	Persistencia - continuidad	Rugosidad	Relleno	Alteración	Alterabilidad	Estado del terreno	Corrección por Túneles	Puntuación Total
5.5	34	2	1	2	1	4	7	-5	51.5
Tipo de sostedimiento según Lowson			Cálculo del módulo de deformación del macizo rocoso (Em) según diferentes autores (RMR)						
Condición geotécnica		Media	Bieniawski, 1978				3	GPa	
Carga de roca Pr		107.5864034 kN/m2	Gokceoglu, 2003				3.56	GPa	
Espaciamiento entre anclas		1.711538462 metros	Aydan et al. 1997				11.13	GPa	
Espesor del concreto lanzado		20 mm	Read et al. 1999				13.66	GPa	
			Regresión lineal (Sánchez y Lozada, 2020)				9.28	GPa	

Índice Q de Barton et al 1974

RQD	Jn	Jr	Jw	Ja	SRF	Puntuación	Calidad del macizo
80	12	1	1	3	5	0.44	Muy mala
Tipo de sostedimiento según Barton			Cálculo del módulo de deformación del macizo rocoso (Em) según diferentes autores (Q)				
Condición geotécnica		Muy mala	Barton, 1992			-8.80	GPa
Avance		3 m	Barton, 2002			8.74	GPa
ESR		1.3	Palmstrom y Singh (2001)			5.78	GPa
Relación Avance/ESR		2.307692308					
Espaciamiento entre anclas		2.5 m					
Espesor del concreto lanzado		4 a 10 cm					
Longitud del ancla		1.8 m					

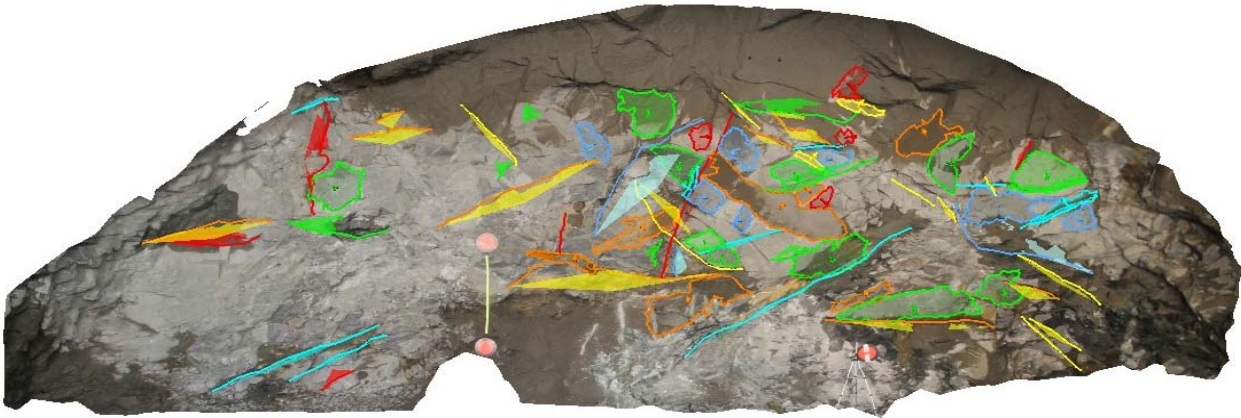
Rock Mass Index. Palmstrom et al 2001

jR	UCS de la roca (qc) MPa	jL	JA	Jc	Vb	Jp	D	Puntuación	Calidad del macizo
1.5	100	2	8	0.375	0.09	0.04	0.045	4	Buena
Tipo de sostedimiento según Palmström			Cálculo del módulo de deformación del macizo rocoso (Em) según diferentes autores (RMI)						
Sr		19.92243788	Palmstrom (1995)			9.43	GPa		
Gc		4	Palmstrom y Singh (2001)			12.19	GPa		
Revestimiento propuesto		Anclas con 2 m de espaciamiento con 50 mm de concreto lanzado							

Geological strenght index, Hoek y Brown, 1997

Jc	Vb	UCS de la roca (qc) MPa	Coficiente de daño D=	mi	mb	s	a	Puntuación
0.38	0.09	100	0.7	25	0.8288	0.0001	0.5130	38
Cálculo del módulo de deformación del macizo rocoso (Em) según diferentes autores								
Hoek y Brown, 1997		5.01	GPa					
Hoek, 2002		3.26	GPa					
Hoek 2004		3.76	GPa					
Sonmez et al. (2004)		6.33	GPa					

Modelo ShapeMetrix3D

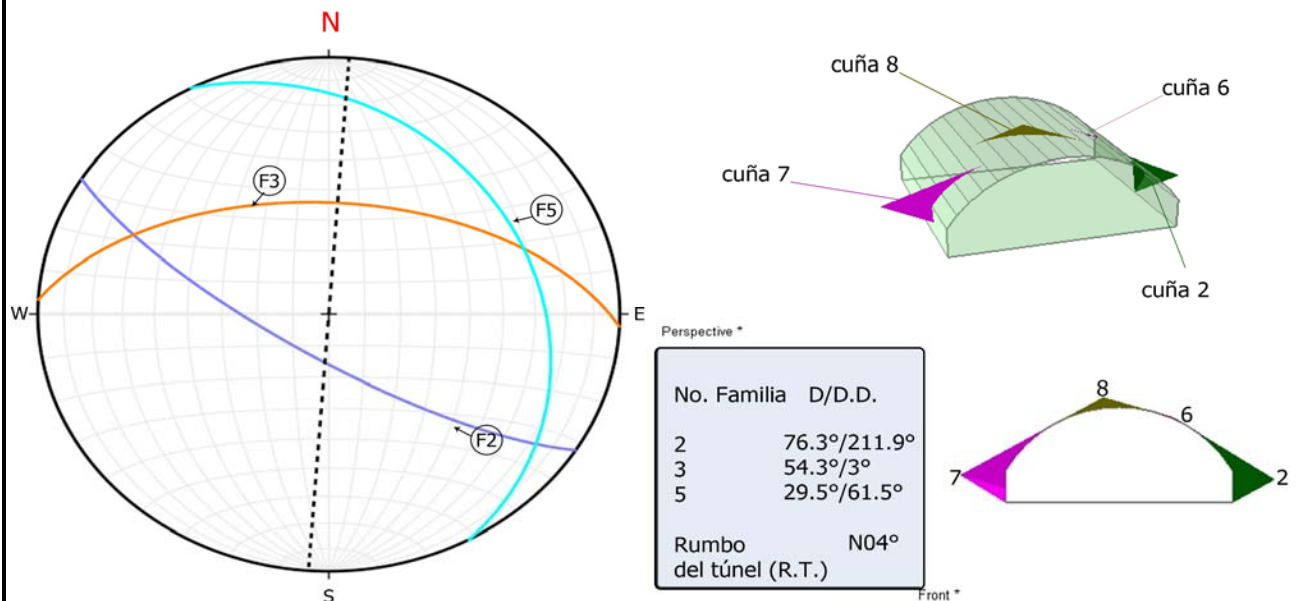


Análisis de cuñas, Túnel San Antonio, cadenamiento 0+190

Para este análisis se utilizó la combinación de 3 de las 6 familias, estas son las familias 2, 3 y 5. Se eligieron estas 3 familias, debido a que la familia 3 tiene una inclinación en contra de la excavación del túnel, siendo desfavorable; en combinación con las familias 2 y 5 dan como resultado las cuñas con mayor tamaño y relevancia para la estabilidad del túnel.

Consideraciones

Con esta combinación de familias presentes en el Túnel San Antonio, y con ayuda del programa UNWEDGE se infiere la formación de 7 cuñas, sin embargo, ya sea por su tamaño o su posición, solo 4 tienen relevancia para la estabilidad de la excavación. Dos cuñas que se forman en la clave del túnel y dos en los hastiales. Aunque es importante tener en cuenta todas las cuñas aquí mostradas, la cuña 8 es la que adquiere mayor relevancia, ya que, debido a su posición (en la clave) su factor de seguridad es igual a 0, lo que podría ocasionar caídos de volumen importante, y ser un riesgo importante para la seguridad del personal que labora y de la integridad del túnel.



Ficha de caracterización geológica - geotécnica del túnel San Antonio

Ubicación: Túnel San Antonio, Puerto Escondido, Oaxaca

Cadenamiento:

0+193

Fecha:

28 de Febrero de 2019

Descripción general del frente:

El frente de excavación se encuentra en un macizo rocoso con distintos grados de fracturamiento, en la parte izquierda y en la parte central del frente se aprecia una roca masiva y moderadamente fracturada, mientras que en la parte de ñla clave y derecha del frente se encuentra muy fracturado.

Se identifican 3 familias principalmente, cuya orientación provocan la formación de bloques de volumen considerable en la clave, además son identificables rasgos estructurales importantes como las discontinuidades (Fig. 1), cuya continuidad va de los 4 - 5 metros, cuyo relleno se caracteriza por material suelto, desintegrado y manchas de material fino color marrón. En las Figuras 2, se observa la mayor cantidad de humedad, en esa zona las discontinuidades se encuentran rellenas de material fino color marrón húmedo. Aún no se observa un flujo de agua, pero la humedad puede disminuir la resistencia al corte del material de relleno y desestabilizar el frente.

Se observan dos zonas en el frente, donde el macizo rocosos tiene distintos grados de meteorización. La zona 1 corresponde al macizo rocoso masivo a poco fracturado, mientras que la zona 2 se encuentra muy fracturada y sus discontinuidades tienen características más desfavorables que las de la zona 1. (Fig. 3)



Descripción geológica:

Se encuentran dos unidades litológicas en el frente, la primer unidad se trata de una roca de color verde de grano fino, masiva y muy dura, que contiene minerales como cuarzo, plagioclasa, biotita (mica negra) y hornblenda; se trata de una roca metamórfica corneana de contacto. La segunda unidad es una roca metamórfica llamada esquisto verde pelítico, se encuentra intercalada con la unidad 1, en ciertas zonas, se trata de una roca foliada, tacto jabonoso y textura esquitosa, ésta contiene minerales como cuarzo y biotita en abundancia, así como talco.

Es posible que esta litología se presente debido a una secuencia de sucesos en donde un cuerpo intrusivo (tonalita) que alteró la parte circundante de la roca encajonante (esquisto verde pelítico), dando como resultado la roca corneana de contacto en la aureola entre estos dos cuerpos.

Estructura geológica

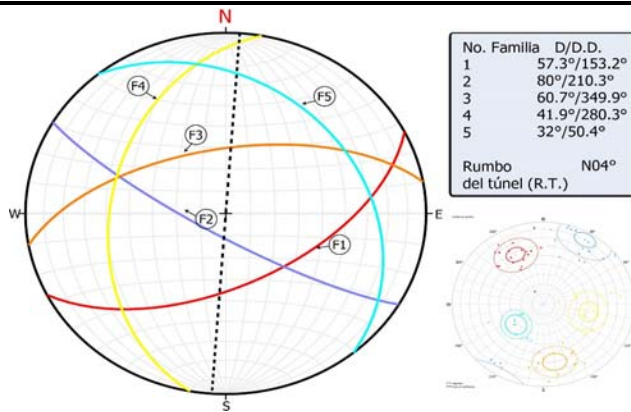
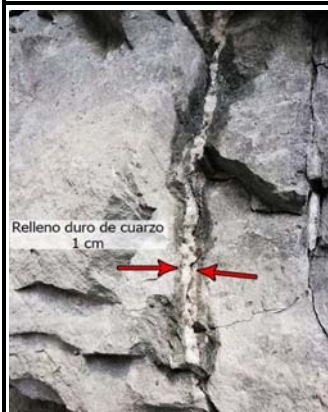
Con ayuda de la herramienta ShapeMetrix 3D, fue posible identificar 5 familias de discontinuidades. Es posible realizar una comparación entre el frente anterior (0+190) y el actual, esto permite observar las variaciones de dirección e inclinación de las familias de discontinuidades respecto frente excavado del túnel. Las familias 1 y 6 formaron una sola familia; las demás familias no tienen cambios realmente importantes.

Como en el frente anterior, permanece como desfavorable la familia 3 y la familia 4 cambio la dirección de su echado lo suficiente para tener un rumbo paralelo al eje del túnel, una condición muy desfavorable según la clasificación RMR.

La demás familias 2 y 5 son formadoras de bloques en combinación con las otras familias, pero no tienen una inclinación desfavorable respecto a la excavación.

Además de los datos de dirección y echado de planos de discontinuidad y fracturas, la herramienta permite conocer el espaciamiento, continuidad y con ciertas mediciones permite conocer el tamaño de los bloques representativos del frente utilizados en la evaluación de la clasificación Rmi (Palmstrom, 2001). Los datos de la descripción de las discontinuidades de cada familia y para cada zona se muestran en las tablas 1 y 2.

Para clasificar el macizo rocoso, mediante las clasificaciones RMR, índice Q y Rmi, se tomaron los datos de las familias con las características más desfavorables para la estabilidad de la excavación o en ocasiones un promedio de estas, para acercarse lo más posible a la realidad.



Descripción de las discontinuidades y clasificación geomecánica del frente

Tabla 1. Descripción de las discontinuidades (ISRM, 1981). Para la zona 1.

Familia	Orientación (echado, dirección del echado)	Espaciado	Continuidad	Rugosidad	Resistencia de las paredes	Abertura	Relleno	Filtraciones
1	57.3°, 153.2°	0.46 m	1.29 m	ondulado rugoso	120 MPa	Cerrada	Sin relleno	Húmedo pero sin flujo
2	80°, 210.3°	0.31 m	0.78 m	ondulado rugoso	100 MPa	Moderadamente abierta	Cuarzo	Húmedo pero sin flujo
3	60.7°, 349.9°	0.69 m	1.05 m	ondulado rugoso	120 MPa	Parcialmente abierta	Limoso-Arenoso	Relleno húmedo sin flujo
4	41.9°, 280.3°	0.84 m	0.87 m	ondulado rugoso	120 MPa	Cerrada	Sin relleno	Húmedo pero sin flujo
5	32°, 50.4°	1.64 m	1.40 m	ondulado rugoso	120 MPa	Cerrada	Arenoso	Húmedo pero sin flujo

Tabla 2. Descripción de las discontinuidades (ISRM, 1981). Para la zona 2.

Familia	Orientación (echado, dirección del echado)	Espaciado	Continuidad	Rugosidad	Resistencia de las paredes	Abertura	Relleno	Filtraciones
1	57.3°, 153.2°	0.87 m	1.96 m	ondulada - lisa	50 MPa	Parcialmente abierta	Limoso-arcilloso	Relleno húmedo pero sin flujo
2	80°, 210.3°	0.16 m	1.6 m	Plana rugosa	50 MPa	Parcialmente abierta	Material triturado	Relleno húmedo pero sin flujo
3	60.7°, 349.9°	0.74 m	2.3 m	ondulada - lisa	50 MPa	Parcialmente abierta	Limoso-arcilloso	Relleno húmedo pero sin flujo
4	41.9°, 280.3°	0.58 m	1.75 m	ondulada - lisa	30 MPa	Parcialmente abierta	Limoso-Arenoso	Relleno húmedo pero sin flujo
5	32°, 50.4°	N/A	0.5 m	ondulada - lisa	50 MPa	Parcialmente abierta	Limoso-arcilloso	Relleno húmedo pero sin flujo

Rock Mass Rating (RMR14), Celada et al. 2014

UCS (MPa)	Discontinuidades por metro	Persistencia - continuidad	Rugosidad	Relleno	Alteración	Alterabilidad	Estado del terreno	Corrección por Túneles	Puntuación Total
7	34	4	1	2	1	4	7	-5	55
Tipo de sostedimiento según Lowson				Cálculo del módulo de deformación del macizo rocoso (Em) según diferentes autores (RMR)					
Condición geotécnica		Media		Bieniawski, 1978		10		GPa	
Carga de roca Pr		99.82243611 kN/m2		Gokceoglu, 2003		4.64		GPa	
Espaciamiento entre anclas		1.846153846 metros		Aydan et al. 1997		14.05		GPa	
Espesor del concreto lanzado		20 mm		Read et al. 1999		16.64		GPa	
				Regresión lineal (Sánchez y Lozada, 2020)		11.21		GPa	

Índice Q de Barton et al 1974

RQD	Jn	Jr	Jw	Ja	SRF	Puntuación	Calidad del macizo		
80	12	1.5	1	2	5	1.00	Mala		
Tipo de sostedimiento según Barton				Cálculo del módulo de deformación del macizo rocoso (Em) según diferentes autores (Q)					
Condición geotécnica		Mala		Barton, 1992		0.00		GPa	
Avance		3 m		Barton, 2002		11.45		GPa	
ESR		1.3		Palmstrom y Singh (2001)		8.00		GPa	
Relación Avance/ESR		2.307692308							
Espaciamiento entre anclas		2.5 m							
Espesor del concreto lanzado		4 a 10 cm							
Longitud del ancla		1.8 m							

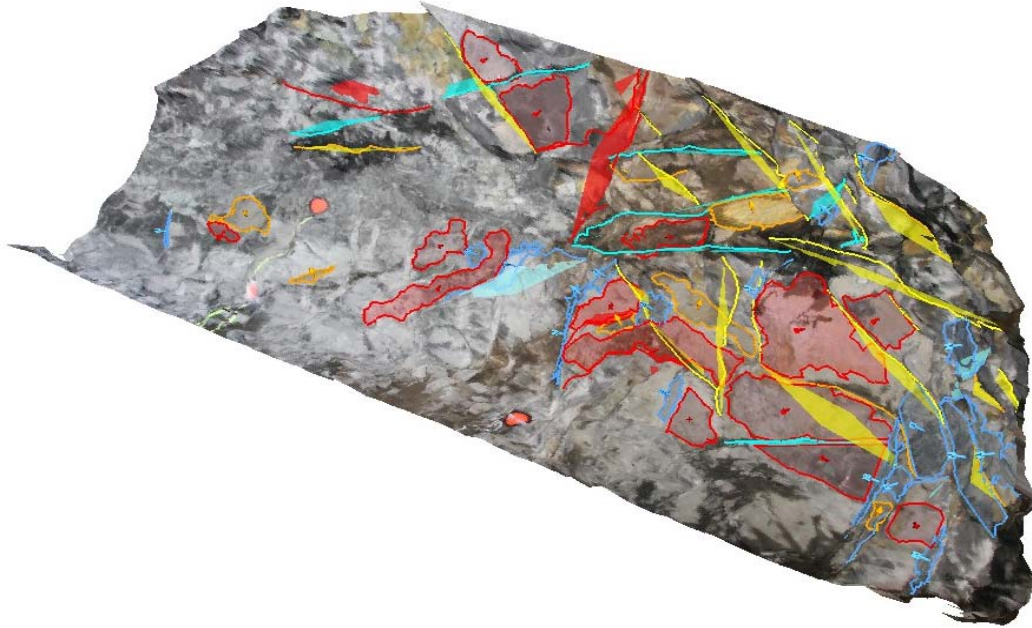
Rock Mass Index. Palmstrom et al 2001

JR	UCS de la roca (qc) MPa	JL	JA	JC	Vb	Jp	D	Puntuación	Calidad del macizo
1.5	150	2	4	0.75	0.01	0.07	0.4	10.5	Buena
Tipo de sostedimiento según Palmström				Cálculo del módulo de deformación del macizo rocoso (Em) según diferentes autores (RMI)					
Sr		41.13793707		Palmstrom (1995)		13.56		GPa	
Gc		10.5		Palmstrom y Singh (2001)		17.93		GPa	
Revestimiento propuesto		Anclas con 2 m de espaciamiento con 40 mm de concreto lanzado							

Geological strenght index, Hoek y Brown, 1997

Jc	Vb	UCS de la roca (qc) MPa	Coficiente de daño D=	mi	mb	s	a	Puntuación
0.75	0.01	150	0.7	25	1.6026	0.0007	0.5057	50
1								
Hoek y Brown, 1997		12.25		GPa				
Hoek, 2002		6.50		GPa				
Hoek 2004		8.10		GPa				
Sonmez et al. (2004)		13.85		GPa				

Modelo ShapeMetrix3D

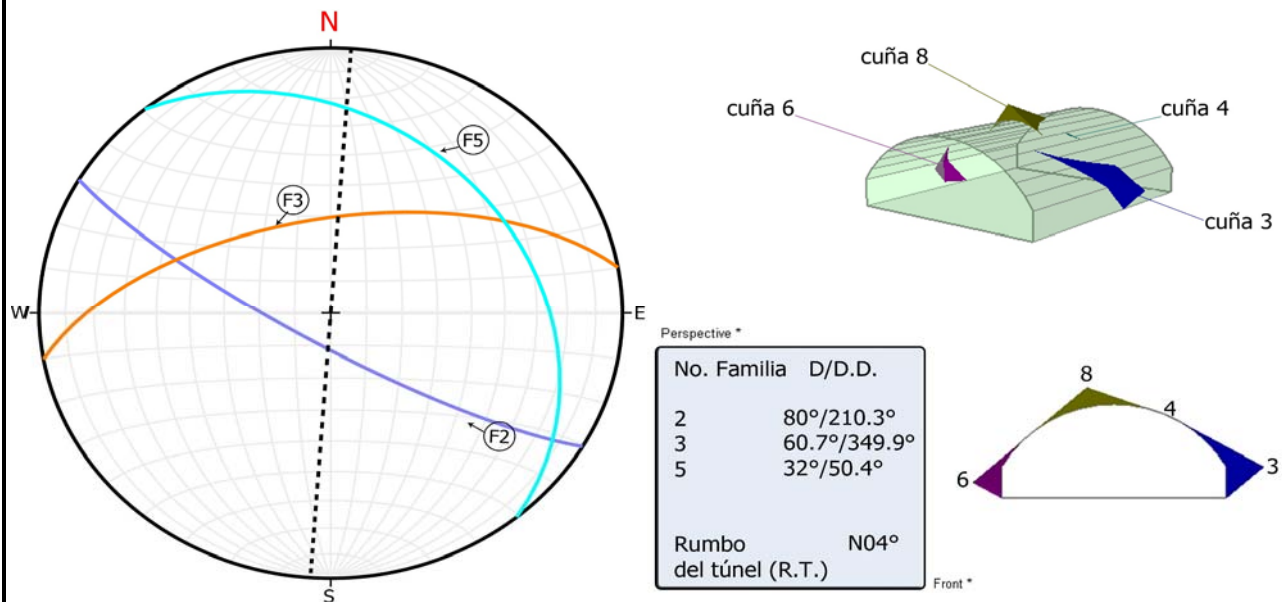


Análisis de cuñas, Túnel San Antonio, cadenamiento 0+193

Para este análisis se utilizó la combinación de 3 de las 6 familias, estas son las familias 2, 3 y 5. Se eligieron estas 3 familias, debido a que la familia 3 tiene una inclinación en contra de la excavación del túnel, siendo desfavorable; en combinación con las familias 2 y 5 dan como resultado las cuñas con mayor tamaño y relevancia para la estabilidad del túnel.

Consideraciones

Con esta combinación de familias presentes en el Túnel San Antonio, y con ayuda del programa UNWEDGE se infiere la formación de 7 cuñas, sin embargo, ya sea por su tamaño o su posición, solo 4 tienen relevancia para la estabilidad de la excavación. Dos cuñas que se forman en la clave del túnel y dos en los hastiales. Aunque es importante tener en cuenta todas las cuñas aquí mostradas, la cuña 8 es la que adquiere mayor relevancia, ya que, debido a su posición (en la clave) su factor de seguridad es igual a 0, lo que podría ocasionar caídos de volumen importante, y ser un riesgo importante para la seguridad del personal que labora y de la integridad del túnel.



Ficha de caracterización geológica - geotécnica del túnel San Antonio

Ubicación: Túnel San Antonio, Puerto Escondido, Oaxaca

Cadenamiento:

0+196

Fecha:

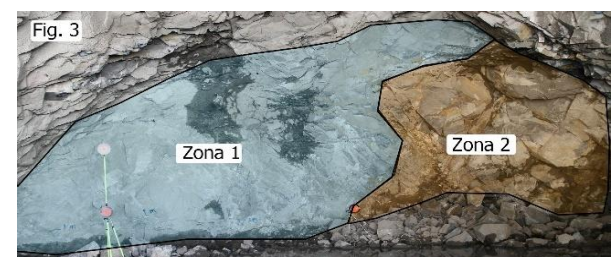
16 de marzo de 2019

Descripción general del frente:

El frente de excavación se encuentra en un macizo rocoso con distintos grados de fracturamiento, en la parte izquierda y en la parte central del frente se aprecia una roca masiva y poco fracturada, mientras que en la parte derecha del frente se encuentra muy fracturado.

Se identifican 3 familias principalmente, cuya orientación provocan la formación de bloques de volumen considerable en la clave, además son identificables rasgos estructurales importantes como las discontinuidades dibujadas sobre el frente (Fig. 1), cuya continuidad va de los 4 - 5 metros hasta los 8 metros (verde y azul) de longitud, cuyo relleno se caracteriza por material suelto, desintegrado y manchas de material fino color marrón. En las Figuras 2, se observa la mayor cantidad de humedad, en esa zona las discontinuidades se encuentran rellenas de material fino color marrón húmedo. Aún no se observa un flujo de agua, pero la humedad puede disminuir la resistencia al corte del material de relleno y desestabilizar el frente.

Se observan dos zonas en el frente, donde el macizo rocoso tiene distintos grados de meteorización. La zona 1 corresponde al macizo rocoso masivo a poco fracturado, mientras que la zona 2 se encuentra muy fracturada y sus discontinuidades tienen características más desfavorables que las de la zona 1. (Fig. 3)



Descripción geológica:

Se encuentran dos unidades litológicas en el frente, la primera unidad se trata de una roca de color verde de grano fino, masiva y muy dura, que contiene minerales como cuarzo, plagioclasa, biotita (mica negra) y hornblenda; se trata de una roca metamórfica corneana de contacto. La segunda unidad es una roca metamórfica llamada esquisto verde pelítico, se encuentra intercalada con la unidad 1, en ciertas zonas, se trata de una roca foliada, tacto jabonoso y textura esquistosa, ésta contiene minerales como cuarzo y biotita en abundancia, así como talco.

Es posible que esta litología se presente debido a una secuencia de sucesos en donde un cuerpo intrusivo (tonalita) que alteró la parte circundante de la roca encajonante (esquisto verde pelítico), dando como resultado la roca corneana de contacto en la aureola entre estos dos cuerpos.

Estructura geológica

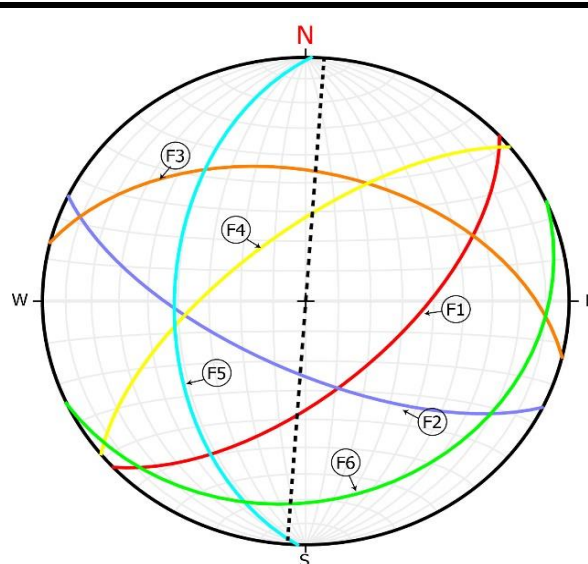
Con ayuda de la herramienta ShapeMetrix 3D, fue posible identificar 6 familias de discontinuidades. Es posible realizar una comparación entre el frente anterior (0+193) y el actual, esto permite observar las variaciones de dirección e inclinación de las familias de discontinuidades respecto al frente excavado del túnel. Las familias 5 y 6 son las que tuvieron mayor variación, la familia 5 cambió totalmente en su dirección de echado, de oeste hacia este, mientras que la familia 6 no se encontraba en el frente anterior.

Como en el frente anterior, permanece como desfavorable la familia 3, mientras que la familia 5 tiene un rumbo paralelo al eje del túnel, una condición muy desfavorable según la clasificación RMR.

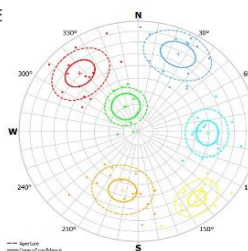
Las demás familias 2 y 5 son formadoras de bloques en combinación con las otras familias, pero no tienen una inclinación desfavorable respecto a la excavación.

Además de los datos de dirección y echado de planos de discontinuidad y fracturas, la herramienta permite conocer el espaciamiento, continuidad y con ciertas mediciones permite conocer el tamaño de los bloques representativos del frente utilizados en la evaluación de la clasificación RMi (Palmstrom, 2001). Los datos de la descripción de las discontinuidades de cada familia y para cada zona se muestran en las tablas 1 y 2.

Para clasificar el macizo rocoso, mediante las clasificaciones RMR, índice Q y RMi, se tomaron los datos de las familias con las características más desfavorables para la estabilidad de la excavación o en ocasiones un promedio de estas, para acercarse lo más posible a la realidad.



No. Familia	D/D.D.
1	61.3°/137.2°
2	66.9°/205.7°
3	46.2°/13.6°
4	67.5°/320.9°
5	48.8°/271.5°
6	20.2°/155.6°
Rumbo del túnel (R.T.)	
N04°	



Descripción de las discontinuidades y clasificación geomecánica del frente

Tabla 1. Descripción de las discontinuidades (ISRM, 1981). Para la zona 1.

Familia	Orientación (echado, dirección del echado)	Espaciado	Continuidad	Rugosidad	Resistencia de las paredes	Abertura	Relleno	Filtraciones
1	61.3°, 137.2°	1.01 m	0.97 m	ondulado rugoso	120 MPa	Cerrada	Sin relleno	Juntas secas
2	66.9°, 205.7°	1.02 m	1.01 m	ondulado rugoso	100 MPa	Cerrada	Sin relleno	Juntas secas
3	46.2°, 13.6°	0.80 m	0.94 m	ondulado rugoso	120 MPa	Cerrada	Sin relleno	Juntas secas
4	67.5°, 320.9°	0.72 m	0.95 m	ondulado rugoso	120 MPa	Parcialmente abierta	Manchado	Húmedo pero sin flujo
5	48.8°, 271.5°	0.93 m	1.31 m	ondulado rugoso	120 MPa	Cerrada	Sin relleno	Juntas secas
6	20.2°, 155.6°	0.52 m	0.94 m	ondulado rugoso	120 MPa	Parcialmente abierta	Sin relleno	Húmedo pero sin flujo

Tabla 2. Descripción de las discontinuidades (ISRM, 1981). Para la zona 2.

Familia	Orientación (echado, dirección del echado)	Espaciado	Continuidad	Rugosidad	Resistencia de las paredes	Abertura	Relleno	Filtraciones
1	61.3°, 137.2°	0.89 m	0.64 m	Suave-liso	30 MPa	Moderadamente abierta	Arenoso-limoso	Relleno húmedo pero sin flujo
2	66.9°, 205.7°	0.37 m	1.0 m	Suave-liso	30 MPa	Moderadamente abierta	Limoso-arenoso	Relleno húmedo pero sin flujo
3	46.2°, 13.6°	1.36 m	0.54 m	ondulada - lisa	100 MPa	Parcialmente abierta	Manchado	Juntas secas
4	67.5°, 320.9°	0.80 m	0.67 m	ondulada - lisa	100 MPa	Parcialmente abierta	Sin relleno	Juntas secas
5	48.8°, 271.5°	0.68 m	1.42 m	Suave-liso	30 MPa	Moderadamente abierta	Limoso-Arenoso	Relleno húmedo pero sin flujo
6	20.2°, 155.6°	0.20 m	0.53 m	ondulada - lisa	100 MPa	Parcialmente abierta	Sin relleno	Juntas secas

Rock Mass Rating (RMR14), Celada et al. 2014

UCS (Mpa)	Discontinuidades por metro	Persistencia - continuidad	Rugosidad	Relleno	Alteración	Alterabilidad	Estado del terreno	Corrección por Túneles	Puntuación Total
7	32	4	1	2	1	4	7	-12	46
Tipo de sostedimiento según Lowson				Cálculo del módulo de deformación del macizo rocoso (Em) según diferentes autores (RMR)					
Condición geotécnica		Media		Bieniawski, 1978		-8		GPa	
Carga de roca Pr		93.16761		kN/m2		Gokceoglu, 2003		2.35	
Espaciamiento entre anclas		1.961538		metros		Aydan et al. 1997		7.46	
Espesor del concreto lanzado		20		mm		Read et al. 1999		9.73	
				Regresión lineal (Sánchez y Lozada, 2020)		6.89		GPa	

Índice Q de Barton et al 1974

RQD	Jn	Jr	Jw	Ja	SRF	Puntuación	Calidad del macizo
80	12	1.5	1	2	5	1.00	Mala
Tipo de sostedimiento según Barton				Cálculo del módulo de deformación del macizo rocoso (Em) según diferentes autores (Q)			
Condición geotécnica		Roca mala clase D		Barton, 1992		0.00	
Avance		3		m		Barton, 2002	
ESR		1.3		Palmstrom y Singh (2001)		8.00	
Relación Avance/ESR		2.3076392					
Espaciamiento entre anclas		1.3 a 1.7		m			
Espesor del concreto lanzado		4 a 10		cm			
Longitud del ancla		1.8		m			

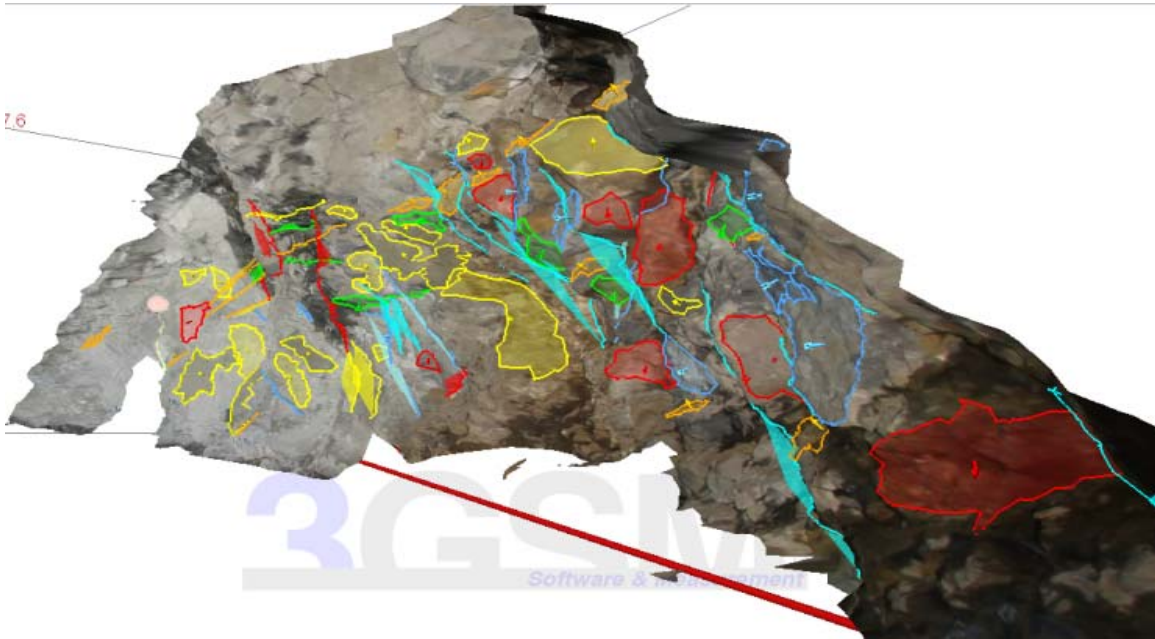
Rock Mass Index. Palmstrom et al 2001

jR	UCS de la roca (qc) MPa	jL	jA	jC	Vb	Jp	D	Puntuación	Calidad del macizo
1.5	150	2	6	0.5	0.508	0.106	0.425	15.9	Muy buena
Tipo de sostedimiento según Palmström				Cálculo del módulo de deformación del macizo rocoso (Em) según diferentes autores (RMI)					
Sr		3.215793		Palmstrom (1995)		15.85		GPa	
Gc		15.90488		Palmstrom y Singh (2001)		21.17		GPa	
Revestimiento propuesto		Anclas puntuales							

Geological strenght index, Hoek y Brown, 1997

Jc	Vb	UCS de la roca (qc) MPa	Coficiente de daño D=	mi	mb	s	a	Puntuación	
0.5	0.508	150	0.7	25	0.9251	0.0002	0.5114	40	
1									
Hoek y Brown, 1997		6.89		GPa					
Hoek, 2002		3.66		GPa					
Hoek 2004		4.27		GPa					
Sonmez et al. (2004)		10.13		GPa					

Modelo ShapeMetrix3D

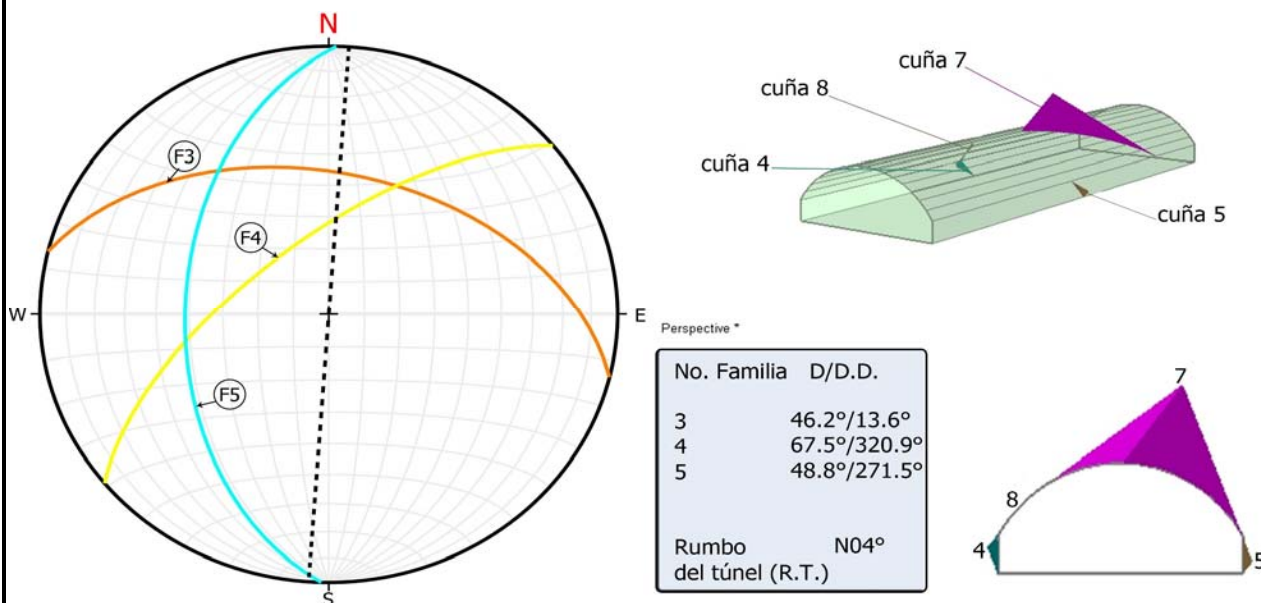


Análisis de cuñas, Túnel San Antonio, cadenamiento 0+196

Para este análisis se utilizó la combinación de 3 de las 6 familias, estas son las familias 3, 4 y 5. Se eligieron estas 3 familias, debido a que la familia 3 tiene una inclinación en contra de la excavación del túnel, siendo desfavorable; además, la familia 5 tiene un rumbo paralelo al eje del túnel, por lo que es la condición menos favorable según el RMR, en combinación con la familia 4 dan como resultado las cuñas con mayor tamaño y relevancia para la estabilidad del túnel.

Consideraciones

Con esta combinación de familias presentes en el Túnel San Antonio, y con ayuda del programa UNWEDGE se infiere la formación de 7 cuñas, sin embargo, ya sea por su tamaño o su posición, solo 4 tienen relevancia para la estabilidad de la excavación. Dos cuñas que se forman en la clave del túnel y dos en los hastiales. Aunque es importante tener en cuenta todas las cuñas aquí mostradas, la cuña 8 es la que debe tenerse en vigilancia, debido a que su factor de seguridad es igual a 0, lo que podría ocasionar caídos y ser un riesgo importante para la seguridad del personal que labora y de la integridad del túnel. Además la cuña 7 es de un tamaño considerable, y tiene un factor de seguridad de 3, que podría, si su tratamiento de estabilización (anclaje) no es el correcto, o su tiempo de colocación es demasiado, causar problemas a la integridad del túnel.



Ficha de caracterización geológica - geotécnica del túnel San Antonio

Ubicación: Túnel San Antonio, Puerto Escondido, Oaxaca

Cadenamiento: 0+199

Fecha: 25 de Marzo de 2019

Descripción general del frente:

El frente de excavación se encuentra en un macizo rocoso con distintos grados de fracturamiento, en la parte izquierda y central del frente se aprecia una roca masiva y poco fracturada, mientras que en la parte derecha se encuentra muy fracturado.

Se identifican 3 familias principalmente, cuya orientación provocan la formación de bloques de volumen considerable en la clave, además son identificables rasgos estructurales importantes (Fig. 1), cuya continuidad va de los 4 - 5 m hasta los 8 m de longitud, cuyo relleno se caracteriza por material suelto, desintegrado y manchas de material fino color marrón. En las Figuras 2, se observa la mayor cantidad de humedad, en esa zona las discontinuidades se encuentran rellenas de material fino color marrón húmedo. Aún no se observa un flujo de agua, pero la humedad puede disminuir la resistencia al corte del material de relleno y desestabilizar el frente.

Se observan dos zonas en el frente, donde el macizo rocoso tiene distintos grados de meteorización. La zona 1 corresponde al macizo rocoso masivo a poco fracturado, mientras que la zona 2 se encuentra muy fracturada y sus discontinuidades tienen características más desfavorables que las de la zona 1. (Fig. 3)



Descripción geológica:

Se encuentran una unidad litológica en el frente, se trata de una roca de color verde de grano fino, masiva y muy dura, que contiene minerales como cuarzo, plagioclasa, biotita (mica negra) y hornblenda; se trata de una roca metamórfica corneana de contacto.

Es posible que esta litología se presente debido a una secuencia de sucesos en donde un cuerpo intrusivo (tonalita) que alteró la parte circundante de la roca encajonante (esquisto verde pelítico), dando como resultado la roca corneana de contacto en la aureola entre estos dos cuerpos.

Estructura geológica

Con ayuda de la herramienta ShapeMetrix 3D, fue posible identificar 5 familias de discontinuidades. Es posible realizar una comparación entre el frente anterior (0+196) y el actual, esto permite observar las variaciones de dirección e inclinación de las familias de discontinuidades respecto frente excavado del túnel.

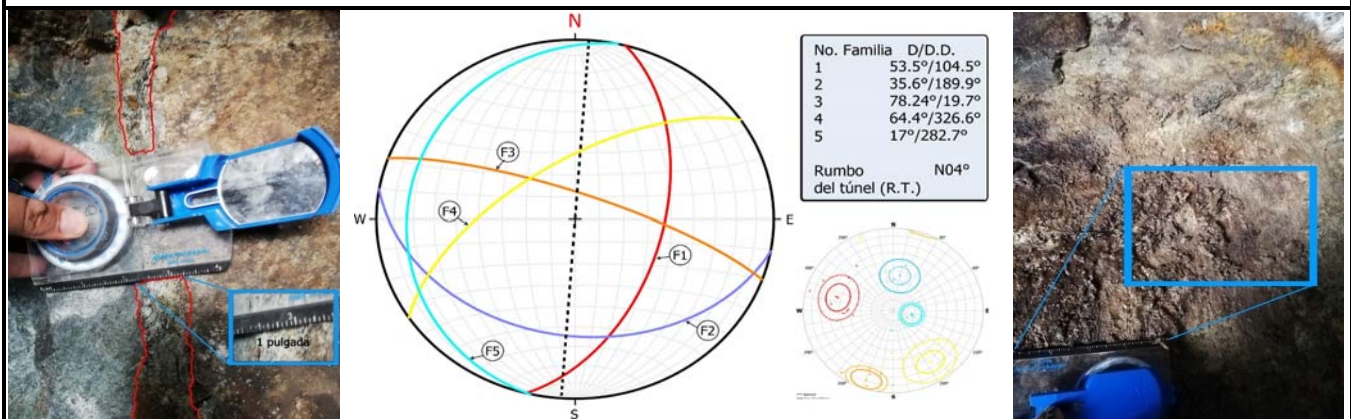
Son pocos los cambios entre un frente y otro, el cambio más substancial es la ausencia de la familia 6 y el cambio en el rumbo de la familia 1, aunque sigue dentro del rango aceptable para reconocer que es la misma familia.

Como en el frente anterior, permanece como desfavorable la familia 3 y las familias 1 y 4 tienen un rumbo paralelo al eje del túnel, una condición muy desfavorable según la clasificación RMR.

Las demás familias 2 y 5 son formadoras de bloques en combinación con las otras familias, pero no tienen una inclinación desfavorable respecto a la excavación.

Además de los datos de dirección y echado de planos de discontinuidad y fracturas, la herramienta permite conocer el espaciamiento, continuidad y con ciertas mediciones permite conocer el tamaño de los bloques representativos del frente utilizados en la evaluación de la clasificación Rmi (Palmstrom, 2001). Los datos de la descripción de las discontinuidades de cada familia y para cada zona se muestran en las tablas 1 y 2.

Para clasificar el macizo rocoso, mediante las clasificaciones RMR, índice Q y Rmi, se tomaron los datos de las familias con las características más desfavorables para la estabilidad de la excavación o en ocasiones un promedio de estas, para acercarse lo más posible a la realidad.



Descripción de las discontinuidades y clasificación geomecánica del frente

Tabla 1. Descripción de las discontinuidades (ISRM, 1981). Para la zona 1.

Familia	Orientación (echado, dirección del echado)	Espaciado	Continuidad	Rugosidad	Resistencia de las paredes	Abertura	Relleno	Filtraciones
1	53.5°, 104.5°	0.56 m	1.01 m	Ondulado rugoso	120 Mpa	Cerrada	Sin relleno	Juntas secas
2	35.6°, 189.9°	0.50 m	2 m	Ondulado rugoso	120 Mpa	Cerrada	Sin relleno	Húmedo pero sin flujo
3	78.24°, 19.7°	0.14 m	0.86 m	Ondulada-rugosa	120 Mpa	Cerrada	Sin relleno	Juntas secas
4	64.4°, 326.6°	0.51 m	0.65 m	Ondulada-rugosa	120 Mpa	Cerrada	Sin relleno	Juntas secas
5	17°, 282.7°	1.35 m	0.90 m	Ondulada-rugosa	120 Mpa	Cerrada	Sin relleno	Juntas secas

Table 2. Descripción de las discontinuidades (ISRM, 1981). Para la zona 2.

Familia	Orientación (echado, dirección del echado)	Espaciado	Continuidad	Rugosidad	Resistencia de las paredes	Abertura	Relleno	Filtraciones
1	53.5°, 104.5°	0.45 m	1.4 m	Suave-liso	30 Mpa	Abierta (0.5 - 2.5 mm)	Arenoso-limoso	Relleno húmedo pero sin flujo
2	35.6°, 189.9°	0.37 m	2.3 m	Suave-liso	30 Mpa	Abierta (0.5 - 2.5 mm)	Limoso-arenoso	Relleno húmedo pero sin flujo
3	78.24°, 19.7°	0.20 m	1.20 m	Ondulada-rugosa	50 Mpa	Parcialmente abierta (0.25 - 0.5 mm)	Limoso-arenoso	Relleno húmedo pero sin flujo
4	64.4°, 326.6°	0.24 m	0.80 m	Plana-rugosa	30 Mpa	Parcialmente abierta	Limoso-arenoso	Relleno húmedo pero sin flujo
5	17°, 282.7°	0.6 m	0.95 m	Suave-liso	30 Mpa	Abierta (0.5 - 2.5 mm)	Limoso-arenoso	Relleno húmedo pero sin flujo

Rock Mass Rating (RMR14), Celada et al. 2014

UCS (Mpa)	Discontinuidades por metro	Persistencia - continuidad	Rugosidad	Relleno	Alteración	Alterabilidad	Estado del terreno	Corrección por Túneles	Puntuación Total
7	31	4	1	2	1	4	10	-12	48
Tipo de sostedimiento según Lowson				Cálculo del módulo de deformación del macizo rocoso (Em) según diferentes autores (RMR)					
Condición geotécnica		Roca media clase III		Bieniawski, 1978		-4		GPa	
Carga de roca Pr		88.731054 kN/m2		Gokceoglu, 2003		6771.37		GPa	
Espaciamiento entre anclas		2.0384615 metros		Aydan et al. 1997		19117.33		GPa	
Espesor del concreto lanzado		20 mm		Read et al. 1999		21600.00		GPa	
				Regresión lineal (Sánchez y Lozada, 2020)		14693.83		GPa	

Índice Q de Barton et al 1974

RQD	Jn	Jr	Jw	Ja	SRF	Puntuación	Calidad del macizo
80	12	2	1	2	5	1.33	Mala
Tipo de sostedimiento según Barton				Cálculo del módulo de deformación del macizo rocoso (Em) según diferentes autores (Q)			
Condición geotécnica		Roca de calidad mala		Barton, 1992		3.10 GPa	
Avance		3 m		Barton, 2002		12589.00 GPa	
ESR		1.3		Palmstrom y Singh (2001)		8.97 GPa	
Relación Avance/ESR		2.3076923					
Espaciamiento entre anclas		1.3 a 1.7 m					
Espesor del concreto lanzado		4 a 10 cm					
Longitud del ancla		1.8 m					

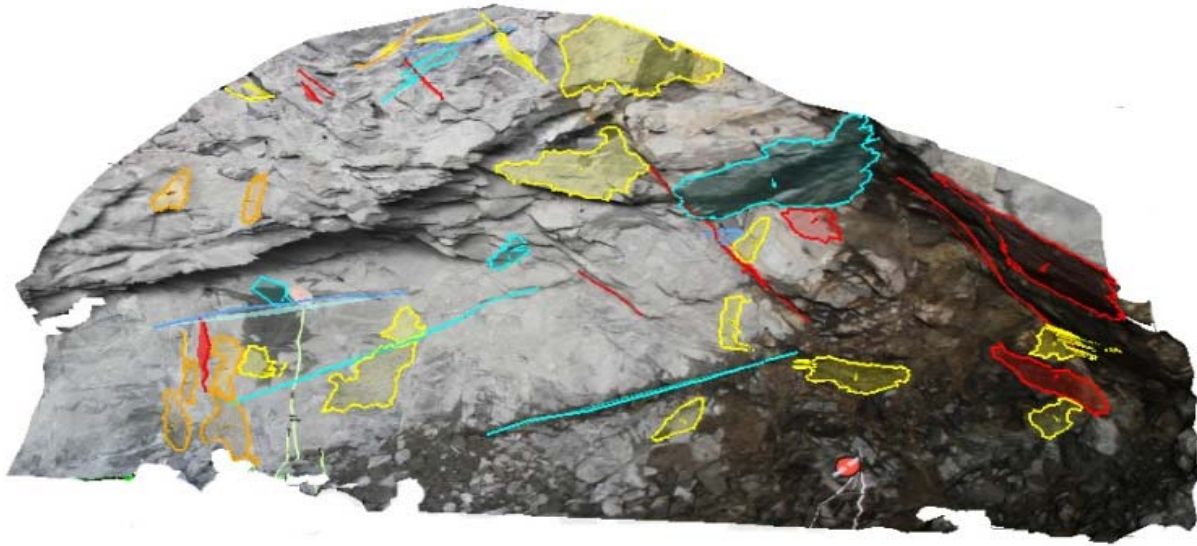
Rock Mass Index. Palmstrom et al 2001

jR	UCS de la roca (qc) MPa	jL	jA	jC	Vb	Jp	D	Puntuación	Calidad del macizo
1.5	150	2	6	0.5	0.061	0.04	0.425	6.45	Buena
Tipo de sostedimiento según Palmström				Cálculo del módulo de deformación del macizo rocoso (Em) según diferentes autores (RMI)					
Sr		6.4874099		Palmstrom (1995)		10.98		GPa	
Gc		6.45		Palmstrom y Singh (2001)		14.33		GPa	
Revestimiento propuesto		Anclas con 2 m de espaciamiento y concreto lanzado de 40 mm de grosor							

Geological strenght index, Hoek y Brown, 1997

Jc	Vb	UCS de la roca (qc) MPa	Coficiente de daño D=	mi	mb	s	a	Puntuación
0.5	0.06	150	0.7	25	1.6026	0.0007	0.5057	38
1								
Hoek y Brown, 1997		12.25		GPa				
Hoek, 2002		6.50		GPa				
Hoek 2004		8.10		GPa				
Sonmez et al. (2004)		13852.29		GPa				

Modelo ShapeMetrix3D

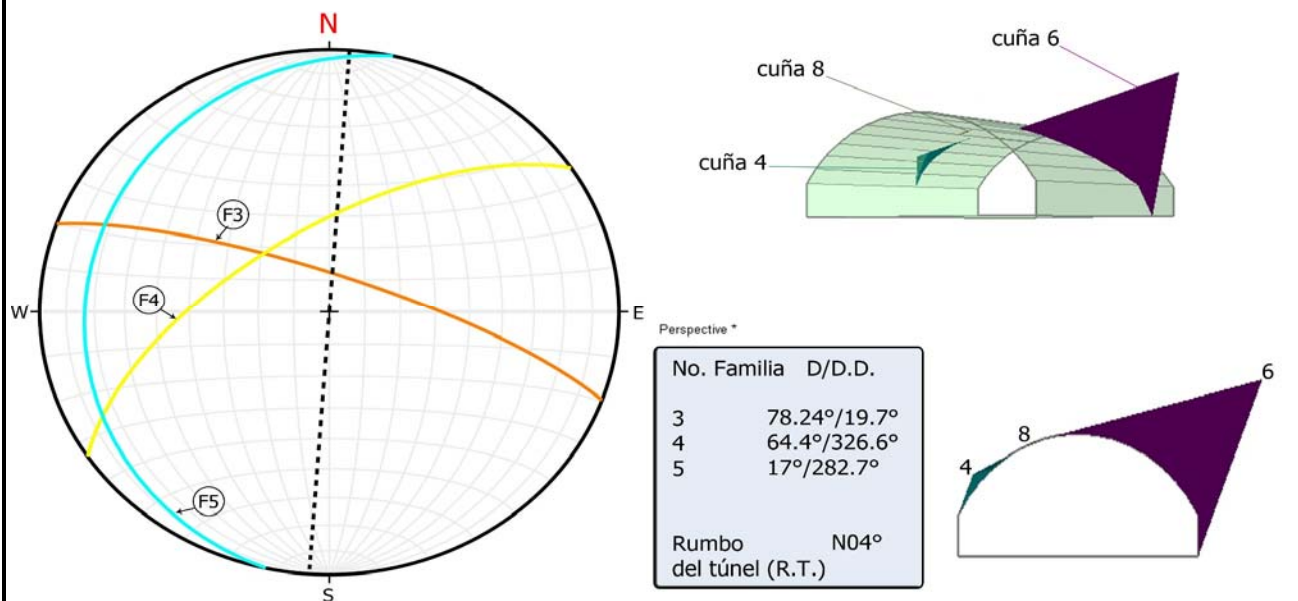


Análisis de cuñas, Túnel San Antonio, cadenamiento 0+199

Para este análisis se utilizó la combinación de 3 de las 6 familias, estas son las familias 3, 4 y 5. Se eligieron estas 3 familias, debido a que la familia 3 tiene una inclinación en contra de la excavación del túnel y la familia 4 tiene un rumbo paralelo al eje del túnel condiciones desfavorables para la estabilidad del túnel; en combinación con la familia 5 dan como resultado las cuñas con mayor tamaño y relevancia para la estabilidad del túnel.

Consideraciones

Con esta combinación de familias presentes en el Túnel San Antonio, y con ayuda del programa UNWEDGE es posible obtener 7 cuñas, sin embargo, ya sea por su tamaño o su posición, solo 3 tienen relevancia para la estabilidad de la excavación. Dos cuñas que se forman en la clave del túnel y una en los hastiales. Aunque es importante tener en cuenta todas las cuñas aquí mostradas, la cuña 8 es la que adquiere mayor relevancia, ya que, debido a su posición (en la clave) su factor de seguridad es igual a 0, lo que podría ocasionar caídos de volumen importante, y ser un riesgo importante para la seguridad del personal que labora y de la integridad del túnel. Además la cuña 6 es de un tamaño considerable y tiene un factor de seguridad de 4, que podría, si su tratamiento de estabilización (anclaje) no es el correcto, o su tiempo de colocación es demasiado, causar problemas a la integridad del túnel.



Ficha de caracterización geológica - geotécnica del túnel San Antonio

Ubicación: Túnel San Antonio, Puerto Escondido, Oaxaca

Cadenamiento:

0+205

Fecha:

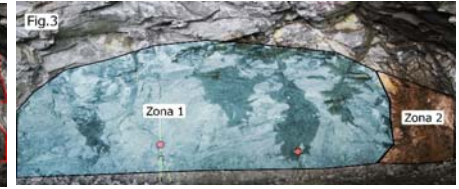
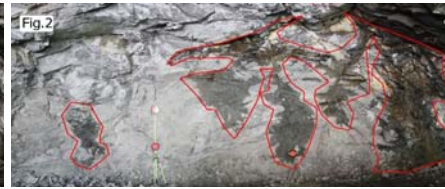
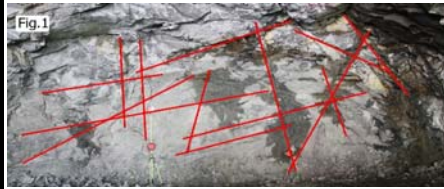
29 de Marzo de 2019

Descripción general del frente:

El frente de excavación se encuentra en un macizo rocoso con distintos grados de fracturamiento, la mayor parte del frente se encuentra poco fracturada, la parte derecha del frente se encuentra muy fracturada.

Se identifican 3 familias principalmente, cuya orientación provocan la formación de bloques de volumen considerable en la clave, además son identificables rasgos estructurales importantes como las discontinuidades indicadas (Fig. 1), cuya continuidad va de los 4 - 5 metros hasta los 8 metros de longitud, cuyo relleno se caracteriza por material suelto, triturado y manchas de material fino color marrón. En las Figuras 2, se observan las zonas con mayor cantidad de humedad, en esa zona las discontinuidades se encuentran rellenas de material fino color marrón húmedo. Aún no se observa un flujo de agua, pero la humedad puede disminuir la resistencia al corte del material de relleno y desestabilizar el frente.

Se observan dos zonas en el frente, donde el macizo rocoso tiene distintos grados de meteorización. La zona 1 corresponde al macizo rocoso masivo a poco fracturado, mientras que la zona 2 se encuentra muy fracturada y sus discontinuidades tienen características más desfavorables que las de la zona 1. (Fig. 3)



Descripción geológica:

Se encuentran dos unidades litológicas en el frente, se encuentran intercalaciones de una roca color verde de grano fino, masiva y muy dura, junto con una roca de textura granítica muy dura y densa.

La roca de grano fino, contiene minerales como cuarzo, plagioclasa, biotita (mica negra) y hornblenda; siendo esta una roca metamórfica corneana de contacto, esta se encuentra mayormente en la parte superior del frente, la roca granítica (granodiorita) se encuentra en la parte inferior del frente, está constituida por minerales volcánicos como cuarzo y mica (biotita), además de bandas de grosor considerable (> 5 cm) de cuarzo lechoso. Ambas rocas se encuentran mineralizadas (presencia de pirita) y usualmente la división entre ambas se da por discontinuidades rellenas de material triturado o descompuesto de color verde (Serpentina).

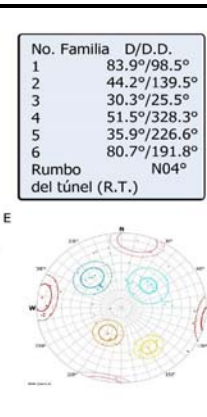
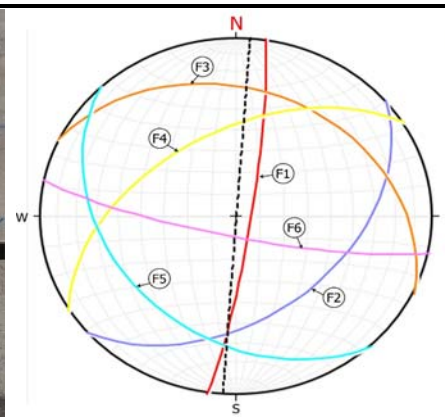
Estructura geológica

Con ayuda de la herramienta ShapeMetrix 3D, fue posible identificar 6 familias de discontinuidades. Es posible realizar una comparación entre el frente anterior (0+199) y el actual, esto permite observar las variaciones de dirección e inclinación de las familias de discontinuidades respecto al frente excavado del túnel. Existen cambios significativos en todas las familias de discontinuidades, respecto al frente anterior, por lo que es posible que nos encontremos en un bloque dislocado posterior a una falla. En este frente las familias 3 y 4 se inclina en contra del avance en la excavación y la familia 1 tiene un rumbo paralelo al eje del túnel, una condición muy desfavorable según la clasificación RMR.

La demás familias 2, 5 y 6 son formadoras de bloques en combinación con las otras familias, pero no tienen una inclinación desfavorable respecto a la excavación.

Además de los datos de dirección y echado de planos de discontinuidad y fracturas, la herramienta permite conocer el espaciamiento, continuidad y con ciertas mediciones permite conocer el tamaño de los bloques representativos del frente utilizados en la evaluación de la clasificación Rmi (Palmstrom, 2001). Los datos de la descripción de las discontinuidades de cada familia y para cada zona se muestran en las tablas 1 y 2.

Para clasificar el macizo rocoso, mediante las clasificaciones RMR, índice Q y Rmi, se tomaron los datos de las familias con las características más desfavorables para la estabilidad de la excavación o en ocasiones un promedio de estas, para acercarse lo más posible a la realidad.



Descripción de las discontinuidades y clasificación geomecánica del frente

Tabla 1. Descripción de las discontinuidades (ISRM, 1981). Para la zona 1.

Familia	Orientación (echado, dirección del echado)	Espaciado	Continuidad	Rugosidad	Resistencia de las paredes	Abertura	Relleno	Filtraciones
1	83.9°, 98.5°	1.77 m	0.94 m	Ondulado rugoso	120 MPa	Cerrada	Sin relleno	Juntas secas
2	44.2°, 139.5°	0.8 m	0.9 m	Ondulado rugoso	120 MPa	Cerrada	Sin relleno	Juntas secas
3	30.3°, 25.5°	1 m	1.03 m	Ondulada-rugosa	120 MPa	Cerrada	Sin relleno	Juntas secas
4	51.5°, 328.3°	1 m	0.65 m	Ondulada-rugosa	120 MPa	Cerrada	Sin relleno	Juntas secas
5	35.9°, 226.6°	0.54 m	0.86 m	Ondulada-rugosa	120 MPa	Parcialmente abierta	Sin relleno	Húmedo sin flujo
6	80.7°, 191.8°	0.37 m	0.45 m	Ondulada-rugosa	120 MPa	Parcialmente abierta	Sin relleno	Húmedo sin flujo

Table 2. Descripción de las discontinuidades (ISRM, 1981). Para la zona 2.

Familia	Orientación (echado, dirección del echado)	Espaciado	Continuidad	Rugosidad	Resistencia de las paredes	Abertura	Relleno	Filtraciones
1	83.9°, 98.5°	1.38 m	1.22 m	Suave-liso	30 MPa	Abierta (0.5 - 2.5 mm)	Arenoso-limoso	Relleno húmedo pero sin flujo
2	44.2°, 139.5°	0.55 m	1.10 m	Ondulada-rugosa	80 MPa	Parcialmente abierta	Sin relleno	Húmedo pero sin flujo
3	30.3°, 25.5°	0.57 m	1.25 m	Ondulada-rugosa	80 MPa	Parcialmente abierta (0.25 - 0.5 mm)	Sin relleno	Húmedo pero sin flujo
4	51.5°, 328.3°	0.43 m	0.66 m	Ondulada-rugosa	80 MPa	Parcialmente abierta	Sin relleno	Húmedo pero sin flujo
5	35.9°, 226.6°	0.22 m	0.95 m	Suave-liso	30 MPa	Abierta (0.5 - 2.5 mm)	Limoso-arenoso	Relleno húmedo pero sin flujo
6	80.7°, 191.8°	0.3 m	0.76 m	Ondulada-rugosa	80 MPa	Parcialmente abierta	Sin relleno	Húmedo pero sin flujo

Rock Mass Rating (RMR14), Celada et al. 2014

UCS (Mpa)	Discontinuidades por metro	Persistencia - continuidad	Rugosidad	Relleno	Alteración	Alterabilidad	Estado del terreno	Corrección por Túneles	Puntuación Total
7	32	4	1	2	3	4	7	-12	48

Tipo de sostedimiento según Lowson

Cálculo del módulo de deformación del macizo rocoso (Em) según diferentes autores (RMR)

Condición geotécnica	Roca media clase III	Bieniawski, 1978	20	GPa
Carga de roca Pr	88.731054 kN/m2	Gokceoglu, 2003	6.77	GPa
Espaciamiento entre anclas	2.0384615 metros	Aydan et al. 1997	19.12	GPa
Espesor del concreto lanzado	20 mm	Read et al. 1999	21.60	GPa
		Regresión lineal (Sánchez y Lozada, 2020)	14.69	GPa

Índice Q de Barton et al 1974

RQD	Jn	Jr	Jw	Ja	SRF	Puntuación	Calidad del macizo
85	12	2	1	2	5	1.42	Mala

Tipo de sostedimiento según Barton

Cálculo del módulo de deformación del macizo rocoso (Em) según diferentes autores (Q)

Condición geotécnica	Roca de calidad mala	Barton, 1992	3.73	GPa
Avance	3 m	Barton, 2002	12.84	GPa
ESR	1.3	Palmstrom y Singh (2001)	9.18	GPa
Relación Avance/ESR	2.3076923			
Espaciamiento entre anclas	1.3 a 1.7 m			
Espesor del concreto lanzado	4 a 10 cm			
Longitud del ancla	1.8 m			

Rock Mass Index. Palmstrom et al 2001

jR	UCS de la roca (qc) MPa	jL	jA	jC	Vb	Jp	D	Puntuación	Calidad del macizo
1.5	150	2	3	1	0.655	0.17	0.37	25.65	Muy Buena

Tipo de sostedimiento según Palmström

Cálculo del módulo de deformación del macizo rocoso (Em) según diferentes autores (RMI)

Sr	2.9568523	Palmstrom (1995)	18.79	GPa
Gc	25	Palmstrom y Singh (2001)	25.37	GPa
Revestimiento propuesto	Anclas puntuales			

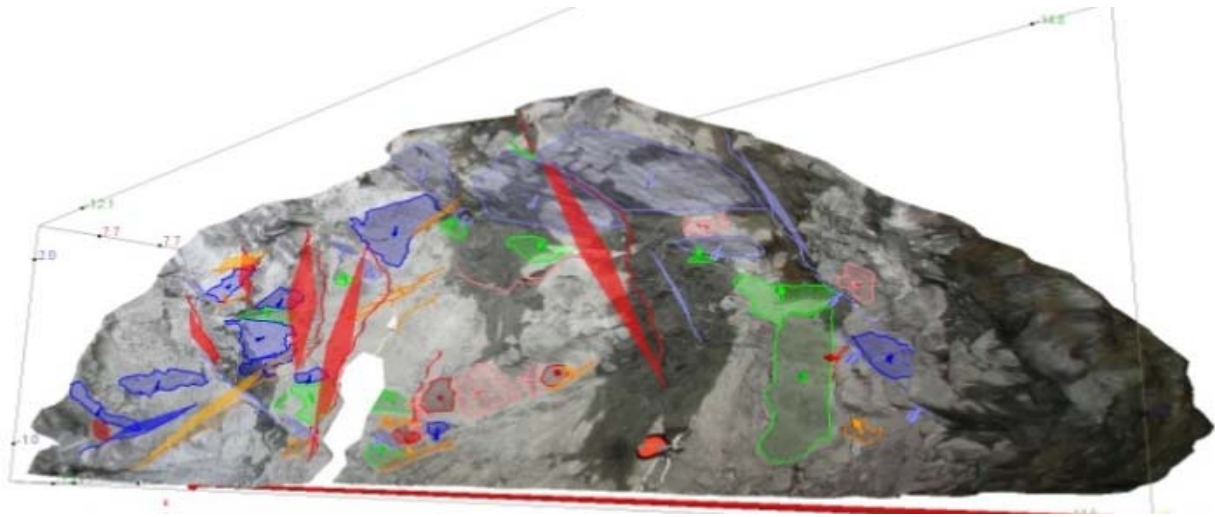
Geological strenght index, Hoek y Brown, 1997

Jc	Vb	UCS de la roca (qc) MPa	Coeficiente de daño D=	mi	mb	s	a	Puntuación
1	0.65	150	0.7	25	1.5169	0.0006	0.5061	49

1

Hoek y Brown, 1997	11.56	GPa
Hoek, 2002	6.14	GPa
Hoek 2004	7.59	GPa
Sonmez et al. (2004)	13.44	GPa

Modelo ShapeMetrix3D

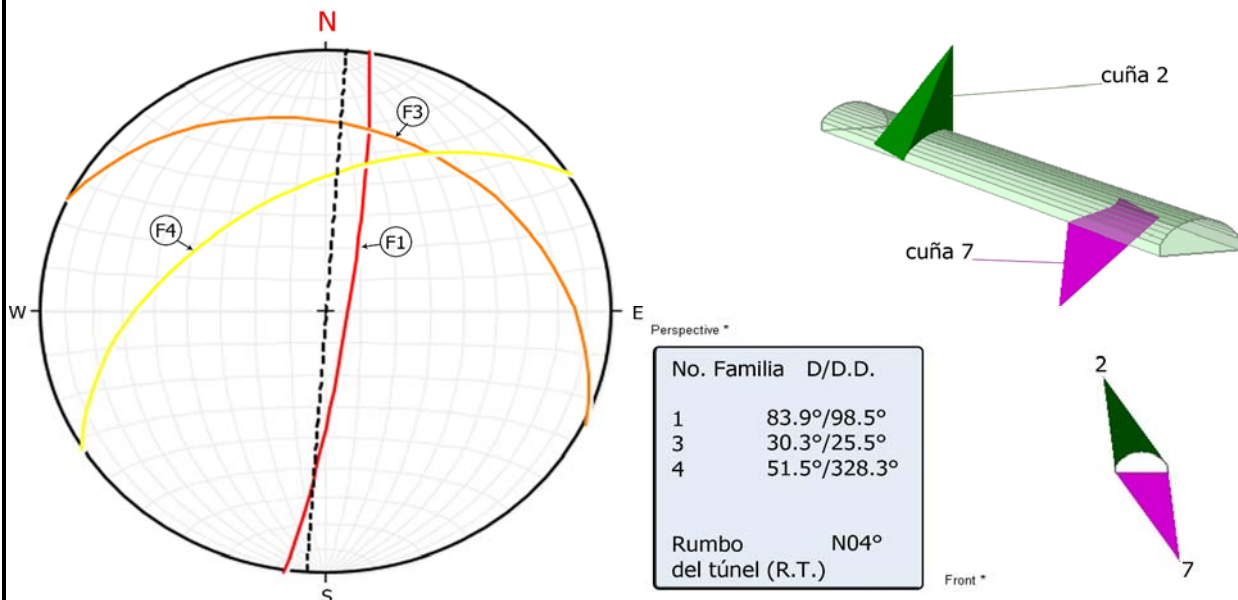


Análisis de cuñas, Túnel San Antonio, cadenamiento 0+205

Para este análisis se utilizó la combinación de 3 de las 6 familias, estas son las familias 1, 3 y 4. Se eligieron estas 3 familias, debido a que la familia 3 tiene una inclinación en contra y un rumbo paralelo de la excavación del túnel, siendo desfavorables; dando como resultado las cuñas con mayor tamaño y relevancia para la estabilidad del túnel.

Consideraciones

Con esta combinación de familias presentes en el Túnel San Antonio, y con ayuda del programa UNWEDGE es posible obtener 4 cuñas, sin embargo, ya sea por su tamaño o su posición, solo 2 tienen relevancia para la estabilidad de la excavación. Una cuña que se forma en la clave del túnel. La cuña 2 es la que adquiere mayor relevancia, ya que, debido a su tamaño puede ser un riesgo importante para la seguridad del personal que labora y de la integridad del túnel.



Ficha de caracterización geológica - geotécnica del túnel San Antonio

Ubicación: Túnel San Antonio, Puerto Escondido,
Oaxaca

Cadenamiento:

0+208

Fecha:

03 de Abril de 2019

Descripción general del frente:

El frente de excavación se encuentra en un macizo rocoso con distintos grados de fracturamiento, la mayor parte del frente se encuentra poco fracturada, como se observa la zona muy fracturada que se encontraba en la parte derecha del frente se encuentra ahora en la parte superior del túnel excavado y ya no en el frente.

Se identifican 3 familias principalmente, cuya orientación provocan la formación de bloques de volumen considerable en la clave, además son identificables rasgos estructurales importantes como las discontinuidades indicadas (Fig. 1), cuya continuidad va de los 4 - 5 metros hasta los 8 metros de longitud, cuyo relleno se caracteriza por material suelto, triturado y manchas de material fino color marrón. En las Figuras 2, se observan las zonas con mayor cantidad de humedad, en esa zona las discontinuidades se encuentran rellenas de material fino color marrón húmedo. Aún no se observa un flujo de agua, pero la humedad puede disminuir la resistencia al corte del material de relleno y desestabilizar el frente.

La zona 2 ya no se encuentra en el frente, ahora se observa un frente homogéneo (Fig. 3)



Descripción geológica:

Se encuentran dos unidades litológicas en el frente, se encuentran intercalaciones de una roca color verde de grano fino, masiva y muy dura, junto con una roca de textura granítica muy dura y densa.

La roca de grano fino, contiene minerales como cuarzo, plagioclasa, biotita (mica negra) y hornblenda; siendo esta una roca metamórfica corneana de contacto, esta se encuentra mayormente en la parte superior del frente, la roca granítica (granodiorita) se encuentra en la parte inferior del frente, está constituida por minerales volcánicos como cuarzo y mica (biotita), además de bandas de grosor considerable (> 5 cm) de cuarzo lechoso. Ambas rocas se encuentran mineralizadas (presencia de pirita) y usualmente la división entre ambas se da por discontinuidades rellenas de material triturado o descompuesto de color verde (Serpentina).

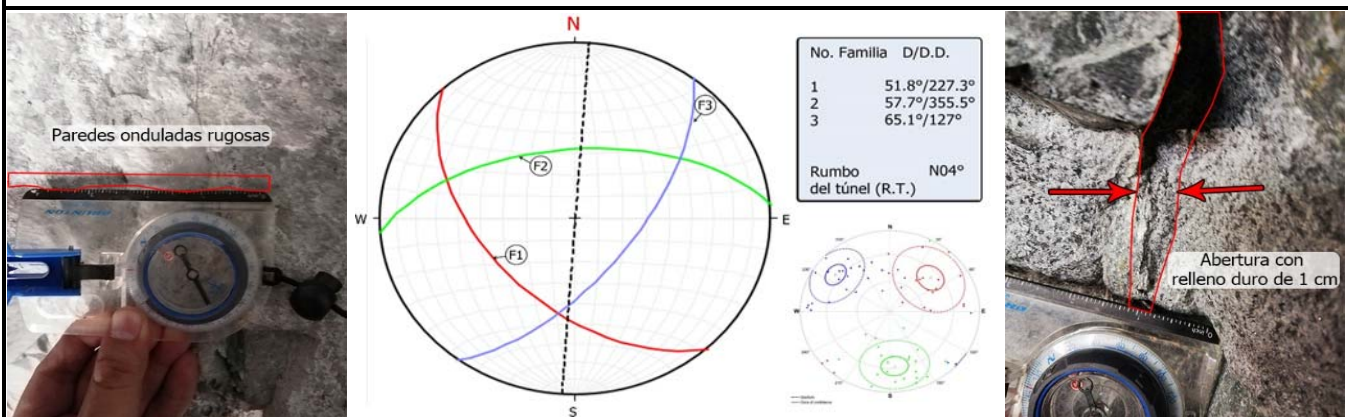
Estructura geológica

Con ayuda de la herramienta ShapeMetrix 3D, fue posible identificar 3 familias de discontinuidades. Es posible realizar una comparación entre el frente anterior (0+205) y el actual, esto permite observar las variaciones de dirección e inclinación de las familias de discontinuidades respecto al frente excavado del túnel. En este frente se observa el mismo patrón de 3 familias principales sin la presencia de discontinuidades secundarias. La familia 2 tiene una inclinación en contra del avance de la excavación.

Las demás familias 1 y 3 son formadoras de bloques en combinación con las otras familias, pero no tienen una inclinación desfavorable respecto a la excavación.

Además de los datos de dirección e inclinación de planos de discontinuidad y fracturas, la herramienta permite conocer el espaciamiento, continuidad y con ciertas mediciones permite conocer el tamaño de los bloques representativos del frente utilizados en la evaluación de la clasificación RMI (Palmstrom, 2001). Los datos de la descripción de las discontinuidades de cada familia y para cada zona se muestran en las tablas 1 y 2.

Para clasificar el macizo rocoso, mediante las clasificaciones RMR, índice Q y RMI, se tomaron los datos de las familias con las características más desfavorables para la estabilidad de la excavación o en ocasiones un promedio de estas, para acercarse lo más posible a la realidad.



Descripción de las discontinuidades y clasificación geomecánica del frente

Tabla 1. Descripción de las discontinuidades (ISRM, 1981). Para la zona 1.

Familia	Orientación (echado, dirección del echado)	Espaciado	Continuidad	Rugosidad	Resistencia de las paredes	Abertura	Relleno	Filtraciones	
1	51.8° , 227.3°	0.65 m	1.38 m	Ondulado rugoso	200 Mpa	Cerrada	Sin relleno	Juntas secas	
2	57.7° , 355.5°	0.82 m	1 m	Ondulado rugoso	200 Mpa	Cerrada	Sin relleno	Juntas secas	
3	65.1° , 127°	1.77 m	1.08 m	Ondulada-rugosa	200 Mpa	Cerrada	Sin relleno	Juntas secas	
Rock Mass Rating (RMR14), Celada et al. 2014									
UCS (Mpa)	Discontinuidades por metro	Persistencia - continuidad	Rugosidad	Relleno	Alteración	Alterabilidad	Estado del terreno	Corrección por Túneles	Puntuación Total
13	32	4	5	5	3	4	7	-5	68
Tipo de sostedimiento según Lowson			Cálculo del módulo de deformación del macizo rocoso (Em) según diferentes autores (RMR)						
Condición geotécnica		Roca buena		Bieniawski, 1978			36	GPa	
Carga de roca Pr		70.9848435	kN/m2	Gokceoglu, 2003			12.39	GPa	
Espaciamiento entre anclas		2.34615385	metros	Aydan et al. 1997			29.78	GPa	
Espesor del concreto lanzado		20	mm	Read et al. 1999			31.44	GPa	
					Regresión lineal (Sánchez y Lozada, 2020)			22.65	
Índice Q de Barton et al 1974									
RQD	Jn	Jr	Jw	Ja	SRF	Puntuación		Calidad del macizo	
85	9	3	1	1	5	5.67		Media	
Tipo de sostedimiento según Barton			Cálculo del módulo de deformación del macizo rocoso (Em) según diferentes autores (Q)						
Condición geotécnica		Roca de calidad media		Barton, 1992			18.71	GPa	
Avance		3	m	Barton, 2002			20.33	GPa	
ESR		1.3		Palmstrom y Singh (2001)			15.94	GPa	
Relación Avance/ESR		2.30769231							
Espaciamiento entre anclas		Puntuales m							
Espesor del concreto lanzado		N/A cm							
Longitud del ancla		1.8 m							
Rock Mass Index. Palmstrom et al 2001									
jR	UCS de la roca (qc) MPa	jL	jA	jC	Vb	Jp	D	Puntuación	Calidad del macizo
3	200	2	2	3	0.95	0.34	0.29	68	Muy Buena
Tipo de sostedimiento según Palmström			Cálculo del módulo de deformación del macizo rocoso (Em) según diferentes autores (RMI)						
Sr		9.15363771		Palmstrom (1995)			27.41	GPa	
Gc		68.31		Palmstrom y Singh (2001)			37.92	GPa	
Revestimiento propuesto		Anclas puntuales							
Geological strenght index, Hoek y Brown, 1997									
Jc	Vb	UCS de la roca (qc) MPa	Coeficiente de daño D=		mi	mb	s	a	Puntuación
3	0.95	200	0.7		25	3.0986	0.0041	0.5025	62
				1					
Hoek y Brown, 1997		28.22						GPa	
Hoek, 2002		12.97						GPa	
Hoek 2004		17.45						GPa	
Sonmez et al. (2004)		26.45						GPa	

Ficha de caracterización geológica - geotécnica del túnel San Antonio

Ubicación: Túnel San Antonio, Puerto Escondido, Oaxaca

Cadenamiento: 0+211

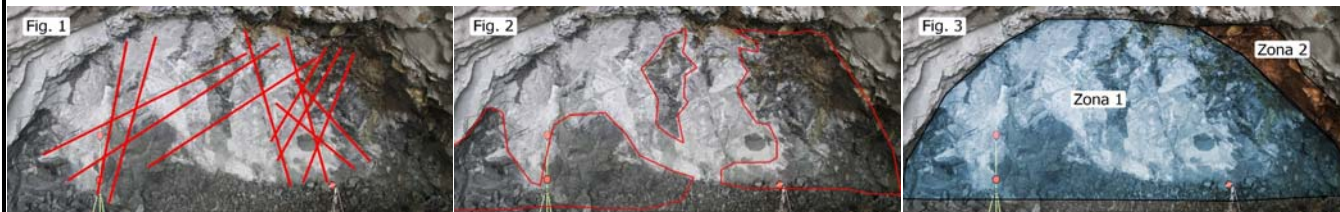
Fecha: 05 de Abril de 2019

Descripción general del frente:

El frente de excavación se encuentra en un macizo rocoso con distintos grados de fracturamiento, la mayor parte del frente se encuentra poco fracturada, como se observa la zona muy fracturada que se encontraba en la parte derecha del frente se encuentra ahora en la parte superior del túnel excavado y ya no en el frente.

Se identifican 3 familias principalmente, cuya orientación provocan la formación de bloques de volumen considerable en la clave, además son identificables rasgos estructurales importantes como las discontinuidades indicadas (Fig. 1), cuya continuidad va de los 4 - 5 metros hasta los 8 metros de longitud, cuyo relleno se caracteriza por material suelto, triturado y manchas de material fino color marrón. En las Figuras 2, se observan las zonas con mayor cantidad de humedad, en esa zona las discontinuidades se encuentran rellenas de material fino color marrón húmedo. Aún no se observa un flujo de agua, pero la humedad puede disminuir la resistencia al corte del material de relleno y desestabilizar el frente.

La zona 2 ya no se encuentra en el frente, ahora se observa un frente homogéneo (Fig. 3)



Descripción geológica:

Se encuentran dos unidades litológicas en el frente, se encuentran intercalaciones de una roca color verde de grano fino, masiva y muy dura, junto con una roca de textura granítica muy dura y densa.

La roca de grano fino, contiene minerales como cuarzo, plagioclasa, biotita (mica negra) y hornblenda; siendo esta una roca metamórfica corneana de contacto, esta se encuentra mayormente en la parte superior del frente, la roca granítica (granodiorita) se encuentra en la parte inferior del frente, está constituida por minerales volcánicos como cuarzo y mica (biotita), además de bandas de grosor considerable (> 5 cm) de cuarzo lechoso. Ambas rocas se encuentran mineralizadas (presencia de pirita) y usualmente la división entre ambas se da por discontinuidades rellenas de material triturado o arcilloso de color verde (Serpentina).

Estructura geológica

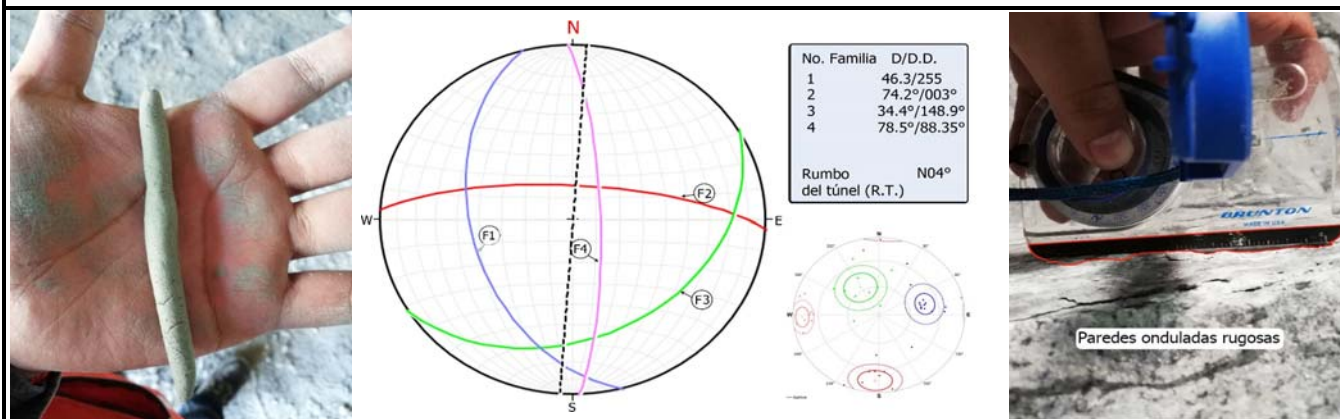
Con ayuda de la herramienta ShapeMetrix 3D, fue posible identificar 4 familias de discontinuidades. Es posible realizar una comparación entre el frente anterior (0+208) y el actual, esto permite observar las variaciones de dirección e inclinación de las familias de discontinuidades respecto al frente excavado del túnel. Las 3 familias principales se mantienen, salvo la familia 3 que tuvo un cambio en su rumbo promedio, las demás no tuvieron cambios relevantes. Además, aparece una nueva familia que tiene un rumbo paralelo al avance del túnel.

La familia 2 tiene una inclinación en contra del avance de la excavación.

Las demás familias 1 y 3 son formadoras de bloques en combinación con las otras familias, pero no tienen una inclinación desfavorable respecto a la excavación.

Además de los datos de dirección e inclinación de planos de discontinuidad y fracturas, la herramienta permite conocer el espaciamiento, continuidad y con ciertas mediciones permite conocer el tamaño de los bloques representativos del frente utilizados en la evaluación de la clasificación RMI (Palmstrom, 2001). Los datos de la descripción de las discontinuidades de cada familia y para cada zona se muestran en las tablas 1 y 2.

Para clasificar el macizo rocoso, mediante las clasificaciones RMR, índice Q y RMI, se tomaron los datos de las familias con las características más desfavorables para la estabilidad de la excavación o en ocasiones un promedio de estas, para acercarse lo más posible a la realidad.



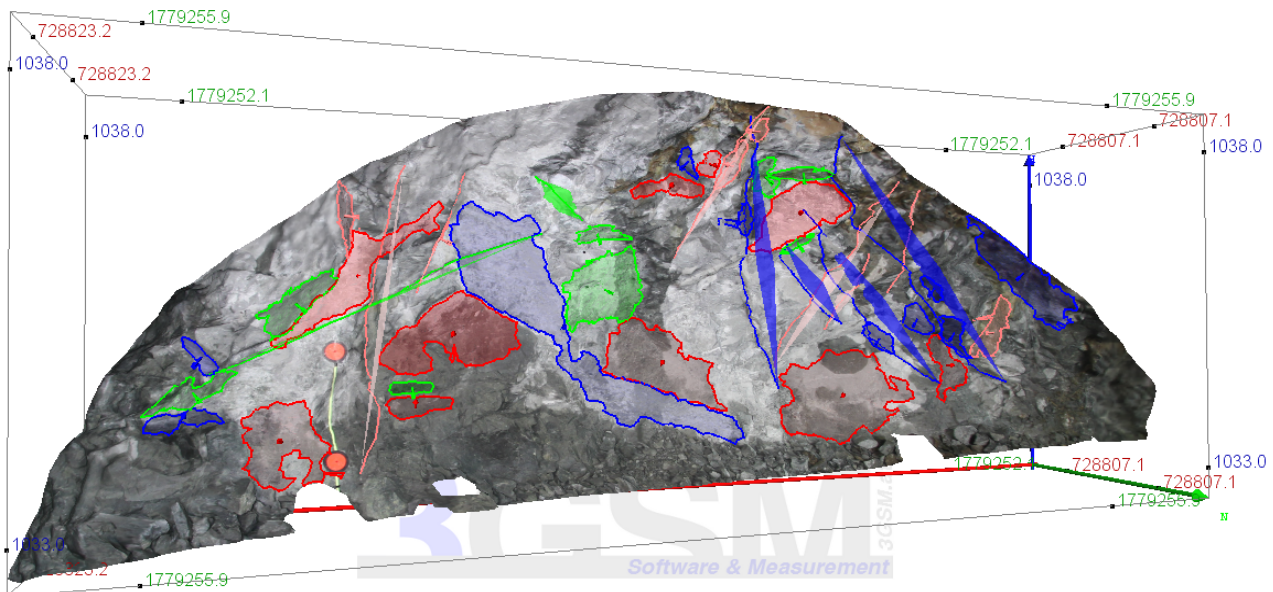
Paredes onduladas rugosas

Descripción de las discontinuidades y clasificación geomecánica del frente

Tabla 1. Descripción de las discontinuidades (ISRM, 1981). Para la zona 1.

Familia	Orientación (echado, dirección del echado)	Espaciado	Continuidad	Rugosidad	Resistencia de las paredes	Abertura	Relleno	Filtraciones	
1	74.2°, 3.02°	0.97 m	1.33 m	Ondulado rugoso	200 Mpa	Cerrada	Sin relleno	Juntas secas	
2	34.4°, 148.9°	0.36 m	1.09 m	Ondulado rugoso	200 Mpa	Cerrada	Sin relleno	Juntas secas	
3	46.3°, 255°	0.56 m	1.17 m	Ondulada-rugosa	200 Mpa	Cerrada	Sin relleno	Juntas secas	
4	78.5°, 88.35°	0.56 m	1.53 m	Ondulada-lisa	120 Mpa	Moderadamente ancha (2.5 - 10 mm)	Relleno arcilloso	Húmedo	
Rock Mass Rating (RMR14), Celada et al. 2014									
UCS (Mpa)	Discontinuidades por metro	Persistencia - continuidad	Rugosidad	Relleno	Alteración	Alterabilidad	Estado del terreno	Corrección por Túneles	Puntuación Total
9	32	4	5	0	0	0	10	-12	48
Tipo de sostedimiento según Lowson			Cálculo del módulo de deformación del macizo rocoso (Em) según diferentes autores (RMR)						
Condición geotécnica		Roca media clase III		Bieniawski, 1978			10	GPa	
Carga de roca Pr		99.8224361 kN/m2		Gokceoglu, 2003			4.64	GPa	
Espaciamiento entre anclas		1.84615385 metros		Aydan et al. 1997			14.05	GPa	
Espesor del concreto lanzado		20 mm		Read et al. 1999			16.64	GPa	
		Regresión lineal (Sánchez y Lozada, 2020)					11.21	GPa	
Índice Q de Barton et al 1974									
RQD	Jn	Jr	Jw	Ja	SRF	Puntuación	Calidad del macizo		
85	12	2	1	8	5	0.35	Muy mala		
Tipo de sostedimiento según Barton			Cálculo del módulo de deformación del macizo rocoso (Em) según diferentes autores (Q)						
Condición geotécnica		Roca de calidad mala		Barton, 1992			-11.40	GPa	
Avance		3 m		Barton, 2002			8.07	GPa	
ESR		1.3		Palmstrom y Singh (2001)			5.26	GPa	
Relación Avance/ESR		2.31							
Espaciamiento entre anclas		2.5 m							
Espesor del concreto lanzado		5 cm							
Longitud del ancla		2 m							
Rock Mass Index. Palmstrom et al 2001									
jR	UCS de la roca (qc) MPa	jL	jA	jC	Vb	Jp	D	Puntuación	Calidad del macizo
1.5	120	2	13	0.23	0.22	0.04	0.49	4.8	Buena
Tipo de sostedimiento según Palmström			Cálculo del módulo de deformación del macizo rocoso (Em) según diferentes autores (RMi)						
Sr		17451152		Palmstrom (1995)			10.63	GPa	
Gc		5.5		Palmstrom y Singh (2001)			13.84	GPa	
Revestimiento propuesto		Anclas con 2 m de espaciamento							
Geological strenght index, Hoek y Brown, 1997									
Jc	Vb	UCS de la roca (qc) MPa	Coeficiente de daño D=		mi	mb	s	a	Puntuación
0.23	0.22	120	0.7		25	0.7845	0.0001	0.5139	37
			1						
Hoek y Brown, 1997		5.18						GPa	
Hoek, 2002		3.08						GPa	
Hoek 2004		3.52						GPa	
Sonmez et al. (2004)		7.35						GPa	

Modelo ShapeMetric3D

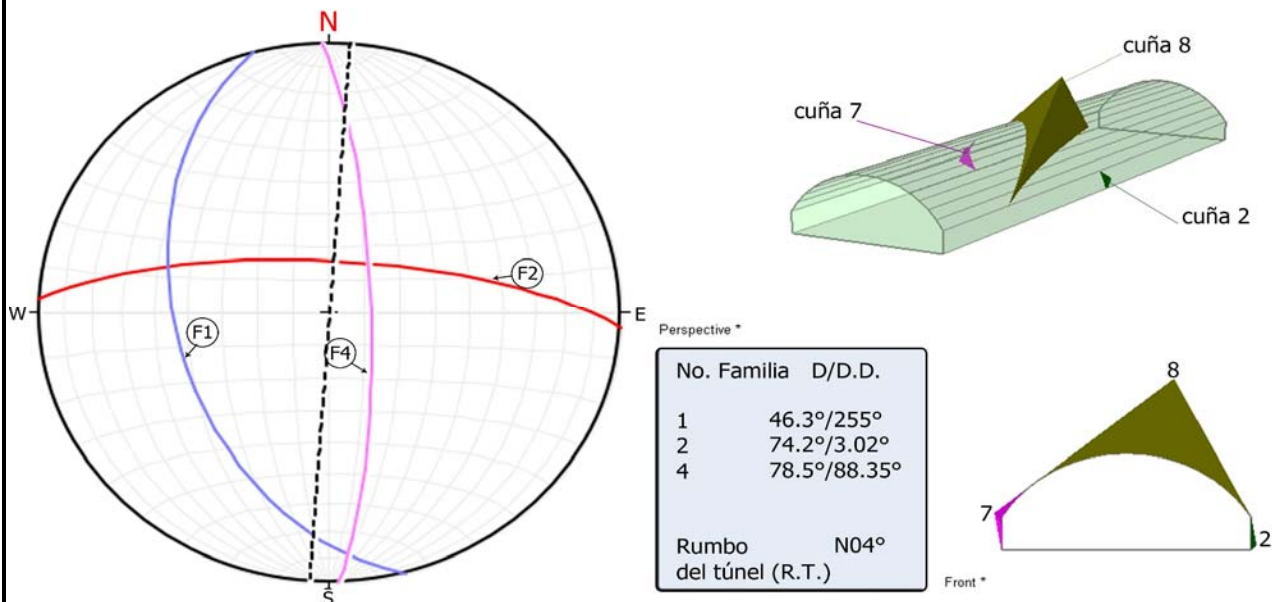


Análisis de cuñas, Túnel San Antonio, cadenamiento 0+211

Para este análisis se utilizó la combinación de 3 de las 4 familias de discontinuidades presentes en el frente, la familia 2 tiene una inclinación en contra de la excavación del túnel, siendo desfavorable; en combinación con las familias 1 y 4 que tiene un rumbo casi paralelo al avance del túnel, dan como resultado las cuñas con mayor tamaño y relevancia para la estabilidad del túnel.

Consideraciones

Con esta combinación de familias presentes en el Túnel San Antonio, y con ayuda del programa UNWEDGE es posible obtener 6 cuñas, sin embargo, ya sea por su tamaño o su posición, solo 3 tienen relevancia para la estabilidad de la excavación. Una cuña que se forma en la clave del túnel (8) y dos cuñas en los hastiales (2 y 7). La cuña 8 es la que adquiere mayor relevancia debido a su tamaño y el haber obtenido un factor de seguridad igual a 0, puede ser un riesgo importante para la seguridad del personal que labora y de la integridad del túnel.



Ficha de caracterización geológica - geotécnica del túnel San Antonio

Ubicación: Túnel San Antonio, Puerto Escondido,
Oaxaca

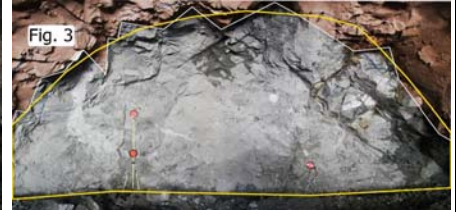
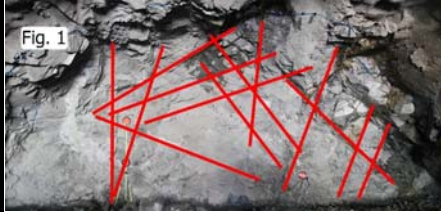
Cadenamiento: 0+214

Fecha: 08 de abril de 2019

Descripción general del frente:

El frente de excavación se encuentra en un macizo rocoso se encuentra medianamente fracturado.

Se identifican 3 familias principalmente, cuya orientación provocan la formación de bloques de volumen considerable en la clave (Fig. 3), además son identificables rasgos estructurales importantes como las discontinuidades indicadas (Fig. 1), cuya continuidad va de los 4 - 5 metros hasta los 8 metros de longitud, cuyo relleno se caracteriza por material suelto, triturado y manchas de material fino color marrón. En las Figuras 2, se observan las zonas con mayor cantidad de humedad, en esa zona las discontinuidades se encuentran rellenas de material fino color marrón húmedo. Aún no se observa un flujo de agua, pero la humedad puede disminuir la resistencia al corte del material de relleno y desestabilizar el frente.



Descripción geológica:

Se encuentran dos unidades litológicas en el frente, se encuentran intercalaciones de una roca color verde de grano fino, masiva y muy dura, junto con una roca de textura granítica muy dura y densa.

La roca de grano fino, contiene minerales como cuarzo, plagioclasa, biotita (mica negra) y hornblenda; siendo esta una roca metamórfica corneana de contacto, esta se encuentra mayormente en la parte superior el frente, la roca granítica (granodiorita) se encuentra en la parte inferior del frente, está constituida por minerales volcánicos como cuarzo y mica (biotita), además de bandas de grosor considerable (> 5 cm) de cuarzo lechoso. Ambas rocas se encuentran mineralizadas (presencia de pirita) y usualmente la división entre ambas se da por discontinuidades rellenas de material triturado o descompuesto de color verde (Serpentina).

Estructura geológica

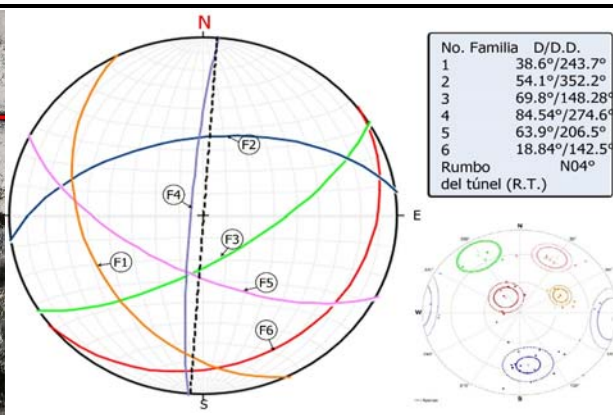
Con ayuda de la herramienta ShapeMetrix 3D, fue posible identificar 6 familias de discontinuidades. Es posible realizar una comparación entre el frente anterior (0+211) y el actual, esto permite observar las variaciones de dirección e inclinación de las familias de discontinuidades respecto al frente excavado del túnel. Las 3 familias principales se mantienen, salvo la familia 3 que tuvo un cambio en su rumbo promedio, las demás no tuvieron cambios relevantes. Además, la familia 4 cambio de rumbo de este a oeste, sin embargo, sigue con un rumbo paralelo al avance del túnel. Se forman otras dos familias de discontinuidades (familias 5 y 6).

La familia 2 tiene una inclinación en contra del avance de la excavación.

La demás familias 1 y 3 son formadoras de bloques en combinación con las otras familias, pero no tienen una inclinación desfavorable respecto a la excavación..

Además de los datos de dirección y echado de planos de discontinuidad y fracturas, la herramienta permite conocer el espaciamiento, continuidad y con ciertas mediciones permite conocer el tamaño de los bloques representativos del frente utilizados en la evaluación de la clasificación RMI (Palmstrom, 2001). Los datos de la descripción de las discontinuidades de cada familia y para cada zona se muestran en las tablas 1 y 2.

Para clasificar el macizo rocoso, mediante las clasificaciones RMR, índice Q y RMI, se tomaron los datos de las familias con las características más desfavorables para la estabilidad de la excavación o en ocasiones un promedio de estas, para acercarse lo más posible a la realidad.



Descripción de las discontinuidades y clasificación geomecánica del frente

Tabla 1. Descripción de las discontinuidades (ISRM, 1981). Para la zona 1.

Familia	Orientación (echado, dirección del echado)	Espaciado	Continuidad	Rugosidad	Resistencia de las paredes	Abertura	Relleno	Filtraciones
1	18.84°, 142.5°	0.60 m	1.12 m	ondulado rugoso	200 MPa	Cerrada	Sin relleno	Juntas secas
2	69.8°, 148.28°	0.3 m ajuste	0.82 m	ondulado rugoso	200 MPa	Cerrada	Sin relleno	Juntas secas
3	54.1°, 352.2°	0.74 m	0.76 m	ondulada - rugosa	200 MPa	Cerrada	Sin relleno	Juntas secas
4	63.9°, 206.5°	1.46 m	1.60 m	ondulada - rugosa	200 MPa	Cerrada	Sin relleno	Juntas secas
5	84.54°, 274.6°	2.80 m	1.56 m	ondulada - rugosa	200 MPa	Cerrada	Sin relleno	Juntas secas
6	38.6°, 243.7°	0.25 m	1.13 m	ondulada - rugosa	200 MPa	Ancha (>10mm)	Material triturado	Húmedo sin flujo

Rock Mass Rating (RMR14), Celada et al. 2014

UCS (Mpa)	Discontinuidades por metro	Persistencia - continuidad	Rugosidad	Relleno	Alteración	Alterabilidad	Estado del terreno	Corrección por Túneles	Puntuación Total
13	28	4	5	2	1	4	10	-12	55
Tipo de sostedimiento según Lawson				Cálculo del módulo de deformación del macizo rocoso (Em) según diferentes autores (RMR)					
Condición geotécnica		Roca media clase III		Bieniawski, 1978			10	GPa	
Carga de roca Pr		99.8224361 kN/m2		Gokceoglu, 2003			4.64	GPa	
Espaciamiento entre anclas		1.84615385 metros		Aydan et al. 1997			14.05	GPa	
Espesor del concreto lanzado		20 mm		Read et al. 1999			16.64	GPa	
				Regresión lineal (Sánchez y Lozada, 2020)			11.21	GPa	

Índice Q de Barton et al 1974

RQD	Jn	Jr	Jw	Ja	SRF	Puntuación	Calidad del macizo	
80	12	3	1	4	5	1.00	Mala	
Tipo de sostedimiento según Barton				Cálculo del módulo de deformación del macizo rocoso (Em) según diferentes autores (Q)				
Condición geotécnica		Roca de calidad mala		Barton, 1992			0.00	GPa
Avance		3 m		Barton, 2002			11.45	GPa
ESR		1.3		Palmstrom y Singh (2001)			8.00	GPa
Relación Avance/ESR		2.30769231						
Espaciamiento entre anclas		1.3 a 1.7 m						
Espesor del concreto lanzado		4 a 10 cm						
Longitud del ancla		1.8 m						

Rock Mass Index. Palmstrom et al 2001

jR	UCS de la roca (qc) MPa	jL	JA	JC	Vb	Jp	D	Puntuación	Calidad del macizo
3	200	2	8	0.75	0.146	0.081	0.39	16.2	Muy buena
Tipo de sostedimiento según Palmström				Cálculo del módulo de deformación del macizo rocoso (Em) según diferentes autores (Rmi)					
Sr		19.979616		Palmstrom (1995)			15.88	GPa	
Gc		16		Palmstrom y Singh (2001)			21.22	GPa	
Revestimiento propuesto		Espesor de concreto 40 mm, anclas con 2 m de espaciamento							

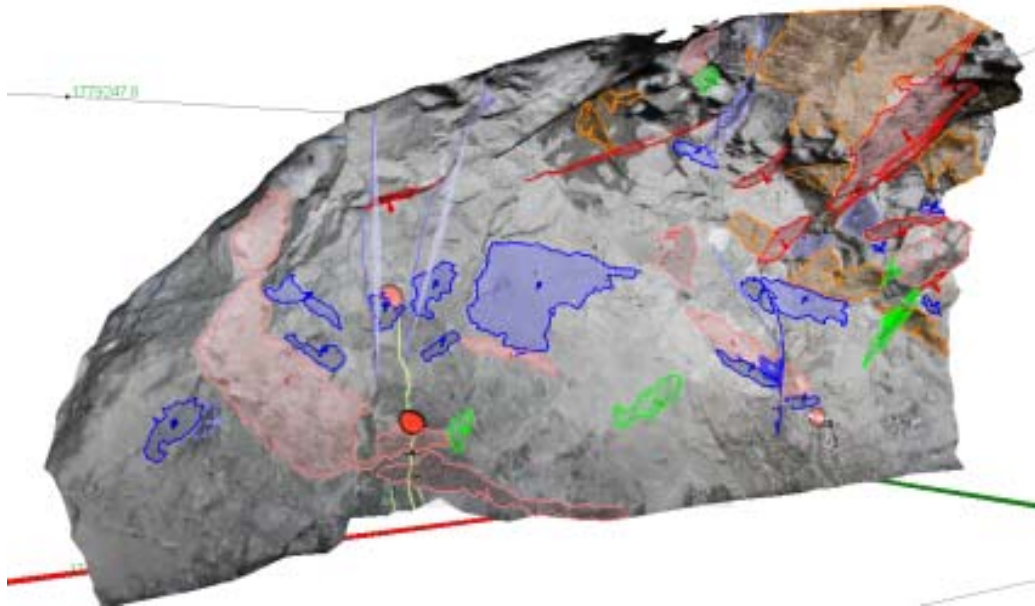
Geological strenght index, Hoek y Brown, 1997

Jc	Vb	UCS de la roca (qc) MPa	Coficiente de daño D=	mi	mb	s	a	Puntuación
0.75	0.146	200	0.7	25	1.6931	0.0008	0.5054	51

1

Hoek y Brown, 1997		14.98	GPa	
Hoek, 2002		6.89	GPa	
Hoek 2004		8.63	GPa	
Sonmez et al. (2004)		19.04	GPa	

Modelo ShapeMetrix3D

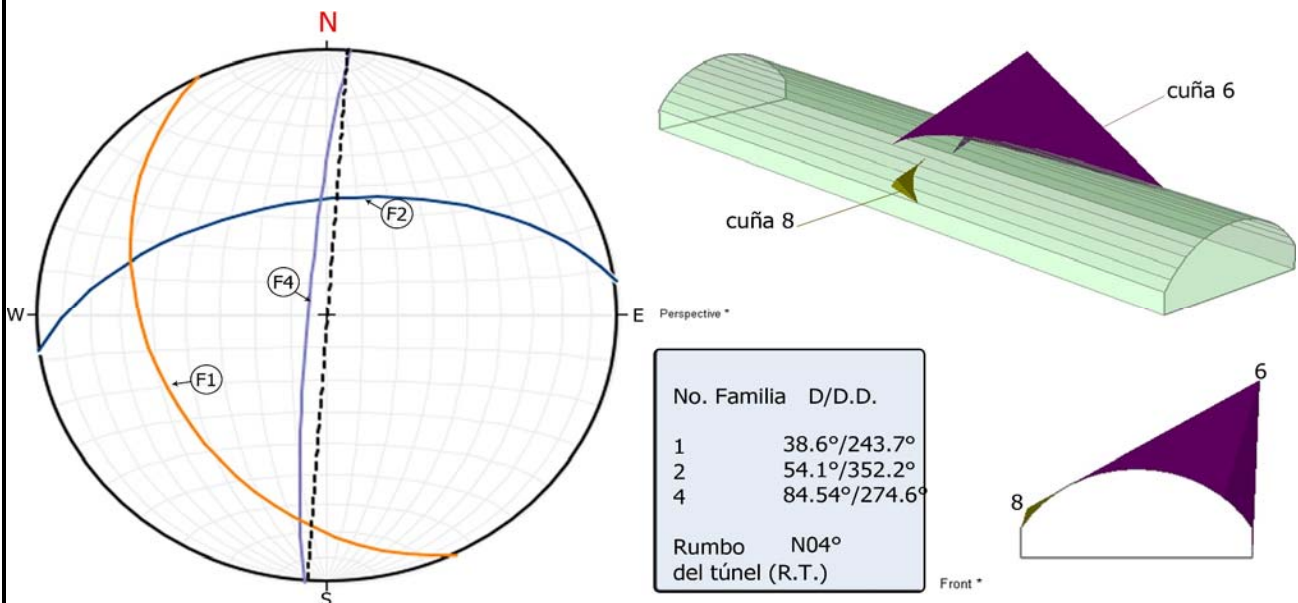


Análisis de cuñas, Túnel San Antonio, cadenamiento 0+214

Para este análisis se utilizó la combinación de 3 de las 6 familias, estas son las familias 1, 2 y 4. Se eligieron estas 3 familias, debido a que la familia 2 tiene una inclinación en contra de la excavación del túnel, siendo desfavorable; en combinación con las familias 1 y 4, que tiene un rumbo paralelo al eje del túnel, dan como resultado las cuñas con mayor tamaño y relevancia para la estabilidad del túnel.

Consideraciones

Con esta combinación de familias presentes en el Túnel San Antonio, y con ayuda del programa UNWEDGE es posible obtener 5 cuñas, sin embargo, ya sea por su tamaño o su posición, solo 2 tienen relevancia para la estabilidad de la excavación. Ambas se forma en la clave del túnel (6 y 8). La cuña 6 es la que adquiere relevancia debido a su tamaño y la cuña 8 que tiene un factor de seguridad igual a 0 puede ser un riesgo importante para la seguridad del personal que labora y de la integridad del túnel.



Ficha de caracterización geológica - geotécnica del túnel San Antonio

Ubicación: Túnel San Antonio, Puerto Escondido,
Oaxaca

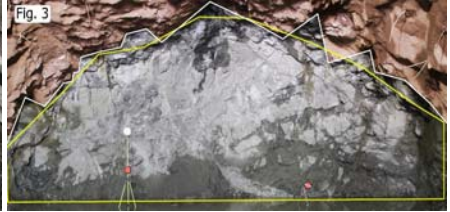
Cadenamiento: 0+217

Fecha: 10 de abril de 2019

Descripción general del frente:

El frente de excavación se encuentra en un macizo rocoso se encuentra medianamente fracturado.

Se identifican 3 familias principalmente, cuya orientación provocan la formación de bloques de volumen considerable en la clave (Fig. 3), además son identificables rasgos estructurales importantes como las discontinuidades indicadas (Fig. 1), cuya continuidad va de los 4 - 5 metros hasta los 8 metros de longitud, cuyo relleno se caracteriza por material suelto, triturado y manchas de material fino color marrón. En las Figuras 2, se observan las zonas con mayor cantidad de humedad, en esa zona las discontinuidades se encuentran rellenas de material fino color marrón húmedo. Aún no se observa un flujo de agua, pero la humedad puede disminuir la resistencia al corte del material de relleno y desestabilizar el frente.



Descripción geológica:

Se encuentran dos unidades litológicas en el frente, se encuentran intercalaciones de una roca color verde de grano fino, masiva y muy dura, junto con una roca de textura granítica muy dura y densa.

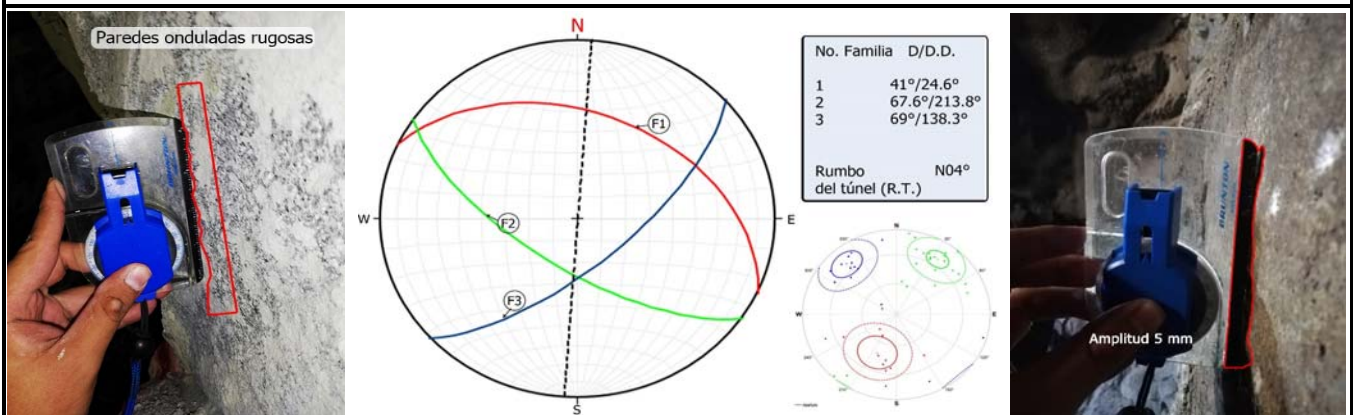
La roca de grano fino, contiene minerales como cuarzo, plagioclasa, biotita (mica negra) y hornblenda; siendo esta una roca metamórfica corneana de contacto, esta se encuentra mayormente en la parte superior el frente, la roca granítica (granodiorita) se encuentra en la parte inferior del frente, está constituida por minerales volcánicos como cuarzo y mica (biotita), además de bandas de grosor considerable (> 5 cm) de cuarzo lechoso. Ambas rocas se encuentran mineralizadas (presencia de pirita) y usualmente la división entre ambas se da por discontinuidades rellenas de material triturado y algunas (pocas y <5mm) rellenas de arcilla color verde (Sericita).

Estructura geológica

Con ayuda de la herramienta ShapeMetrix 3D, fue posible identificar 3 familias de discontinuidades. Es posible realizar una comparación entre el frente anterior (0+214) y el actual, esto permite observar las variaciones de dirección e inclinación de las familias de discontinuidades respecto al frente excavado del túnel. Las familias 2, 3 y 5 del corte anterior permanecen en este, que cambian de nombre en este frente a familia 1, 3 y 2 respectivamente.

Además de los datos de dirección y echado de planos de discontinuidad y fracturas, la herramienta permite conocer el espaciamiento, continuidad y con ciertas mediciones permite conocer el tamaño de los bloques representativos del frente utilizados en la evaluación de la clasificación RMi (Palmstrom, 2001). Los datos de la descripción de las discontinuidades de cada familia y para cada zona se muestran en las tablas 1 y 2.

Para clasificar el macizo rocoso, mediante las clasificaciones RMR, índice Q y RMi, se tomaron los datos de las familias con las características más desfavorables para la estabilidad de la excavación o en ocasiones un promedio de estas, para acercarse lo más posible a la realidad.

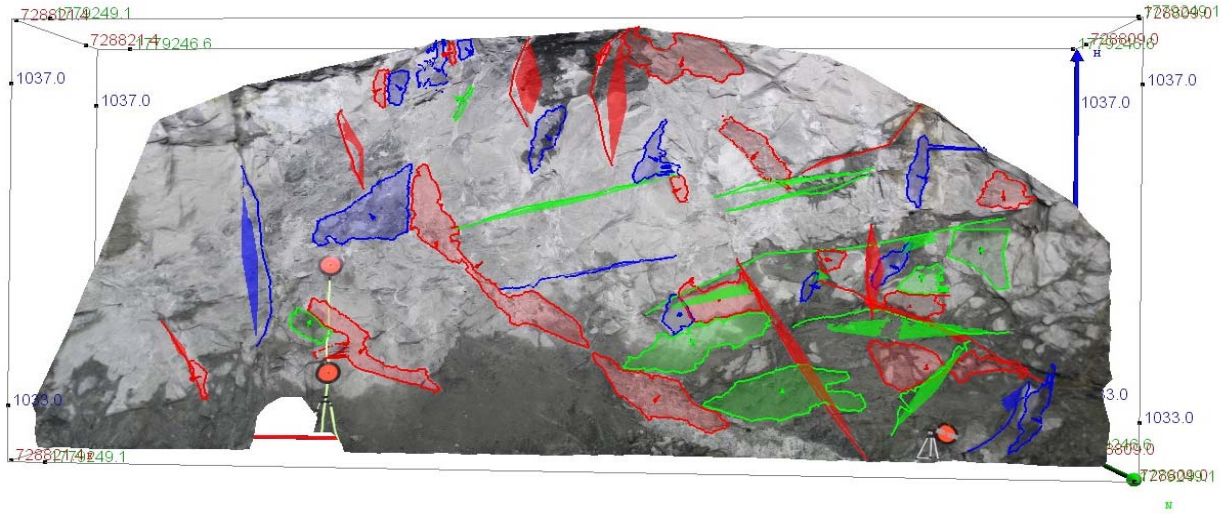


Descripción de las discontinuidades y clasificación geomecánica del frente

Tabla 1. Descripción de las discontinuidades (ISRM, 1981). Para la zona 1.

Familia	Orientación (echado, dirección del echado)	Espaciado	Continuidad	Rugosidad	Resistencia de las paredes	Abertura	Relleno	Filtraciones	
1	41°, 24.6°	0.61 m	1.79 m	ondulado rugoso	200 MPa	Cerrada	Sin relleno	Húmedo sin flujo	
2	67.6°, 213.8°	0.82 m	1.3 m	ondulado rugoso	200 MPa	Cerrada	Sin relleno	Húmedo sin flujo	
3	69°, 138.3°	1.42 m	1.02 m	ondulada - rugosa	200 MPa	Abierta (0.5 mm - 2.5 mm)	Relleno arcilloso	Húmedo sin flujo	
Rock Mass Rating (RMR14), Celada et al. 2014									
UCS (Mpa)	Discontinuidades por metro	Persistencia - continuidad	Rugosidad	Relleno	Alteración	Alterabilidad	Estado del terreno	Corrección por Túneles	Puntuación Total
13	32	4	5	2	3	4	7	-10	60
Tipo de sostedimiento según Lowson			Cálculo del módulo de deformación del macizo rocoso (Em) según diferentes autores (RMR)						
Condición geotécnica		Roca de calidad media		Bieniawski, 1978		20	GPa		
Carga de roca Pr		88.731054 kN/m2		Gokceoglu, 2003		6.77	GPa		
Espaciamiento entre anclas		2.0384615 metros		Aydan et al. 1997		19.12	GPa		
Espesor del concreto lanzado		20 mm		Read et al. 1999		21.60	GPa		
				Regresión lineal (Sánchez y Lozada, 2020)		14.69	GPa		
Índice Q de Barton et al 1974									
RQD	Jn	Jr	Jw	Ja	SRF	Puntuación	Calidad del macizo		
85	9	3	1	3	5	1.89	Mala		
Tipo de sostedimiento según Barton			Cálculo del módulo de deformación del macizo rocoso (Em) según diferentes autores (Q)						
Condición geotécnica		Roca de calidad media		Barton, 1992		5.76	GPa		
Avance		3 m		Barton, 2002		13.66	GPa		
ESR		1.3		Palmstrom y Singh (2001)		9.89	GPa		
Relación Avance/ESR		2.3076923							
Espaciamiento entre anclas		Puntuales m							
Espesor del concreto lanzado		N/A cm							
Longitud del ancla		1.8 m							
Rock Mass Index. Palmstrom et al 2001									
jR	UCS de la roca (qc) MPa	jL	jA	jC	Vb	Jp	D	Puntuación	Calidad del macizo
3	200	2	4	1.5	0.77	0.22	0.34	44	Muy buena
Tipo de sostedimiento según Palmström			Cálculo del módulo de deformación del macizo rocoso (Em) según diferentes autores (RMI)						
Sr		3.2702377		Palmstrom (1995)		23.23	GPa		
Gc		44		Palmstrom y Singh (2001)		31.80	GPa		
Revestimiento propuesto		Anclas puntuales							
Geological strenght index, Hoek y Brown, 1997									
Jc	Vb	UCS de la roca (qc) MPa	Coficiente de daño D=	mi	mb	s	a	Puntuación	
1.5	0.77	200	0.7	25	2.9330	0.0035	0.5026	61	
1									
Hoek y Brown, 1997		26.64	GPa						
Hoek, 2002		12.24	GPa						
Hoek 2004		16.37	GPa						
Sonmez et al. (2004)		25.68	GPa						

Modelo ShapeMetrix3D

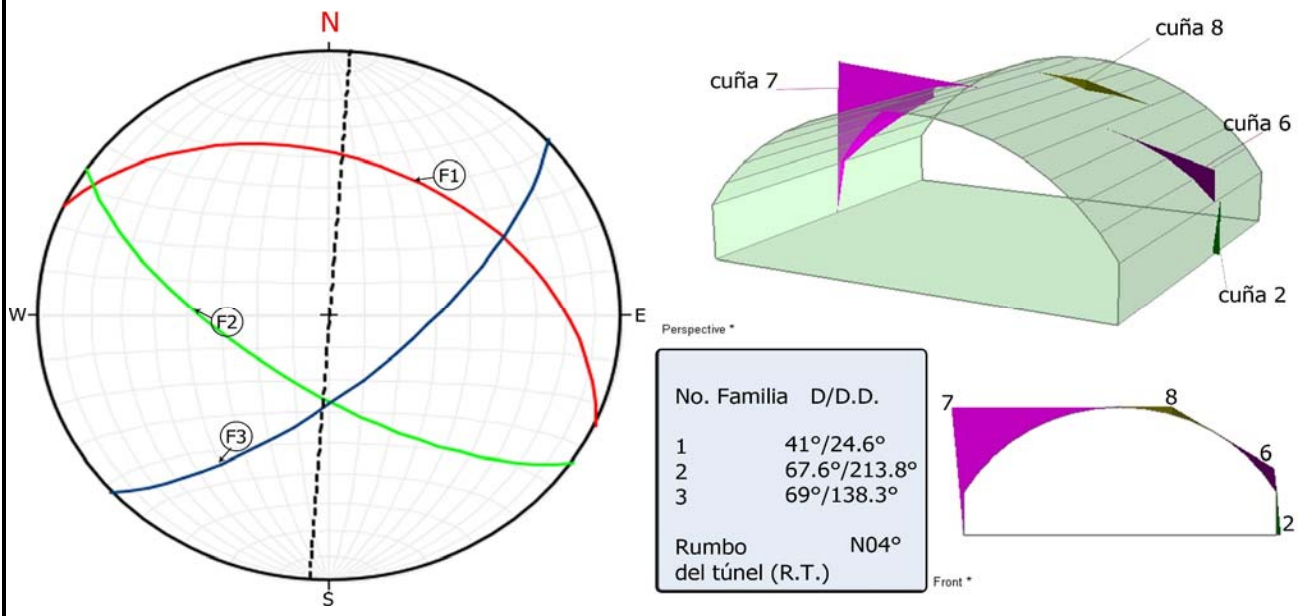


Análisis de cuñas, Túnel San Antonio, cadenamiento 0+217

Para este análisis se utilizó la combinación de las 3 familias que se encuentran en el frente. La familia 1 tiene una inclinación en contra de la excavación del túnel, siendo desfavorable; en combinación con las familias 2 y 5 dan como resultado las cuñas con mayor tamaño y relevancia para la estabilidad del túnel.

Consideraciones

Con esta combinación de familias presentes en el Túnel San Antonio, y con ayuda del programa UNWEDGE se infiere la formación de 6 cuñas, sin embargo, ya sea por su tamaño o su posición, solo 4 tienen relevancia para la estabilidad de la excavación. Dos cuñas se forman en la clave del túnel y dos en los hastiales. Aunque es importante tener en cuenta todas las cuñas aquí mostradas, la cuña 8 es la que adquiere mayor relevancia, ya que, debido a su posición (en la clave) su factor de seguridad es igual a 0, lo que podría ocasionar caídos de volumen importante, y ser un riesgo importante para la seguridad del personal que labora y de la integridad del túnel.



Ficha de caracterización geológica - geotécnica del túnel San Antonio

Ubicación: Túnel San Antonio, Puerto Escondido, Oaxaca

Cadenamiento: 0+220

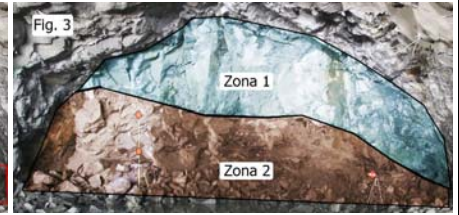
Fecha: 12 de Abril de 2019

Descripción general del frente:

El frente de excavación se encuentra en un macizo rocoso con distintos grados de fracturamiento, la parte superior del frente se encuentra poco fracturada, mientras que la parte inferior se encuentra muy fracturada.

Se identifican 3 familias principalmente, cuya orientación provocan la formación de bloques de volumen considerable en la clave, además son identificables rasgos estructurales importantes como las discontinuidades indicadas (Fig. 1), cuya continuidad va de los 4 - 5 metros hasta los 8 metros de longitud, cuyo relleno se caracteriza por material suelto, triturado y manchas de material fino color marrón. En las Figuras 2, se observan las zonas con mayor cantidad de humedad, en esa zona las discontinuidades se encuentran rellenas de material fino color verde húmedo. Aún no se observa un flujo de agua, pero la humedad puede disminuir la resistencia al corte del material de relleno y desestabilizar el frente.

Se observan dos zonas en el frente, donde el macizo rocoso tiene distintos grados de meteorización. La zona 1 corresponde al macizo rocoso poco fracturado, mientras que la zona 2 se encuentra muy fracturada y sus discontinuidades tienen características más desfavorables que las de la zona 1. (Fig. 3)



Descripción geológica:

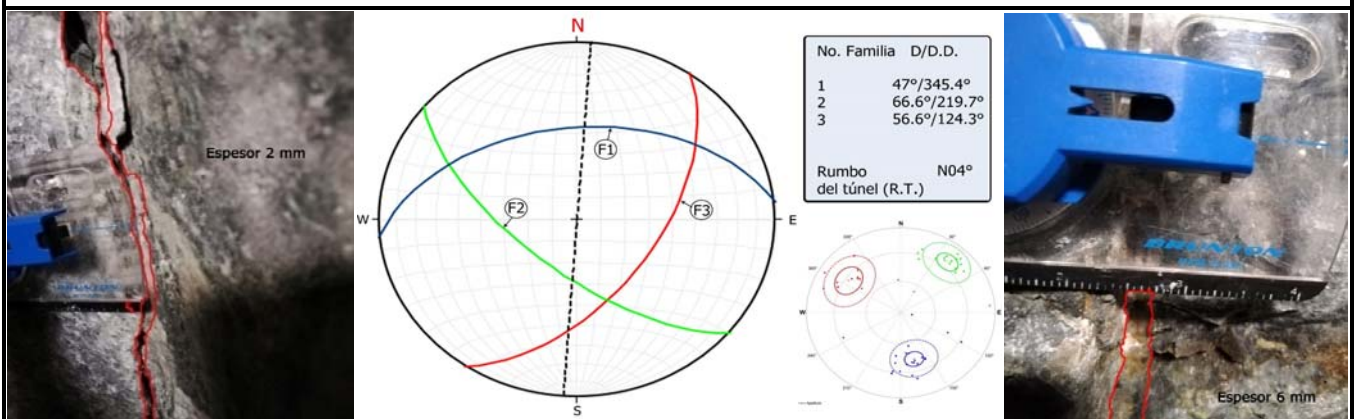
Se encuentran dos unidades litológicas en el frente, la primera unidad se trata de una roca foliada de color verde de grano fino, que contiene minerales como cuarzo y biotita (mica negra); se trata de una roca metamórfica esquistosa verde. La segunda unidad tiene una textura granítica (granodiorita) se encuentra en la parte inferior del frente, está constituida por minerales volcánicos como cuarzo y mica (biotita). La roca foliada tiene una textura jabonosa y se encuentra muy alterada, se encuentra mayormente en la parte inferior del frente, la roca granítica (granodiorita) se encuentra en la parte inferior del frente. La granodiorita se encuentra mineralizada (presencia de pirita) y la división entre ambas se da por una discontinuidad que corta justo por enmedio al frente y esta se encuentra rellena de material triturado y limo arenoso.

Estructura geológica

Con ayuda de la herramienta ShapeMetrix 3D, fue posible identificar 3 familias de discontinuidades. Es posible realizar una comparación entre el frente anterior (0+217) y el actual, esto permite observar las variaciones de dirección e inclinación de las familias de discontinuidades respecto al frente excavado del túnel. Las familias 1, 2, y 3 del corte anterior permanecen en este y varían de rumbo y echado respecto a sus pares del frente anterior, pero sin tener algún cambio significativo.

Además de los datos de dirección y echado de planos de discontinuidad y fracturas, la herramienta permite conocer el espaciamiento, continuidad y con ciertas mediciones permite conocer el tamaño de los bloques representativos del frente utilizados en la evaluación de la clasificación RMI (Palmstrom, 2001). Los datos de la descripción de las discontinuidades de cada familia y para cada zona se muestran en las tablas 1 y 2.

Para clasificar el macizo rocoso, mediante las clasificaciones RMR, índice Q y RMI, se tomaron los datos de las familias con las características más desfavorables para la estabilidad de la excavación o en ocasiones un promedio de estas, para acercarse lo más posible a la realidad.



Descripción de las discontinuidades y clasificación geomecánica del frente

Tabla 1. Descripción de las discontinuidades (ISRM, 1981). Para la zona 1.

Familia	Orientación (echado, dirección del echado)	Espaciado	Continuidad	Rugosidad	Resistencia de las paredes	Abertura	Relleno	Filtraciones
1	56.6°, 124.3°	1.30 m	1.1 m	ondulado rugoso	200 MPa	Cerrada	Sin relleno	Juntas secas
2	66.6°, 219.7°	1.20 m	1.40 m	ondulado rugoso	200 MPa	Cerrada	Sin relleno	Juntas secas
3	47°, 345.4°	0.54 m	0.6 m	ondulada - rugosa	200 MPa	Cerrada	Sin relleno	Juntas secas

Table 2. Descripción de las discontinuidades (ISRM, 1981). Para la zona 2.

Familia	Orientación (echado, dirección del echado)	Espaciado	Continuidad	Rugosidad	Resistencia de las paredes	Abertura	Relleno	Filtraciones
1	56.6°, 124.3°	1.30 m	1.1 m	Ondulado lisa	120 MPa	Cerrada	Sin relleno	Húmedo sin flujo
2	66.6°, 219.7°	1.20 m	1.4 m	Ondulado lisa	120 MPa	Abierta (0.5 - 2.5 mm)	Sin relleno	Húmedo sin flujo
3	47°, 345.4°	0.34 m	1.5 m	ondulada - lisa	120 MPa	Moderadamente ancha (2.5 - 10 mm)	Material duro a desintegrado	Húmedo sin flujo

Rock Mass Rating (RMR14), Celada et al. 2014

UCS (Mpa)	Discontinuidades por metro	Persistencia - continuidad	Rugosidad	Relleno	Alteración	Alterabilidad	Estado del terreno	Corrección por Túneles	Puntuación Total
10	32	4	1	5	3	4	10	-5	64
Tipo de sostedimiento según Lowson				Cálculo del módulo de deformación del macizo rocoso (Em) según diferentes autores (RMR)					
Condición geotécnica		Roca buena		Bieniawski, 1978		28		GPa	
Carga de roca Pr		79.85794888 kN/m ²		Gokceoglu, 2003		9.16		GPa	
Espaciamiento entre anclas		2.192307692 metros		Aydan et al. 1997		24.02		GPa	
Espesor del concreto lanzado		20 mm		Read et al. 1999		26.21		GPa	
				Regresión lineal (Sánchez y Lozada, 2020)		18.24		GPa	

Índice Q de Barton et al 1974

RQD	Jn	Jr	Jw	Ja	SRF	Puntuación	Calidad del macizo		
75	9	3	1	2	5	2.50	Mala		
Tipo de sostedimiento según Barton				Cálculo del módulo de deformación del macizo rocoso (Em) según diferentes autores (Q)					
Condición geotécnica		Roca de calidad media		Barton, 1992		9.95		GPa	
Avance		3 m		Barton, 2002		15.54		GPa	
ESR		1.3		Palmstrom y Singh (2001)		11.54		GPa	
Relación Avance/ESR		2.307692308							
Espaciamiento entre anclas		Puntuales m							
Espesor del concreto lanzado		N/A cm							
Longitud del ancla		1.8 m							

Rock Mass Index. Palmstrom et al 2001

jR	UCS de la roca (qc) MPa	jL	jA	jC	Vb	Jp	D	Puntuación	Calidad del macizo
2	120	1	2	1	0.31	0.13	0.37	15.6	Muy buena
Tipo de sostedimiento según Palmström				Cálculo del módulo de deformación del macizo rocoso (Em) según diferentes autores (RMI)					
Sr		13.2462562		Palmstrom (1995)		15.73		GPa	
Gc		15.6		Palmstrom y Singh (2001)		21.01		GPa	
Revestimiento propuesto		Anclas puntuales							

Geological strenght index, Hoek y Brown, 1997

Jc	Vb	UCS de la roca (qc) MPa	Coefficiente de daño D=	mi	mb	s	a	Puntuación	
1	0.31	120	0.7	25	1.6026	0.0007	0.5057	55	
1									
Hoek y Brown, 1997		10.95		GPa					
Hoek, 2002		6.50		GPa					
Hoek 2004		8.10		GPa					
Sonmez et al. (2004)		11.08		GPa					

Ficha de caracterización geológica - geotécnica del túnel San Antonio

Ubicación: Túnel San Antonio, Puerto Escondido, Oaxaca

Cadenamiento: 0+223

Fecha: 15 de abril de 2019

Descripción general del frente:

El frente de excavación se encuentra en un macizo rocoso con distintos grados de fracturamiento, en la parte izquierda y en la parte interior del frente se aprecia una roca masiva y poco fracturada, mientras que en la parte central superior y derecha del frente se encuentra muy fracturado.

Se identifican 3 familias principalmente, cuya orientación provocan la formación de bloques de volumen considerable en la clave, además son identificables rasgos estructurales importantes como las 4 discontinuidades (Fig. 1), cuya continuidad va de los 4 - 5 metros (amarilla y roja) hasta los 8 metros (verde y azul) de longitud, cuyo relleno se caracteriza por material suelto, desintegrado y manchas de material fino color marrón. En las Figuras 2, se observa la mayor cantidad de humedad, en esa zona las discontinuidades se encuentran rellenas de material fino color marrón húmedo. Aún no se observa un flujo de agua, pero la humedad puede disminuir la resistencia al corte del material de relleno y desestabilizar el frente.

Se observan dos zonas en el frente, donde el macizo rocoso tiene distintos grados de meteorización. La zona 1 corresponde al macizo rocoso masivo a poco fracturado, mientras que la zona 2 se encuentra muy fracturada y sus discontinuidades tienen características más desfavorables que las de la zona 1. (Fig. 3)



Descripción geológica:

Se encuentran dos unidades litológicas en el frente, la primera unidad se trata de una roca de color verde de grano fino, masiva y muy dura, que contiene minerales como cuarzo, plagioclasa, biotita (mica negra) y hornblenda; se trata de una roca metamórfica corneana de contacto. La segunda unidad es una roca metamórfica llamada esquisto verde pelítico, se encuentra intercalada con la unidad 1, en ciertas zonas, se trata de una roca foliada, tacto jabonoso y textura esquistosa, ésta contiene minerales como cuarzo y biotita en abundancia, así como talco.

Es posible que esta litología se presente debido a una secuencia de sucesos en donde un cuerpo intrusivo (tonalita) que alteró la parte circundante de la roca encajonante (esquisto verde pelítico), dando como resultado la roca corneana de contacto en la aureola entre estos dos cuerpos.

Estructura geológica

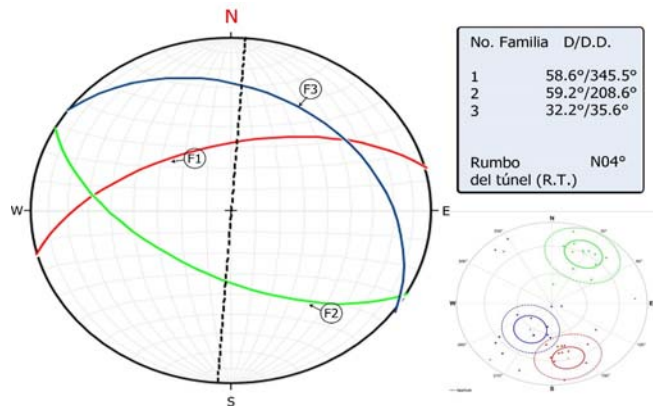
Con ayuda de la herramienta ShapeMetrix 3D, fue posible identificar 3 familias de discontinuidades. Es posible realizar una comparación entre el frente anterior (0+220) y el actual, esto permite observar las variaciones de dirección e inclinación de las familias de discontinuidades respecto al frente excavado del túnel. Las familias 1 y 3 tienen un cambio en su rumbo respecto al frente anterior, mientras que la familia 2 permanece igual o con poca variación.

Las familias 1 y 3 tienen una inclinación en contra del avance de la excavación del túnel, una condición desfavorable según la clasificación RMR.

La familia 2 es junto a las demás familias formadoras de bloques en combinación con las otras familias, pero no tienen una inclinación desfavorable respecto a la excavación.

Además de los datos de dirección e inclinación de planos de discontinuidad y fracturas, la herramienta permite conocer el espaciamiento, continuidad y con ciertas mediciones permite conocer el tamaño de los bloques representativos del frente utilizados en la evaluación de la clasificación RMRi (Palmstrom, 2001). Los datos de la descripción de las discontinuidades de cada familia y para cada zona se muestran en las tablas 1 y 2.

Para clasificar el macizo rocoso, mediante las clasificaciones RMR, índice Q y RMRi, se tomaron los datos de las familias con las características más desfavorables para la estabilidad de la excavación o en ocasiones un promedio de estas, para acercarse lo más posible a la realidad.

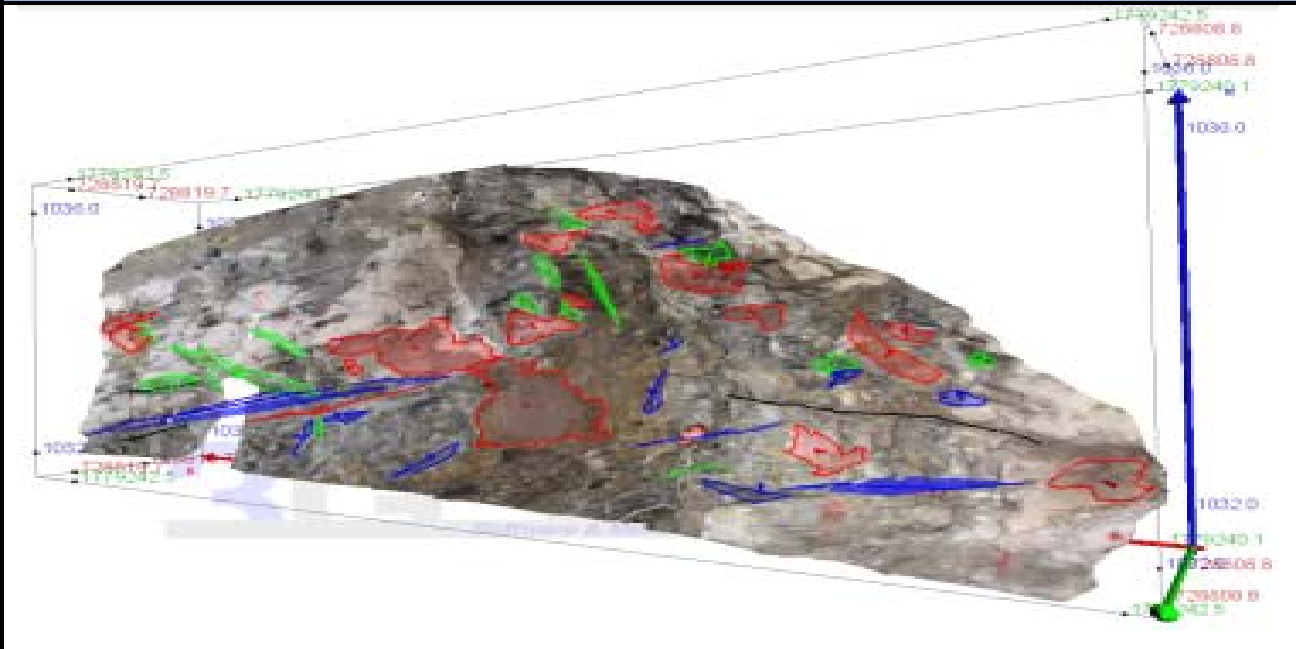


Descripción de las discontinuidades y clasificación geomecánica del frente

Tabla 1. Descripción de las discontinuidades (ISRM, 1981). Para la zona 1.

Familia	Orientación (echado, dirección del echado)	Espaciado	Continuidad	Rugosidad	Resistencia de las paredes	Abertura	Relleno	Filtraciones	
1	58.6° , 345.5°	0.65 m	0.88 m	Ondulado liso	120 MPa	Abierta	Material desintegrado	Húmedo sin flujo	
2	59.2° , 208.6°	0.54 m	0.63 m	ondulado rugoso	120 MPa	Moderadamente ancha	Limo arenoso	Húmedo sin flujo	
3	32.2° , 35.6°	0.66 m	1.05 m	Ondulado liso	120 MPa	Moderadamente ancha	Limo arenoso	Húmedo sin flujo	
Rock Mass Rating (RMR14), Celada et al. 2014									
UCS (Mpa)	Discontinuidades por metro	Persistencia - continuidad	Rugosidad	Relleno	Alteración	Alterabilidad	Estado del terreno	Corrección por Túneles	Puntuación Total
10	32	4	1	2	3	4	10	-10	56
Tipo de sostedimiento según Lowson			Cálculo del módulo de deformación del macizo rocoso (Em) según diferentes autores (RMR)						
Condición geotécnica		Roca media	Bieniawski, 1978			12	GPa		
Carga de roca Pr		97.60415975 kN/m2	Gokceoglu, 2003			5.01	GPa		
Espaciamiento entre anclas		1.884615385 metros	Aydan et al. 1997			14.97	GPa		
Espesor del concreto lanzado		20 mm	Read et al. 1999			17.56	GPa		
			Regresión lineal (Sánchez y Lozada, 2020)			11.83	GPa		
Índice Q de Barton et al 1974									
RQD	Jn	Jr	Jw	Ja	SRF	Puntuación	Calidad del macizo		
70	9	2	1	4	7.5	0.52	Mala		
Tipo de sostedimiento según Barton			Cálculo del módulo de deformación del macizo rocoso (Em) según diferentes autores (Q)						
Condición geotécnica		Roca de calidad mala	Barton, 1992			-7.13	GPa		
Avance		3 m	Barton, 2002			9.20	GPa		
ESR		1.3	Palmstrom y Singh (2001)			6.15	GPa		
Relación Avance/ESR		2.307692308							
Espaciamiento entre anclas		2.5 m							
Espesor del concreto lanzado		5 a 9 cm							
Longitud del ancla		2 m							
Rock Mass Index. Palmstrom et al 2001									
jR	UCS de la roca (qc) MPa	jL	jA	jC	Vb	Jp	D	Puntuación	Calidad del macizo
2	120	1	4	0.5	0.15	0.06	0.42	7.2	Buena
Tipo de sostedimiento según Palmström			Cálculo del módulo de deformación del macizo rocoso (Em) según diferentes autores (RMI)						
Sr		16.831871	Palmstrom (1995)			11.76	GPa		
Gc		4.8	Palmstrom y Singh (2001)			15.42	GPa		
Revestimiento propuesto		Anclas de 2.5 m de espaciamiento y 5 cm de espesor de concreto lanzado con fibras							
Geological strenght index, Hoek y Brown, 1997									
Jc	Vb	UCS de la roca (qc) MPa	Coficiente de daño D=	mi	mb	s	a	Puntuación	
0.5	0.15	120	0.7	25	1.0909	0.0003	0.5093	43	
1									
Hoek y Brown, 1997		7.32	GPa						
Hoek, 2002		4.34	GPa						
Hoek 2004		5.17	GPa						
Sonmez et al. (2004)		8.92	GPa						

Modelo ShapeMetrix3D

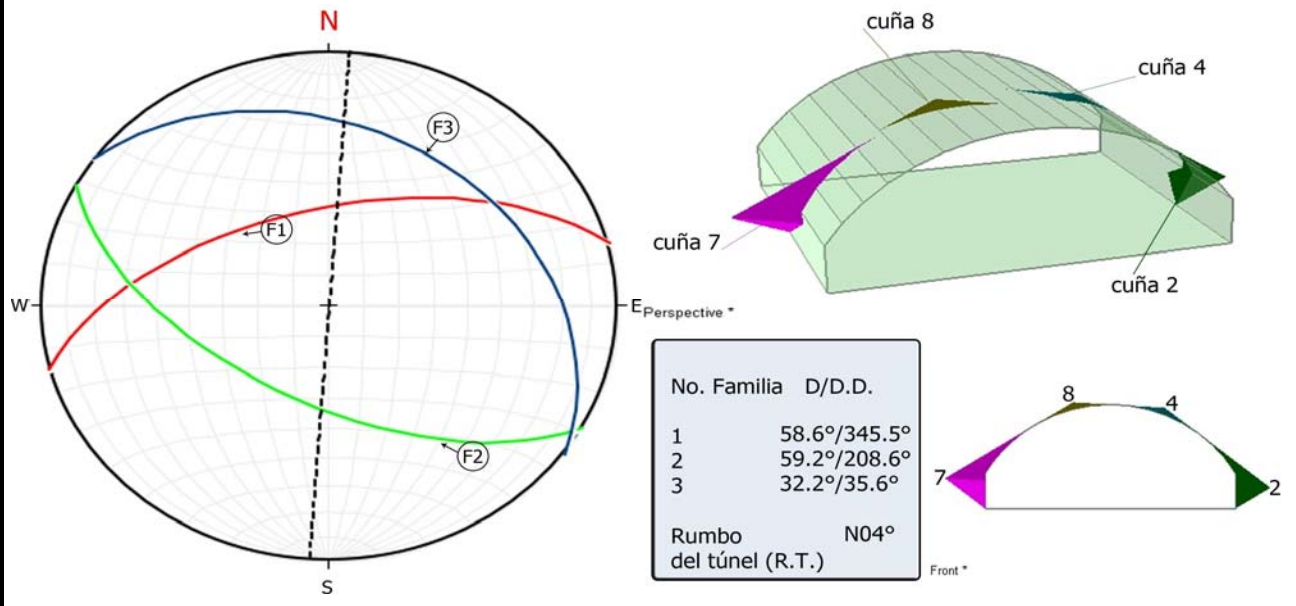


Análisis de cuñas, Túnel San Antonio, cadenamiento 0+223

Para este análisis se utilizó la combinación de las 3 familias de discontinuidades. Las familias 1 y 3 tienen una inclinación en contra de la excavación del túnel, siendo desfavorable; en combinación con la familia 2 dan como resultado las cuñas con mayor tamaño y relevancia para la estabilidad del túnel.

Consideraciones

Con esta combinación de familias presentes en el Túnel San Antonio, y con ayuda del programa UNWEDGE se infiere la formación de 6 cuñas, sin embargo, ya sea por su tamaño o su posición, solo 4 tienen relevancia para la estabilidad de la excavación. Dos cuñas se forman en la clave del túnel y dos en los hastiales. Aunque es importante tener en cuenta todas las cuñas aquí mostradas, la cuña 8 es la que adquiere mayor relevancia, ya que, debido a su posición (en la clave) y su factor de seguridad que es igual a 0, podría ocasionar caídas de volumen importante, y ser un riesgo importante para la seguridad del personal que labora y de la integridad del túnel.



Ficha de caracterización geológica - geotécnica del túnel San Antonio

Ubicación: Túnel San Antonio, Puerto Escondido,
Oaxaca

Cadenamiento: 0+226

Fecha: 17 de abril de 2019

Descripción general del frente:

El frente de excavación se encuentra en un macizo rocoso se encuentra muy fracturado.

Se identifican 4 familias principalmente, cuya orientación provocan la formación de bloques de volumen considerable en la clave (Fig. 3), además son identificables rasgos estructurales importantes como las discontinuidades indicadas (Fig. 1), cuya continuidad va de los 4 - 5 metros hasta los 8 metros de longitud, cuyo relleno se caracteriza por material suelto, triturado y manchas de material fino color marrón. En las Figuras 2, se observan las zonas con mayor cantidad de humedad, en esa zona las discontinuidades se encuentran rellenas de material fino color marrón húmedo. Aún no se observa un flujo de agua, pero la humedad puede disminuir la resistencia al corte del material de relleno y desestabilizar el frente.



Descripción geológica:

Se encuentran dos unidades litológicas en el frente, la primera unidad se trata de una roca foliada de color verde de grano fino, que contiene minerales como cuarzo y biotita (mica negra); se trata de una roca metamórfica esquistosa verde. La segunda unidad tiene una textura granítica (granodiorita) se encuentra en la parte inferior del frente, está constituida por minerales volcánicos como cuarzo y mica (biotita). La roca foliada tiene una textura jabonosa y se encuentra muy alterada, se encuentra mayormente en la parte inferior del frente, la roca granítica (granodiorita) se encuentra en la parte inferior del frente. La granodiorita se encuentra mineralizada (presencia de pirita).

Estructura geológica

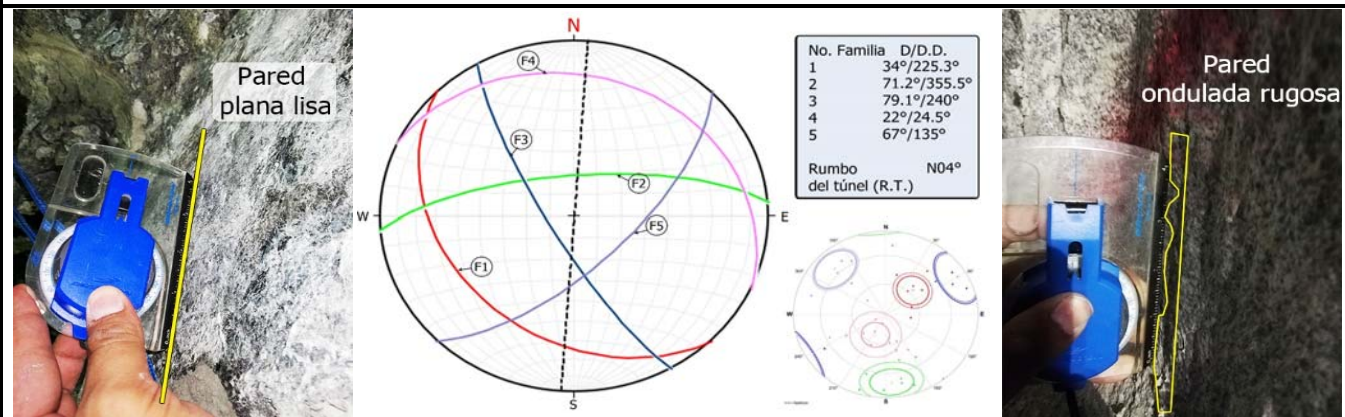
Con ayuda de la herramienta ShapeMetrix 3D, fue posible identificar 5 familias de discontinuidades. Es posible realizar una comparación entre el frente anterior (0+223) y el actual, esto permite observar las variaciones de dirección e inclinación de las familias de discontinuidades respecto al frente excavado del túnel. Las familias 1, 2 y 4 siguen siendo las familias 1, 2 y 3 del frente anterior, sumándose entonces 2 familias más en este frente.

Las familias 2 y 4 tienen una inclinación en contra del avance de la excavación, una condición muy desfavorable según la clasificación RMR.

Las demás familias 1, 3 y 5 son formadoras de bloques en combinación con las otras familias, pero no tienen una inclinación desfavorable respecto a la excavación.

Además de los datos de dirección e echado de planos de discontinuidad y fracturas, la herramienta permite conocer el espaciamiento, continuidad y con ciertas mediciones permite conocer el tamaño de los bloques representativos del frente utilizados en la evaluación de la clasificación RMRi (Palmstrom, 2001). Los datos de la descripción de las discontinuidades de cada familia y para cada zona se muestran en las tablas 1 y 2.

Para clasificar el macizo rocoso, mediante las clasificaciones RMR, índice Q y RMRi, se tomaron los datos de las familias con las características más desfavorables para la estabilidad de la excavación o en ocasiones un promedio de estas, para acercarse lo más posible a la realidad.



Pared plana lisa

Pared ondulada rugosa

Descripción de las discontinuidades y clasificación geomecánica del frente

Tabla 1. Descripción de las discontinuidades (ISRM, 1981). Para la zona 1.

Familia	Orientación (echado, dirección del echado)	Espaciado	Continuidad	Rugosidad	Resistencia de las paredes	Abertura	Relleno	Filtraciones
1	34° , 225.3°	0.49 m	0.97 m	Ondulado liso	90 MPa	Ancha	Material desintegrado, cuarzo	Húmedo sin flujo
2	71.2° , 355.5°	0.33 m	1 m	Ondulado liso	90 MPa	Muy ancha	Limo arenoso	Húmedo sin flujo
3	79.1° , 240°	2 m	0.62 m	Ondulado liso	90 MPa	Moderadamente ancha	Limo arenoso	Húmedo sin flujo
4	22° , 24.5°	0.45 m	1.82 m	Ondulado liso	90 MPa	Moderadamente ancha	Limo arenoso	Húmedo sin flujo
5	67° , 135°	0.10 m	0.68 m	Ondulado liso	90 MPa	Muy ancha	Limo arenoso	Húmedo sin flujo

Rock Mass Rating (RMR14), Celada et al. 2014									
UCS (Mpa)	Discontinuidades por metro	Persistencia - continuidad	Rugosidad	Relleno	Alteración	Alterabilidad	Estado del terreno	Corrección por Túneles	Puntuación Total
7	26	4	1	0	1	4	10	-5	48

Tipo de sostedimiento según Lowson			Cálculo del módulo de deformación del macizo rocoso (Em) según diferentes autores (RMR)			
Condición geotécnica	Roca media	Bieniawski, 1978		-4	GPa	
Carga de roca Pr	115.3503706 kN/m2	Gokceoglu, 2003		2.74	GPa	
Espaciamiento entre anclas	1.576923077 metros	Aydan et al. 1997		8.68	GPa	
Espesor del concreto lanzado	20 mm	Read et al. 1999		11.06	GPa	
		Regresión lineal (Sánchez y Lozada, 2020)		7.68	GPa	

Índice Q de Barton et al 1974							
RQD	Jn	Jr	Jw	Ja	SRF	Puntuación	Calidad del macizo
50	12	2	1	8	7.5	0.14	Muy mala

Tipo de sostedimiento según Barton			Cálculo del módulo de deformación del macizo rocoso (Em) según diferentes autores (Q)			
Condición geotécnica	Roca de calidad mala	Barton, 1992		-21.43	GPa	
Avance	3 m	Barton, 2002		5.93	GPa	
ESR	1.3	Palmstrom y Singh (2001)		3.63	GPa	
Relación Avance/ESR	2.307692308					
Espaciamiento entre anclas	2.5 m					
Espesor del concreto lanzado	5 a 9 cm					
Longitud del ancla	2 m					

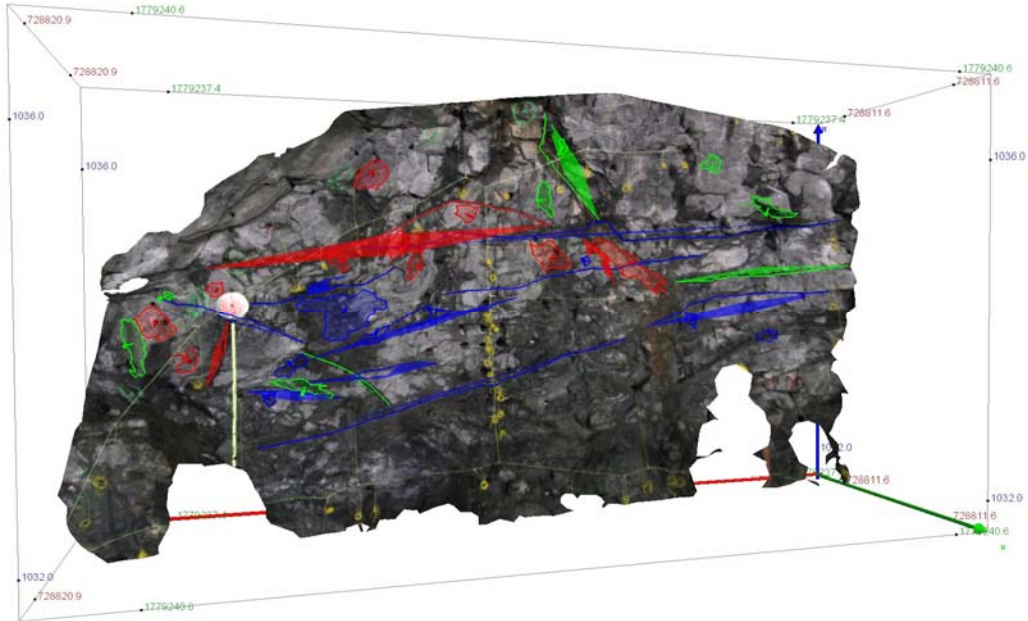
Rock Mass Index. Palmstrom et al 2001									
jR	UCS de la roca (qc) MPa	jL	JA	JC	Vb	Jp	D	Puntuación	Calidad del macizo
2	80	1	8	0.25	0.012	0.011	0.48	0.88	Media

Tipo de sostedimiento según Palmström			Cálculo del módulo de deformación del macizo rocoso (Em) según diferentes autores (RMI)			
Sr	38.73581503	Palmstrom (1995)		5.34	GPa	
Gc	0.586666667	Palmstrom y Singh (2001)		6.65	GPa	
Revestimiento propuesto	Anclas con 2.5 m de espaciamiento y 5 cm de espesor de concreto lanzado con fibras					

Geological strenght index, Hoek y Brown, 1997									
Jc	Vb	UCS de la roca (qc) MPa	Coeficiente de daño D=	mi	mb	s	a	Puntuación	
0.25	0.012	80	0.7	25	0.6297	0.0001	0.5183	33	

1									
Hoek y Brown, 1997	3.36	GPa							
Hoek, 2002	2.44	GPa							
Hoek 2004	2.73	GPa							
Sonmez et al. (2004)	4.28	GPa							

Modelo ShapeMetrix3D

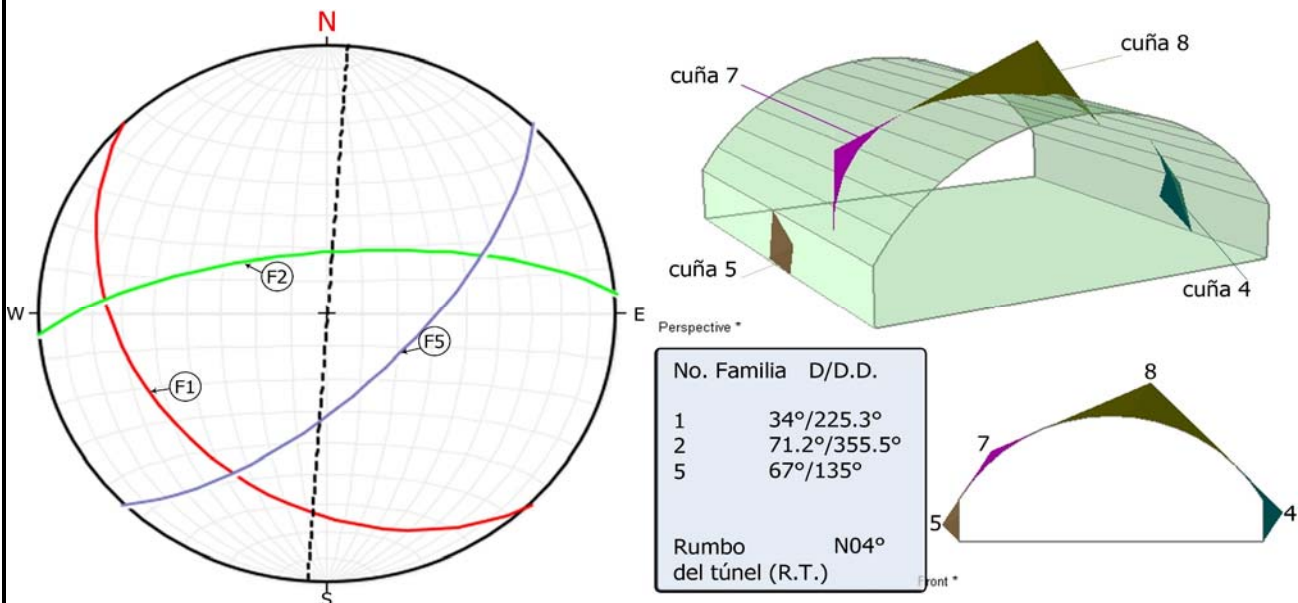


Análisis de cuñas, Túnel San Antonio, cadenamiento 0+226

Para este análisis se utilizó la combinación de 3 de las 6 familias, estas son las familias 1, 2 y 5. Se eligieron estas 3 familias, debido a que la familia 2 tiene una inclinación en contra de la excavación del túnel, siendo desfavorable; en combinación con las familias 1 y 5 dan como resultado las cuñas con mayor tamaño y relevancia para la estabilidad del túnel.

Consideraciones

Con esta combinación de familias presentes en el Túnel San Antonio, y con ayuda del programa UNWEDGE se infiere la formación de 6 cuñas, sin embargo, ya sea por su tamaño o su posición, solo 4 tienen relevancia para la estabilidad de la excavación. Dos cuñas se forman en la clave del túnel y dos en los hastiales. Aunque es importante tener en cuenta todas las cuñas aquí mostradas, la cuña 8 es la que adquiere mayor relevancia, ya que, debido a su posición (en la clave) y tamaño podría ocasionar caídos de volumen importante, y ser un riesgo importante para la seguridad del personal que labora y de la integridad del túnel, además, su factor de seguridad es igual a 0.



Ficha de caracterización geológica - geotécnica del túnel San Antonio

Ubicación: Túnel San Antonio, Puerto Escondido, Oaxaca

Cadenamiento:

0+229

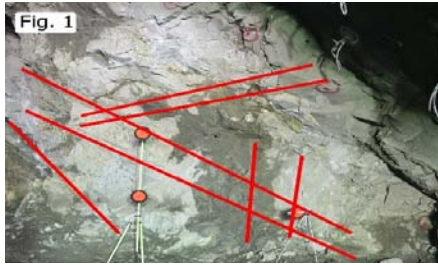
Fecha:

27 de abril de 2019

Descripción general del frente:

El frente está siendo excavado en dos fases, en esta ficha se analiza el lado derecho de esta fase, el macizo rocoso que le corresponde se encuentra medianamente fracturado.

Se identifican 3 familias principalmente, cuya orientación provocan la formación de bloques de volumen considerable en la clave (Fig. 3), además son identificables rasgos estructurales importantes como las discontinuidades indicadas (Fig. 1), cuya continuidad va de los 4 - 5 metros hasta los 8 metros de longitud, cuyo relleno se caracteriza por material suelto, triturado y manchas de material fino color marrón. En las Figuras 2, se observan las zonas con mayor cantidad de humedad, en esa zona las discontinuidades se encuentran rellenas de material fino color marrón húmedo. Aún no se observa un flujo de agua, pero la humedad puede disminuir la resistencia al corte del material de relleno y desestabilizar el frente.



Descripción geológica:

Se encuentra una unidad litológica en el frente, se trata de una roca con textura granítica (granodiorita), está constituida por minerales volcánicos como cuarzo y mica (biotita), además de bandas de grosor considerable (> 5 cm) de cuarzo lechoso. Se encuentra mineralizada (presencia de pirita).

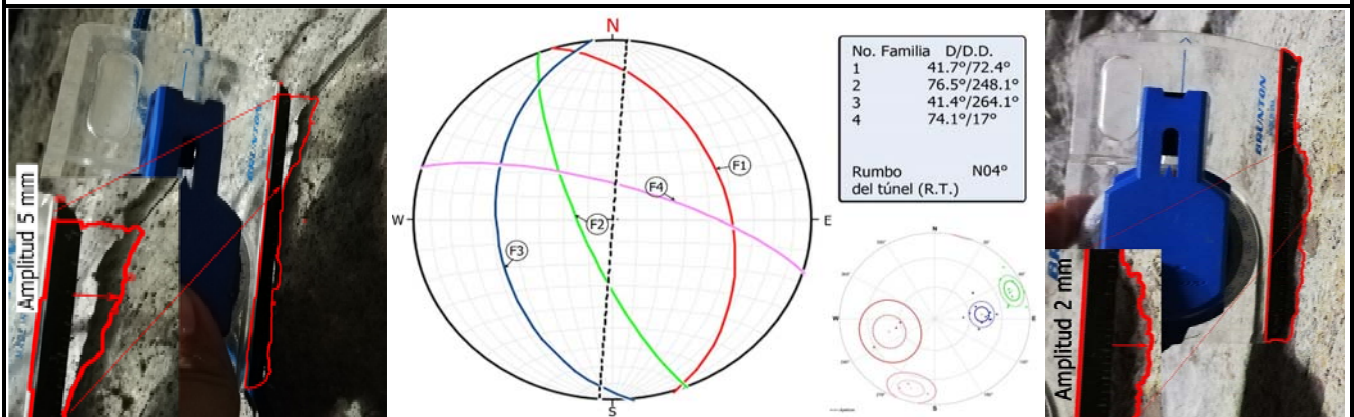
Con ayuda de la herramienta ShapeMetrix 3D, fue posible identificar 4 familias de discontinuidades. Es posible realizar una comparación entre el frente anterior (0+226) y el actual, esto permite observar las variaciones de dirección e inclinación de las familias de discontinuidades respecto frente excavado del túnel. En este frente desaparece la familia 5 y las demás familias tuvieron un cambio uniforme de 20 a 30 grados hacia el nor-este.

La familia 4 tiene una inclinación en contra del avance de la excavación del túnel, una condición desfavorable según la clasificación RMR.

Las demás familias 1, 2 y 3 son formadoras de bloques en combinación con las otras familias, pero no tienen una inclinación desfavorable respecto a la excavación.

Además de los datos de dirección y echado de planos de discontinuidad y fracturas, la herramienta permite conocer el espaciamiento, continuidad y con ciertas mediciones permite conocer el tamaño de los bloques representativos del frente utilizados en la evaluación de la clasificación Rmi (Palmstrom, 2001). Los datos de la descripción de las discontinuidades de cada familia y para cada zona se muestran en las tablas 1 y 2.

Para clasificar el macizo rocoso, mediante las clasificaciones RMR, índice Q y Rmi, se tomaron los datos de las familias con las características más desfavorables para la estabilidad de la excavación o en ocasiones un promedio de estas, para acercarse lo más posible a la realidad.



Descripción de las discontinuidades y clasificación geomecánica del frente

Tabla 1. Descripción de las discontinuidades (ISRM, 1981). Para la zona 1.

Familia	Orientación (echado, dirección del echado)	Espaciado	Continuidad	Rugosidad	Resistencia de las paredes	Abertura	Relleno	Filtraciones
1	41.7° , 72.4°	0.6 m	1.8 m	Ondulado rugoso	120 MPa	Cerrada	Sin relleno	Húmedo sin flujo
2	76.5° , 248.1°	0.12 m	1.10 m	Ondulado liso	120 MPa	Cerrada	Limo arenoso	Húmedo sin flujo
3	41.4° , 264.1°	0.33 m	1.10 m	Ondulado liso	120 MPa	Cerrada	Limo arenoso	Húmedo sin flujo
4	74.1° , 17°	1.30 m	0.86 m	Ondulado liso	120 MPa	Parcialmente abierta	Materia triturado, arena	Húmedo sin flujo

Rock Mass Rating (RMR14), Celada et al. 2014

UCS (Mpa)	Discontinuidades por metro	Persistencia - continuidad	Rugosidad	Relleno	Alteración	Alterabilidad	Estado del terreno	Corrección por Túneles	Puntuación Total
9	28	4	5	5	3	4	10	-5	63
Tipo de sostedimiento según Lowson				Cálculo del módulo de deformación del macizo rocoso (Em) según diferentes autores (RMR)					
Condición geotécnica		Roca de buena calidad		Bieniawski, 1978		26		GPa	
Carga de roca Pr		82.07622524 kN/m2		Gokceoglu, 2003		8.49		GPa	
Espaciamiento entre anclas		2.153846154 metros		Aydan et al. 1997		22.72		GPa	
Espesor del concreto lanzado		20 mm		Read et al. 1999		25.00		GPa	
				Regresión lineal (Sánchez y Lozada, 2020)		17.28		GPa	

Índice Q de Barton et al 1974

RQD	Jn	Jr	Jw	Ja	SRF	Puntuación	Calidad del macizo
70	12	3	1	2	5	1.75	Mala
Tipo de sostedimiento según Barton				Cálculo del módulo de deformación del macizo rocoso (Em) según diferentes autores (Q)			
Condición geotécnica		Roca de calidad mala		Barton, 1992		6.08 GPa	
Avance		3 m		Barton, 2002		13.79 GPa	
ESR		1.3		Palmstrom y Singh (2001)		10.01 GPa	
Relación Avance/ESR		2.307692308					
Espaciamiento entre anclas		1.4 m					
Espesor del concreto lanzado		Sin concreto lanzado					
Longitud del ancla		2 m					

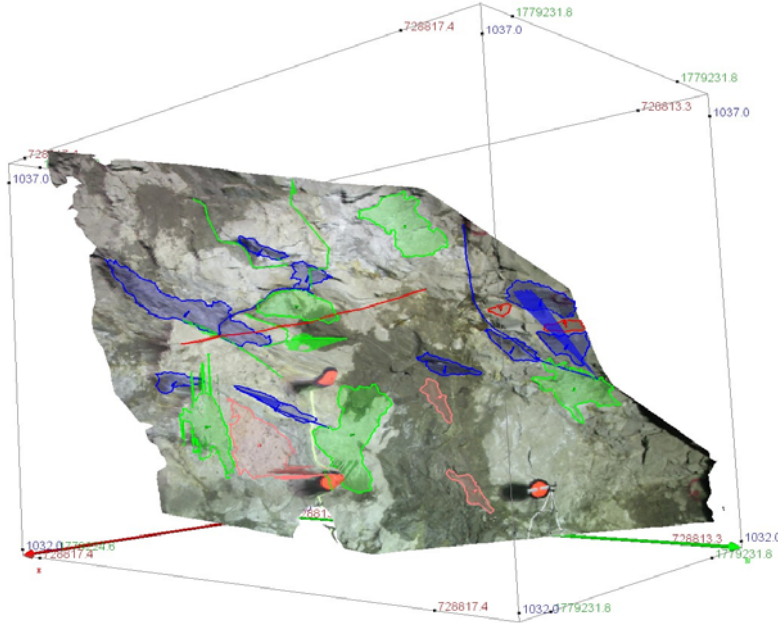
Rock Mass Index. Palmstrom et al 2001

jR	UCS de la roca (qc) MPa	jL	jA	jC	Vb	Jp	D	Puntuación	Calidad del macizo
2	120	1	3	1	0.21	0.11	0.37	13.2	Muy buena
Tipo de sostedimiento según Palmström				Cálculo del módulo de deformación del macizo rocoso (Em) según diferentes autores (RMI)					
Sr		15.06295373		Palmstrom (1995)		14.77		GPa	
Gc		13.2		Palmstrom y Singh (2001)		19.65		GPa	
Revestimiento propuesto		Anclas con 2 m de espaciamento							

Geological strenght index, Hoek y Brown, 1997

Jc	Vb	UCS de la roca (qc) MPa	Coficiente de daño D=	mi	mb	s	a	Puntuación
1	0.21	120	0.7	25	2.1093	0.0015	0.5040	55
1								
Hoek y Brown, 1997		14.61		GPa				
Hoek, 2002		8.67		GPa				
Hoek 2004		11.15		GPa				
Sonmez et al. (2004)		12.89		GPa				

Modelo ShapeMetrix3D

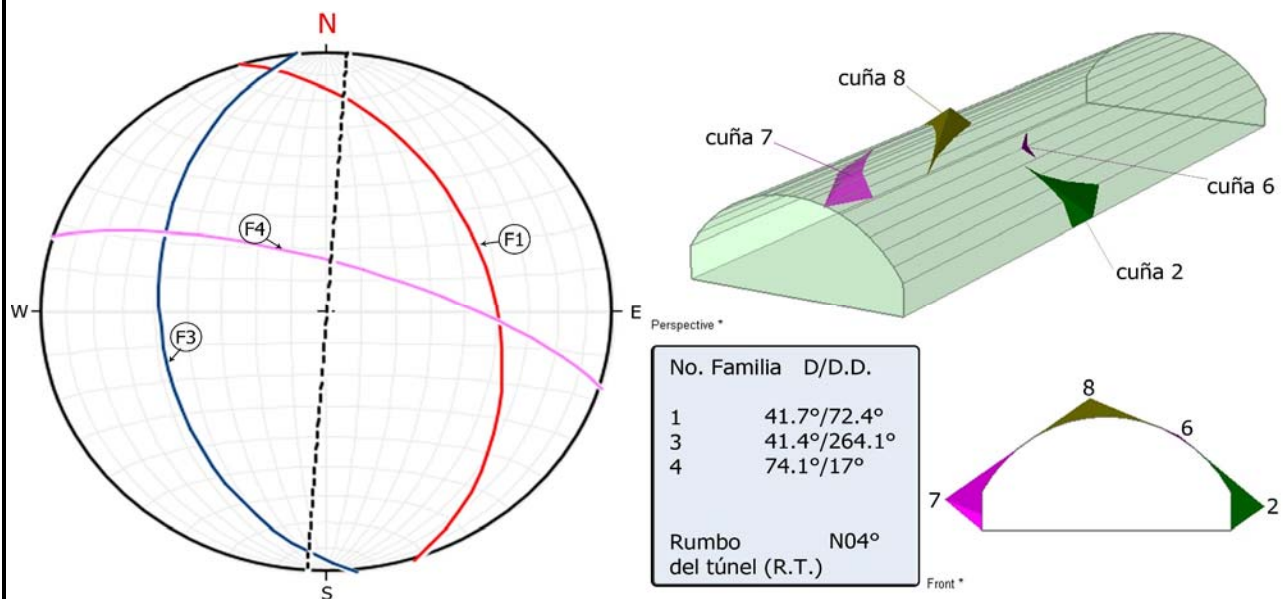


Análisis de cuñas, Túnel San Antonio, cadenamiento 0+229

Para este análisis se utilizó la combinación de 3 de las 4 familias, estas son las familias 1, 3 y 4. Se eligieron estas 3 familias, debido a que la familia 4 tiene una inclinación en contra de la excavación del túnel, siendo desfavorable; en combinación con las familias 2 y 5 dan como resultado las cuñas con mayor tamaño y relevancia para la estabilidad del túnel.

Consideraciones

Con esta combinación de familias presentes en el Túnel San Antonio, y con ayuda del programa UNWEDGE se infiere la formación de 6 cuñas, sin embargo, ya sea por su tamaño o su posición, solo 4 tienen relevancia para la estabilidad de la excavación. Dos cuñas se forman en la clave del túnel y dos en los hastiales. Aunque es importante tener en cuenta todas las cuñas aquí mostradas, la cuña 8 es la que adquiere mayor relevancia, ya que, debido a su posición (en la clave) y tamaño podría ocasionar caídos de volumen importante, y ser un riesgo importante para la seguridad del personal que labora y de la integridad del túnel, además, su factor de seguridad es igual a 0.



Ficha de caracterización geológica - geotécnica del túnel San Antonio

Ubicación: Túnel San Antonio, Puerto Escondido, Oaxaca

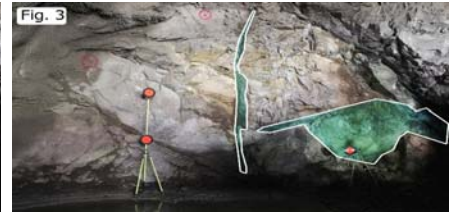
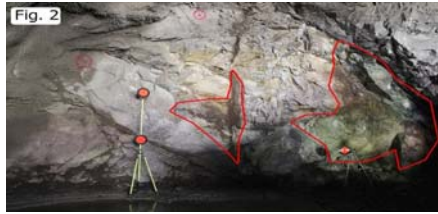
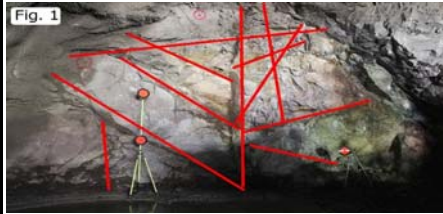
Cadenamiento: 0+232

Fecha: 28 de Febrero de 2019

Descripción general del frente:

El frente está siendo excavado en dos fases, en esta ficha se analiza el lado izquierdo de esta fase, el macizo rocoso que le corresponde se encuentra medianamente fracturado.

Se identifican 3 familias principalmente, cuya orientación provocan la formación de bloques de volumen considerable (Fig. 3), además son identificables rasgos estructurales importantes como las discontinuidades indicadas (Fig. 1), cuya continuidad va de los 4 - 5 metros hasta los 8 metros de longitud, cuyo relleno se caracteriza por material suelto, triturado y manchas de material fino color marrón. En las Figuras 2, se observan las zonas con mayor cantidad de humedad, en esa zona las discontinuidades se encuentran rellenas de material fino color marrón húmedo. Aún no se observa un flujo de agua, pero la humedad puede disminuir la resistencia al corte del material de relleno y desestabilizar el frente.



Descripción geológica:

Se encuentra una unidad litológica en el frente, se trata de una roca con textura granítica (granodiorita), está constituida por minerales volcánicos como cuarzo y mica (biotita), además de bandas de grosor considerable (> 5 cm) de cuarzo lechoso. Se encuentra mineralizada (presencia de pirita).

Estructura geológica

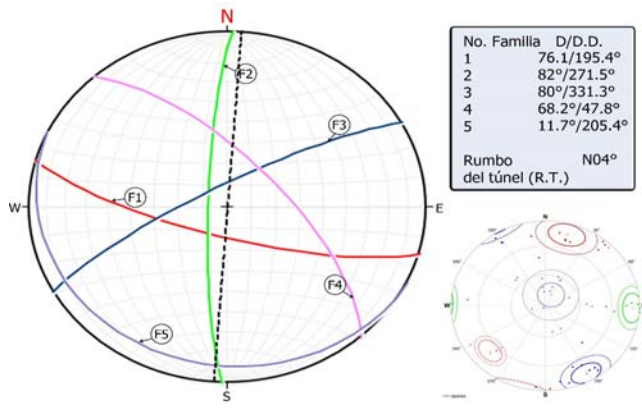
Con ayuda de la herramienta ShapeMetrix 3D, fue posible identificar 5 familias de discontinuidades. Es posible realizar una comparación entre el frente anterior (0+229) y el actual, esto permite observar las variaciones de dirección e inclinación de las familias de discontinuidades respecto frente excavado del túnel. Las familias 2 y 4 se mantienen del frente anterior, mientras que las familias 1, 3 y 5, son familias que se forman en este frente de excavación.

Como en el frente anterior, permanece como desfavorable la familia 4 y la familia 2 cambio la dirección de su echado lo suficiente para tener un rumbo paralelo al eje del túnel, una condición muy desfavorable según la clasificación RMR.

La demás familias 1, 3 y 5 son formadoras de bloques en combinación con las otras familias, pero no tienen una inclinación desfavorable respecto a la excavación.

Además de los datos de dirección y echado de planos de discontinuidad y fracturas, la herramienta permite conocer el espaciamiento, continuidad y con ciertas mediciones permite conocer el tamaño de los bloques representativos del frente utilizados en la evaluación de la clasificación RMi (Palmstrom, 2001). Los datos de la descripción de las discontinuidades de cada familia y para cada zona se muestran en las tablas 1 y 2.

Para clasificar el macizo rocoso, mediante las clasificaciones RMR, índice Q y RMi, se tomaron los datos de las familias con las características más desfavorables para la estabilidad de la excavación o en ocasiones un promedio de estas, para acercarse lo más posible a la realidad.



Descripción de las discontinuidades y clasificación geomecánica del frente

Tabla 1. Descripción de las discontinuidades (ISRM, 1981). Para la zona 1.

Familia	Orientación (echado, dirección del echado)	Espaciado	Continuidad	Rugosidad	Resistencia de las paredes	Abertura	Relleno	Filtraciones
1	76.1° , 195.4°	0.22 m	1.0 m	Ondulado liso	120 MPa	Abierta	Limo arcilloso	Húmedo sin flujo
2	82° , 271.5°	0.70 m	1.0 m	Ondulado rugoso	120 MPa	Parcialmente abierta	Limo arenoso	Húmedo sin flujo
3	80° , 331.3°	0.50 m	0.8 m	Ondulado rugoso	120 MPa	Cerrada	Limo arenoso	Húmedo sin flujo
4	68.2° , 47.8°	0.40 m	0.47 m	Ondulado rugoso	120 MPa	Parcialmente abierta	Material triturado, arenoso	Húmedo sin flujo
5	11.7° , 205.4°	0.7 m	0.95 m	Ondulado liso	120 MPa	Muy ancha	Material triturado, arenoso-limo	Húmedo sin flujo

Rock Mass Rating (RMR14), Celada et al. 2014

UCS (Mpa)	Discontinuidades por metro	Persistencia - continuidad	Rugosidad	Relleno	Alteración	Alterabilidad	Estado del terreno	Corrección por Túneles	Puntuación Total
9	27	4	1	5	1	4	10	-12	49

Tipo de sostedimiento según Lowson

Cálculo del módulo de deformación del macizo rocoso (Em) según diferentes autores (RMR)

Condición geotécnica	Roca de calidad media	Bieniawski, 1978	-2	GPa
Carga de roca Pr	113.1320943 kN/m2	Gokceoglu, 2003	2.95	GPa
Espaciamiento entre anclas	1.615384615 metros	Aydan et al. 1997	9.33	GPa
Espesor del concreto lanzado	20-50 mm	Read et al. 1999	11.76	GPa
		Regresión lineal (Sánchez y Lozada, 2020)	8.10	GPa

Índice Q de Barton et al 1974

RQD	Jn	Jr	Jw	Ja	SRF	Puntuación	Calidad del macizo
60	12	1.5	1	3	7.5	0.33	Muy mala

Tipo de sostedimiento según Barton

Cálculo del módulo de deformación del macizo rocoso (Em) según diferentes autores (Q)

Condición geotécnica	Roca de calidad muy mala	Barton, 1992	-11.93	GPa
Avance	3 m	Barton, 2002	7.94	GPa
ESR	1.3	Palmstrom y Singh (2001)	5.16	GPa
Relación Avance/ESR	2.307692308			
Espaciamiento entre anclas	2.5 m			
Espesor del concreto lanzado	5 a 9 cm			
Longitud del ancla	2.5 m			

Rock Mass Index. Palmstrom et al 2001

jR	UCS de la roca (qc) MPa	jL	JA	jC	Vb	Jp	D	Puntuación	Calidad del macizo
2	120	1	8	0.25	0.16	0.04	0.48	4.8	Buena

Tipo de sostedimiento según Palmström

Cálculo del módulo de deformación del macizo rocoso (Em) según diferentes autores (RMI)

Sr	16.4771811	Palmstrom (1995)	10.10	GPa
Gc	3.2	Palmstrom y Singh (2001)	13.11	GPa
Revestimiento propuesto	Anclas con 2 m de espaciamento, 50 mm de espesor de concreto lanzado con fibras			

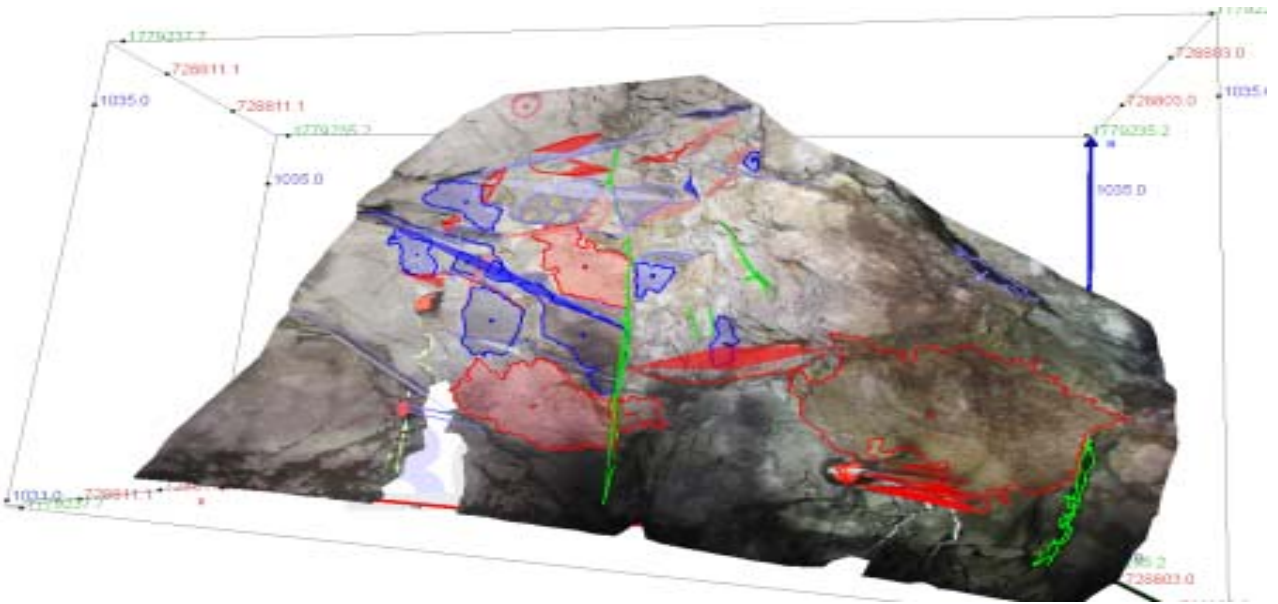
Geological strenght index, Hoek y Brown, 1997

Jc	Vb	UCS de la roca (qc) MPa	Coficiente de daño D=	mi	mb	s	a	Puntuación
0.25	0.16	120	0.7	25	0.8288	0.0001	0.5130	38

1

Hoek y Brown, 1997	5.49	GPa
Hoek, 2002	3.26	GPa
Hoek 2004	3.76	GPa
Sonmez et al. (2004)	7.59	GPa

Modelo ShapeMetrix3D

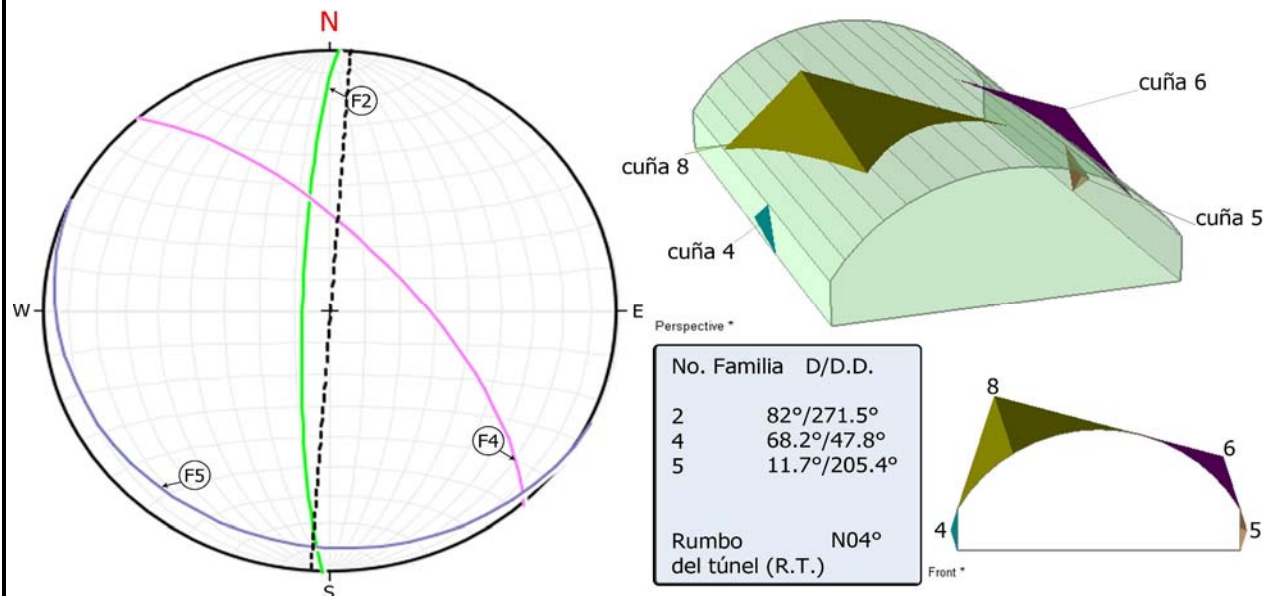


Análisis de cuñas, Túnel San Antonio, cadenamiento 0+232

Para este análisis se utilizó la combinación de 3 de las 5 familias, estas son las familias 2, 4 y 5. Se eligieron estas 3 familias, debido a que la familia 2 tiene un rumbo paralelo al avance de la excavación del túnel, siendo desfavorable; en combinación con las familias 4 y 5 dan como resultado las cuñas con mayor tamaño y relevancia para la estabilidad del túnel.

Consideraciones

Con esta combinación de familias presentes en el Túnel San Antonio, y con ayuda del programa UNWEDGE se infiere la formación de 6 cuñas, sin embargo, ya sea por su tamaño o su posición, solo 4 tienen relevancia para la estabilidad de la excavación. Dos cuñas que se forman en la clave del túnel y dos en los hastiales. Aunque es importante tener en cuenta todas las cuñas aquí mostradas, la cuña 8 es la que adquiere mayor relevancia, ya que, debido a su posición (en la clave) y tamaño podría ocasionar caídos de volumen importante, y ser un riesgo importante para la seguridad del personal que labora y de la integridad del túnel, además, su factor de seguridad es igual a 0.



Ficha de caracterización geológica - geotécnica del túnel San Antonio

Ubicación: Túnel San Antonio, Puerto Escondido, Oaxaca

Cadenamiento: 0+235

Fecha: 30 de abril de 2019

Descripción general del frente:

El frente está siendo excavado en dos fases, en esta ficha se analiza el lado derecho de esta fase, el macizo rocoso que le corresponde se encuentra ligeramente fracturado.

Se identifican 3 familias principalmente, cuya orientación provocan la formación de bloques de volumen considerable (Fig. 3), además son identificables rasgos estructurales importantes como las discontinuidades indicadas (Fig. 1), cuya continuidad va de los 4 - 5 metros de longitud, cuyo relleno se caracteriza por material suelto, triturado y manchas de material fino color marrón. En la Figuras 2, se observan las zonas con mayor cantidad de humedad, en esa zona las discontinuidades se encuentran rellenas de material fino color marrón húmedo. Aún no se observa un flujo de agua, pero la humedad puede disminuir la resistencia al corte del material de relleno y desestabilizar el frente.



Descripción geológica:

Se encuentra una unidad litológica en el frente, se trata de una roca con textura granítica (granodiorita), está constituida por minerales como cuarzo, plagioclasa y mica (biotita), además de bandas de grosor considerable (> 5 cm) de cuarzo lechoso. Se encuentra mineralizada (presencia de pirita).

Estructura geológica

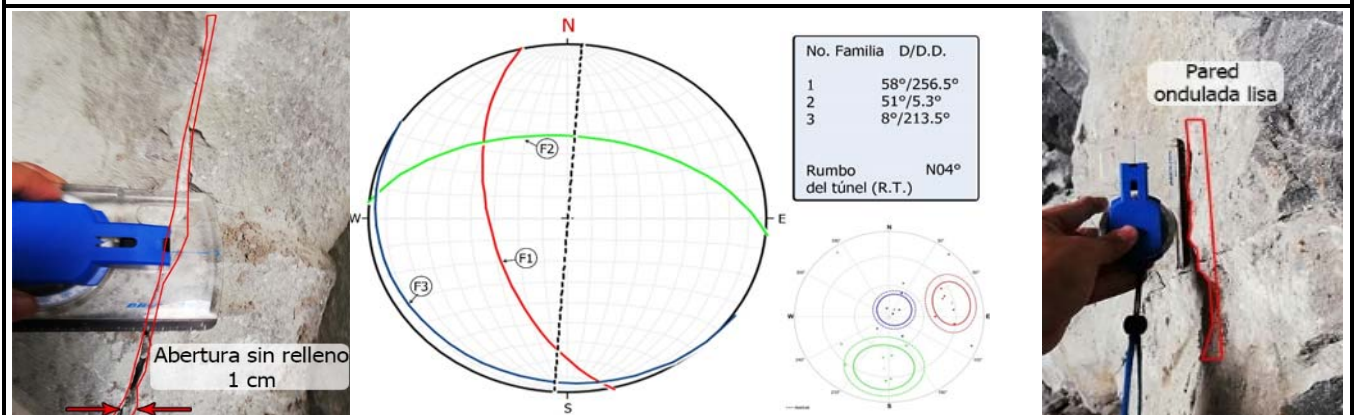
Con ayuda de la herramienta ShapeMetrix 3D, fue posible identificar 3 familias de discontinuidades. Es posible realizar una comparación entre el frente anterior (0+232) y el actual, esto permite observar las variaciones de dirección e inclinación de las familias de discontinuidades respecto frente excavado del túnel. En este frente solo permanece la familia 5 del frente anterior tomando el nombre de familia 3 en éste.

La familia 2 tiene una inclinación desfavorable, ya que se inclina en contra del avance de la excavación.

Las demás familias 1 y 3 son formadoras de bloques en combinación con las otras familias, pero no tienen una inclinación desfavorable respecto a la excavación.

Además de los datos de dirección y echado de planos de discontinuidad y fracturas, la herramienta permite conocer el espaciamiento, continuidad y con ciertas mediciones permite conocer el tamaño de los bloques representativos del frente utilizados en la evaluación de la clasificación RMi (Palmstrom, 2001). Los datos de la descripción de las discontinuidades de cada familia y para cada zona se muestran en las tablas 1 y 2.

Para clasificar el macizo rocoso, mediante las clasificaciones RMR, índice Q y RMi, se tomaron los datos de las familias con las características más desfavorables para la estabilidad de la excavación o en ocasiones un promedio de estas, para acercarse lo más posible a la realidad.

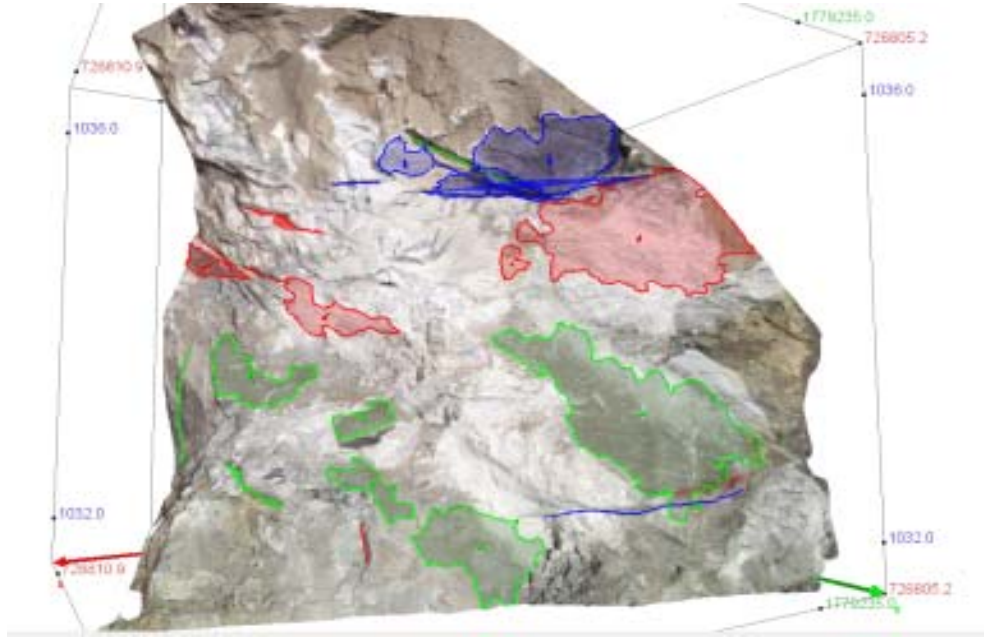


Descripción de las discontinuidades y clasificación geomecánica del frente

Tabla 1. Descripción de las discontinuidades (ISRM, 1981). Para la zona 1.

Familia	Orientación (echado, dirección del echado)	Espaciado	Continuidad	Rugosidad	Resistencia de las paredes	Abertura	Relleno	Filtraciones	
1	58° , 256.5°	0.49 m	0.84 m	Ondulado liso	50 - 100 MPa	Ancha	Limo arcilloso	Húmedo sin flujo	
2	51° , 5.3°	1.36 m	1.13 m	Ondulado liso	100 MPa	Moderadamente ancha	Limo arenoso	Húmedo sin flujo	
3	8° , 213.5°	0.50 m	1.10 m	Ondulado liso	50 - 100 MPa	Ancha	Limo arcilloso	Húmedo sin flujo	
Rock Mass Rating (RMR14), Celada et al. 2014									
UCS (Mpa)	Discontinuidades por metro	Persistencia - continuidad	Rugosidad	Relleno	Alteración	Alterabilidad	Estado del terreno	Corrección por Túneles	Puntuación Total
6	29	4	1	0	1	0	10	-5	46
Tipo de sostedimiento según Lowson				Cálculo del módulo de deformación del macizo rocoso (Em) según diferentes autores (RMR)					
Condición geotécnica		Roca de calidad media		Bieniawski, 1978			-8	GPa	
Carga de roca Pr		119.7869233 kN/m2		Gokceoglu, 2003			2.35	GPa	
Espaciamiento entre anclas		1.5 metros		Aydan et al. 1997			7.46	GPa	
Espesor del concreto lanzado		20-50 mm		Read et al. 1999			9.73	GPa	
				Regresión lineal (Sánchez y Lozada, 2020)			6.89	GPa	
Índice Q de Barton et al 1974									
RQD	Jn	Jr	Jw	Ja	SRF	Puntuación	Calidad del macizo		
50	9	1	1	6	7.5	0.12	Muy mala		
Tipo de sostedimiento según Barton				Cálculo del módulo de deformación del macizo rocoso (Em) según diferentes autores (Q)					
Condición geotécnica		Roca de calidad muy mala		Barton, 1992			-22.71	GPa	
Avance		3 m		Barton, 2002			5.70	GPa	
ESR		1.3		Palmstrom y Singh (2001)			3.46	GPa	
Relación Avance/ESR		2.307692308							
Espaciamiento entre anclas		2.1 a 2.5 m							
Espesor del concreto lanzado		9 a 12 cm							
Longitud del ancla		2 m							
Rock Mass Index. Palmstrom et al 2001									
jR	UCS de la roca (qc) MPa	jL	jA	jC	Vb	Jp	D	Puntuación	Calidad del macizo
1	50	1	10	0.1	0.22	0.02	0.58	1	Buena
Tipo de sostedimiento según Palmström				Cálculo del módulo de deformación del macizo rocoso (Em) según diferentes autores (RMI)					
Sr		14.83347912		Palmstrom (1995)			5.60	GPa	
Gc		0.666666667		Palmstrom y Singh (2001)			7.00	GPa	
Revestimiento propuesto		Anclas con 1.5 m de espaciamento, con 60 mm de espesor de concreto lanzado							
Geological strenght index, Hoek y Brown, 1997									
Jc	Vb	UCS de la roca (qc) MPa	Coficiente de daño D=	mi	mb	s	a	Puntuación	
0.1	0.22	50	0.7	25	1.6026	0.0007	0.5057	28	
1									
Hoek y Brown, 1997		7.07	GPa						
Hoek, 2002		6.50	GPa						
Hoek 2004		8.10	GPa						
Sonmez et al. (2004)		4.62	GPa						

Modelo ShapeMetrix3D

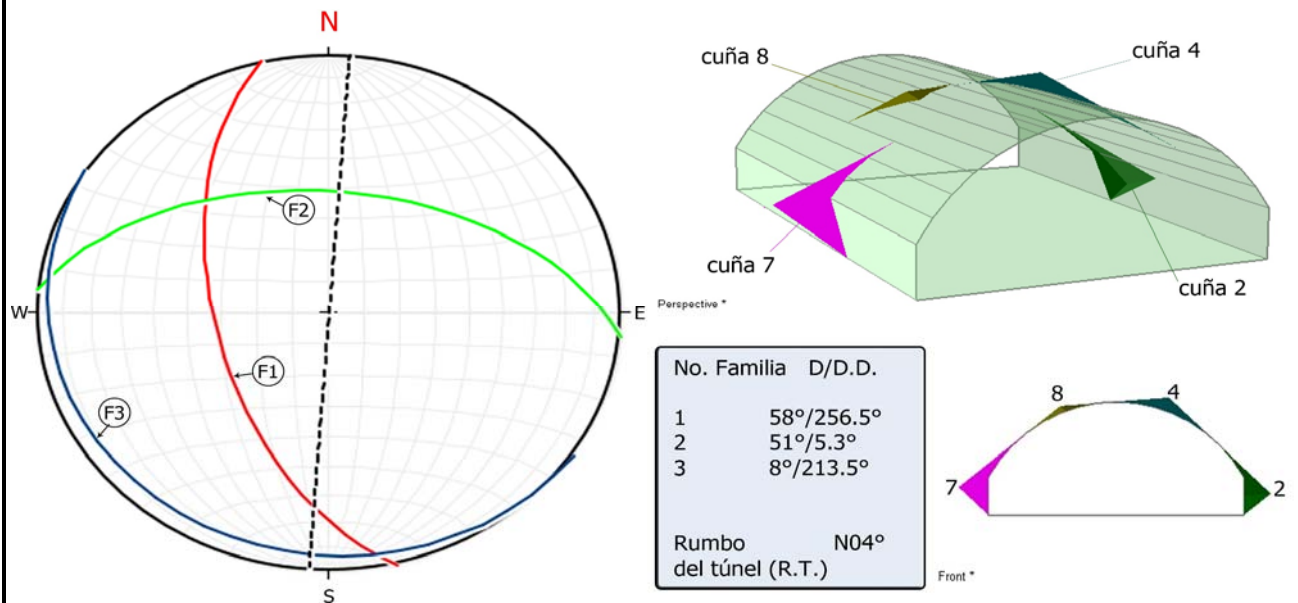


Análisis de cuñas, Túnel San Antonio, cadenamiento 0+235

Para este análisis se utilizó la combinación de las 3 familias presentes en este frente, estas son las familias 1, 2 y 3. La familia 2 tiene una inclinación en contra de la excavación del túnel, siendo desfavorable; en combinación con las familias 1 y 3 dan como resultado las cuñas con mayor tamaño y relevancia para la estabilidad del túnel.

Consideraciones

Con esta combinación de familias presentes en el Túnel San Antonio, y con ayuda del programa UNWEDGE se infiere la formación de 6 cuñas, sin embargo, ya sea por su tamaño o su posición, solo 4 tienen relevancia para la estabilidad de la excavación. Dos cuñas que se forman en la clave del túnel y dos en los hastiales. Aunque es importante tener en cuenta todas las cuñas aquí mostradas, la cuña 8 es la que adquiere mayor relevancia, ya que, debido a su posición (en la clave) y su factor de seguridad que es igual a 0, podría ocasionar caídos de volumen importante, y ser un riesgo importante para la seguridad del personal que labora y de la integridad del túnel.



Ficha de caracterización geológica - geotécnica del túnel San Antonio

Ubicación: Túnel San Antonio, Puerto Escondido,
Oaxaca

Cadenamiento: 0+238

Fecha: 30 de Abril de 2019

Descripción general del frente:

El frente está siendo excavado en dos fases, en esta ficha se analiza el lado izquierdo de esta fase, el macizo rocoso que le corresponde se encuentra ligeramente fracturado.

Se identifican 3 familias principalmente, cuya orientación provocan la formación de bloques de volumen considerable (Fig. 3), además son identificables rasgos estructurales importantes como las discontinuidades indicadas (Fig. 1), cuya continuidad va de los 4 - 5 metros de longitud, cuyo relleno se caracteriza por material suelto, triturado y manchas de material fino color marrón. En la Figuras 2, se observan las zonas con mayor cantidad de humedad, en esa zona las discontinuidades se encuentran rellenas de material fino color marrón húmedo. Aún no se observa un flujo de agua, pero la humedad puede disminuir la resistencia al corte del material de relleno y desestabilizar el frente.



Descripción geológica:

Se encuentran dos unidades litológicas en el frente, la primera unidad se trata de una roca foliada de color verde de grano fino, que contiene minerales como cuarzo y biotita (mica negra); se trata de una roca metamórfica esquistosa verde. La segunda unidad tiene una textura granítica (granodiorita) se encuentra en la parte inferior del frente, está constituida por minerales volcánicos como cuarzo y mica (biotita). La roca foliada tiene una textura jabonosa y se encuentra muy alterada, se encuentra mayormente en la parte inferior del frente, la roca granítica (granodiorita) se encuentra en la parte inferior del frente. La granodiorita se encuentra mineralizada (presencia de pirita).

Estructura geológica

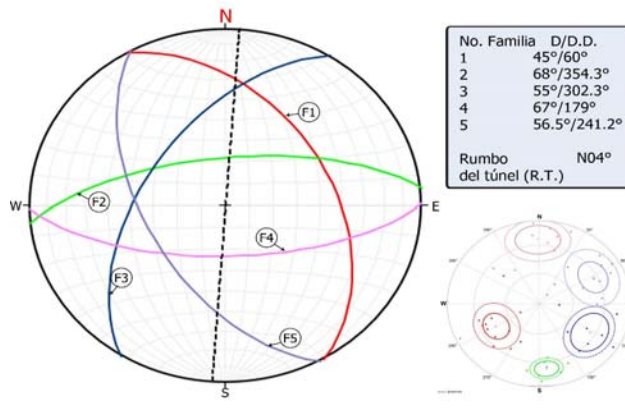
Con ayuda de la herramienta ShapeMetrix 3D, fue posible identificar 5 familias de discontinuidades. Es posible realizar una comparación entre el frente anterior (0+235) y el actual, esto permite observar las variaciones de dirección e inclinación de las familias de discontinuidades respecto al frente excavado del túnel. Las familias 1 y 2 del frente anterior se mantienen en éste, con los nombres de familia 5 y 2 respectivamente.

Como en el frente anterior, permanece como desfavorable la familia 2, debido a que tiene una inclinación en contra del avance de la excavación del túnel.

Las demás familias de discontinuidades son formadoras de bloques en combinación con las otras familias, pero no tienen una inclinación desfavorable respecto a la excavación.

Además de los datos de dirección e inclinación de planos de discontinuidad y fracturas, la herramienta permite conocer el espaciamiento, continuidad y con ciertas mediciones permite conocer el tamaño de los bloques representativos del frente utilizados en la evaluación de la clasificación RMI (Palmstrom, 2001). Los datos de la descripción de las discontinuidades de cada familia y para cada zona se muestran en las tablas 1 y 2.

Para clasificar el macizo rocoso, mediante las clasificaciones RMR, índice Q y RMI, se tomaron los datos de las familias con las características más desfavorables para la estabilidad de la excavación o en ocasiones un promedio de estas, para acercarse lo más posible a la realidad.



Descripción de las discontinuidades y clasificación geomecánica del frente

Tabla 1. Descripción de las discontinuidades (ISRM, 1981). Para la zona 1.

Familia	Orientación (echado, dirección del echado)	Espaciado	Continuidad	Rugosidad	Resistencia de las paredes	Abertura	Relleno	Filtraciones
1	45°, 60°	0.86 m	0.81 m	Ondulado rugoso	100 MPa	Abierta	Roca triturada	Húmedo sin flujo
2	68°, 354.3°	1.15 m	1.36 m	Ondulado liso	50 MPa	Moderadamente ancha	Limo arcilloso	Húmedo sin flujo
3	55°, 302.3°	1.94 m	0.90 m	Ondulado liso	50 MPa	Moderadamente ancha	Limo arenoso	Húmedo sin flujo
4	67°, 179°	0.30 m	1.12 m	Ondulado rugoso	50 MPa	Ancha	Limo arcilloso	Húmedo sin flujo
5	56.5°, 241.2°	0.54 m	0.90 m	Ondulado liso	50 MPa	Ancha	Limo arenoso	Húmedo sin flujo

Rock Mass Rating (RMR14), Celada et al. 2014

UCS (Mpa)	Discontinuidades por metro	Persistencia - continuidad	Rugosidad	Relleno	Alteración	Alterabilidad	Estado del terreno	Corrección por Túneles	Puntuación Total
6	28	4	1	0	1	4	10	-10	44

Tipo de sostedimiento según Lowson

Cálculo del módulo de deformación del macizo rocoso (Em) según diferentes autores (RMR)

Condición geotécnica	Roca de calidad media	Bieniawski, 1978	-12	GPa
Carga de roca Pr	124.223476 kN/m ²	Gokceoglu, 2003	2.02	GPa
Espaciamiento entre anclas	1.423076923 metros	Aydan et al. 1997	6.38	GPa
Espesor del concreto lanzado	50 a 20 mm	Read et al. 1999	8.52	GPa
		Regresión lineal (Sánchez y Lozada, 2020)	6.18	GPa

Índice Q de Barton et al 1974

RQD	Jn	Jr	Jw	Ja	SRF	Puntuación	Calidad del macizo
40	12	1	1	8	10	0.04	Extremadamente mala

Tipo de sostedimiento según Barton

Cálculo del módulo de deformación del macizo rocoso (Em) según diferentes autores (Q)

Condición geotécnica	Roca de calidad extremadamente mala	Barton, 1992	-34.51	GPa
Avance	3 m	Barton, 2002	3.97	GPa
ESR	1.3	Palmstrom y Singh (2001)	2.24	GPa
Relación Avance/ESR	2.307692308			
Espaciamiento entre anclas	2.5 m			
Espesor del concreto lanzado	9 a 12 cm			
Longitud del ancla	2 m			

Rock Mass Index. Palmstrom et al 2001

jR	UCS de la roca (qc) MPa	jL	jA	jC	Vb	Jp	D	Puntuación	Calidad del macizo
1	50	1	12	0.08	0.37	0.03	0.6	1.5	Buena

Tipo de sostedimiento según Palmström

Cálculo del módulo de deformación del macizo rocoso (Em) según diferentes autores (RMi)

Sr	12.49499079	Palmstrom (1995)	6.52	GPa
Gc	0.75	Palmstrom y Singh (2001)	8.23	GPa
Revestimiento propuesto	Anclas con 1.5 m de espaciamento y 50 a 60 mm de espesor de concreto lanzado			

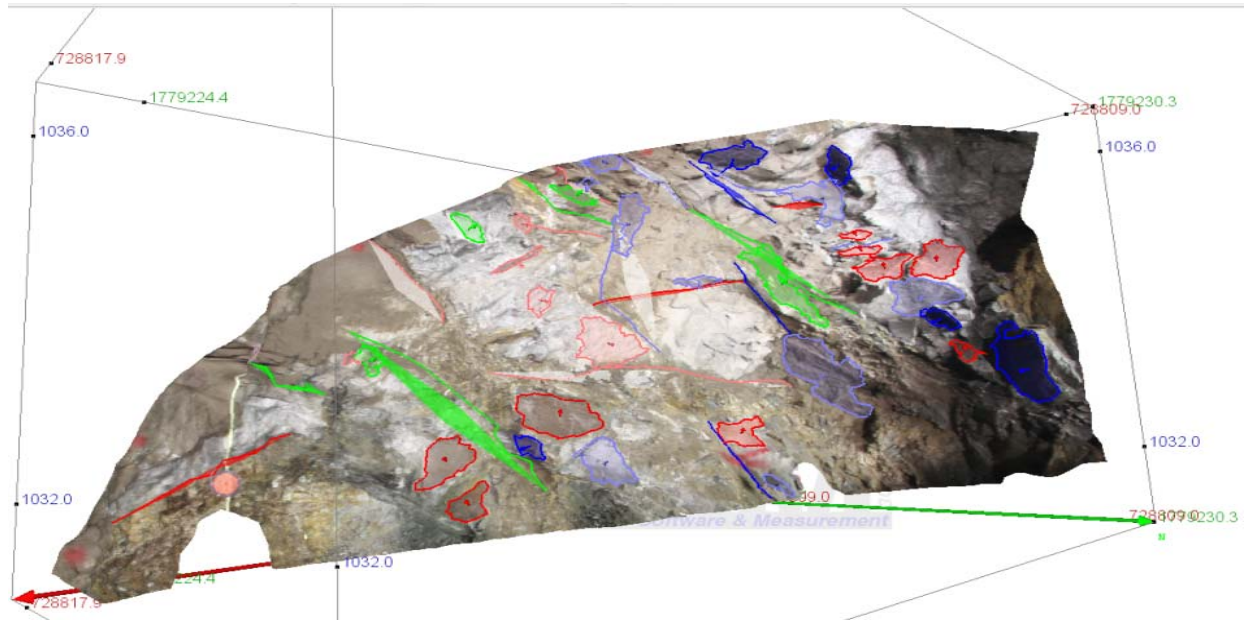
Geological strenght index, Hoek y Brown, 1997

Jc	Vb	UCS de la roca (qc) MPa	Coficiente de daño D=	mi	mb	s	a	Puntuación
0.08	0.37	50	0.7	25	1.6026	0.0007	0.5057	30

1

Hoek y Brown, 1997	7.07	GPa
Hoek, 2002	6.50	GPa
Hoek 2004	8.10	GPa
Sonmez et al. (2004)	4.62	GPa

Modelo ShapeMetrix3D

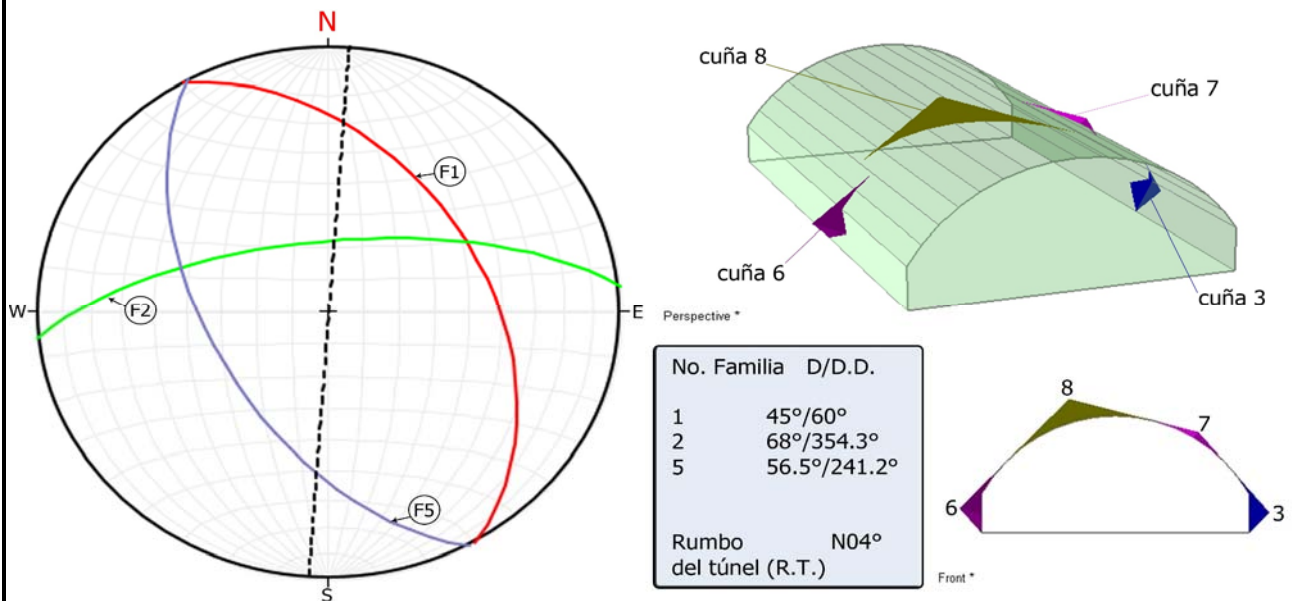


Análisis de cuñas, Túnel San Antonio, cadenamiento 0+238

Para este análisis se utilizó la combinación de 3 de las 5 familias, estas son las familias 1, 2 y 5. Se eligieron estas 3 familias, debido a que la familia 2 tiene una inclinación en contra de la excavación del túnel, siendo desfavorable; en combinación con las familias 1 y 5 dan como resultado las cuñas con mayor tamaño y relevancia para la estabilidad del túnel.

Consideraciones

Con esta combinación de familias presentes en el Túnel San Antonio, y con ayuda del programa UNWEDGE se infiere la formación de 6 cuñas, sin embargo, ya sea por su tamaño o su posición, solo 4 tienen relevancia para la estabilidad de la excavación. Dos cuñas se forman en la clave del túnel y dos en los hastiales. Aunque es importante tener en cuenta todas las cuñas aquí mostradas, la cuña 8 es la que adquiere mayor relevancia, ya que, debido a su posición (en la clave) y su factor de seguridad que es igual a 0, podría ocasionar caídos de volumen importante, y ser un riesgo importante para la seguridad del personal que labora y de la integridad del túnel.



Ficha de caracterización geológica - geotécnica del túnel San Antonio

Ubicación: Túnel San Antonio, Puerto Escondido, Oaxaca

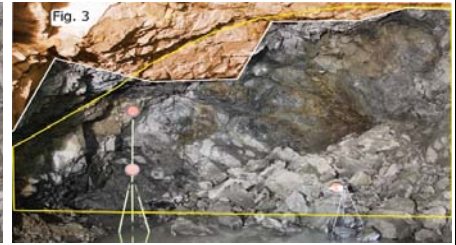
Cadenamiento: 0+241

Fecha: 02 de Mayo de 2019

Descripción general del frente:

El frente está siendo excavado en dos fases, en esta ficha se analiza el lado izquierdo de esta fase, el macizo rocoso que le corresponde se encuentra muy fracturado.

Se identifican 3 familias principalmente, cuya orientación provocan la formación de bloques de volumen considerable (Fig. 3), además son identificables rasgos estructurales importantes como las discontinuidades indicadas (Fig. 1), cuya continuidad va de los 4 - 5 metros de longitud, cuyo relleno se caracteriza por material suelto, triturado y manchas de material fino color marrón. En la Figuras 2, se observan las zonas con mayor cantidad de humedad, en esa zona las discontinuidades se encuentran rellenas de material fino color marrón húmedo. Aún no se observa un flujo de agua, pero la humedad puede disminuir la resistencia al corte del material de relleno y desestabilizar el frente.



Descripción geológica:

Se encuentran dos unidades litológicas en el frente, la primera unidad se trata de una roca foliada de color verde de grano fino, que contiene minerales como cuarzo y biotita (mica negra); se trata de una roca metamórfica esquistosa verde. La segunda unidad tiene una textura granítica (granodiorita) se encuentra en la parte inferior del frente, está constituida por minerales volcánicos como cuarzo y mica (biotita). La roca foliada tiene una textura jabonosa y se encuentra muy alterada, se encuentra mayormente en la parte inferior del frente, la roca granítica (granodiorita) se encuentra en la parte inferior del frente. La granodiorita se encuentra mineralizada (presencia de pirita).

Estructura geológica

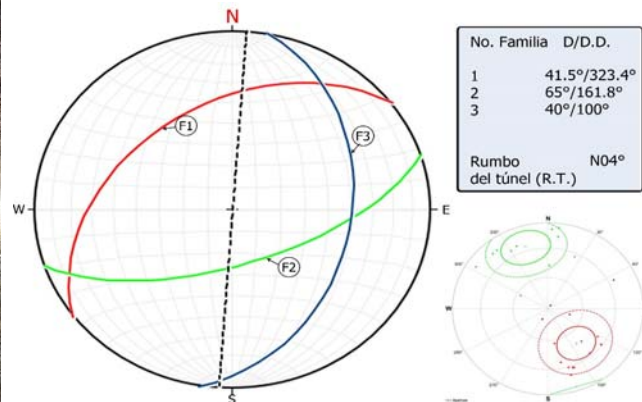
Con ayuda de la herramienta ShapeMetrix 3D, fue posible identificar 3 familias de discontinuidades. Es posible realizar una comparación entre el frente anterior (0+238) y el actual, esto permite observar las variaciones de dirección e inclinación de las familias de discontinuidades respecto al frente excavado del túnel. Todas las familias presentes en este frente son diferentes a las presentes en el frente anterior, posiblemente hubo algún vuelco en el bloque en el que se encuentra actualmente la excavación.

En este frente la familia 3 tiene un rumbo paralelo al eje del túnel, una condición muy desfavorable según la clasificación RMR.

Las demás familias 1 y 2 son formadoras de bloques en combinación con las otras familias, pero no tienen una inclinación desfavorable respecto a la excavación.

Además de los datos de dirección e inclinación de planos de discontinuidad y fracturas, la herramienta permite conocer el espaciamiento, continuidad y con ciertas mediciones permite conocer el tamaño de los bloques representativos del frente utilizados en la evaluación de la clasificación RMI (Palmstrom, 2001). Los datos de la descripción de las discontinuidades de cada familia y para cada zona se muestran en las tablas 1 y 2.

Para clasificar el macizo rocoso, mediante las clasificaciones RMR, índice Q y RMI, se tomaron los datos de las familias con las características más desfavorables para la estabilidad de la excavación o en ocasiones un promedio de estas, para acercarse lo más posible a la realidad.

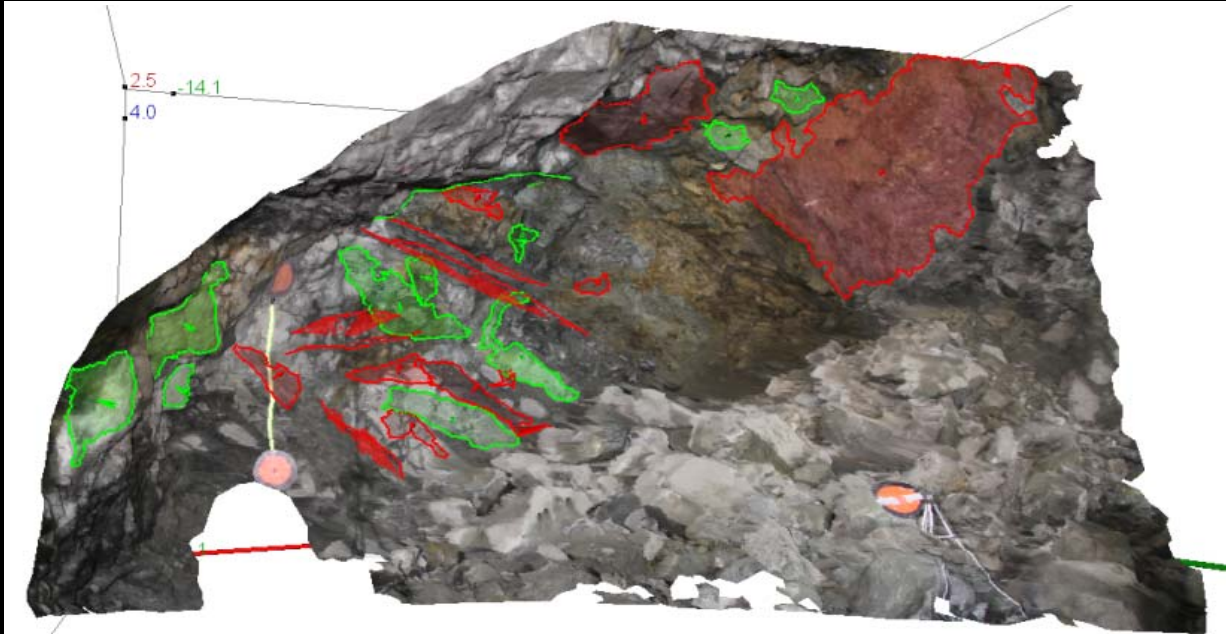


Descripción de las discontinuidades y clasificación geomecánica del frente

Tabla 1. Descripción de las discontinuidades (ISRM, 1981). Para la zona 1.

Familia	Orientación (echado, dirección del echado)	Espaciado	Continuidad	Rugosidad	Resistencia de las paredes	Abertura	Relleno	Filtraciones	
1	41.5°, 323.4°	0.73 m	1.70 m	Ondulado liso	50 MPa	Ancha	Limo arcilloso	Húmedo sin flujo	
2	65°, 161.8°	0.63 m	1.15 m	Ondulado rugoso	100 MPa	Ancha	Limo arcilloso	Húmedo sin flujo	
3	40°, 100°	1.15 m	1.5 m	Ondulado liso	50 MPa	Moderadamente ancha	Limo arenoso	Húmedo sin flujo	
Rock Mass Rating (RMR14), Celada et al. 2014									
UCS (Mpa)	Discontinuidades por metro	Persistencia - continuidad	Rugosidad	Relleno	Alteración	Alterabilidad	Estado del terreno (humedad)	Corrección por Túneles	Puntuación Total
6	28	4	1	0	1	4	10	-5	49
Tipo de sostedimiento según Lowson				Cálculo del módulo de deformación del macizo rocoso (Em) según diferentes autores (RMR)					
Condición geotécnica		Roca de calidad media		Bieniawski, 1978		-2	GPa		
Carga de roca Pr		113.1320943 kN/m2		Gokceoglu, 2003		2.95	GPa		
Espaciamiento entre anclas		1.615384615 metros		Aydan et al. 1997		9.33	GPa		
Espesor del concreto lanzado		50 a 20 mm		Read et al. 1999		11.76	GPa		
				Regresión lineal (Sánchez y Lozada, 2020)		8.10	GPa		
Índice Q de Barton et al 1974									
RQD	Jn	Jr	Jw	Ja	SRF	Puntuación	Calidad del macizo		
30	9	1	1	8	10	0.04	Extremadamente mala		
Tipo de sostedimiento según Barton				Cálculo del módulo de deformación del macizo rocoso (Em) según diferentes autores (Q)					
Condición geotécnica		Roca de calidad extremadamente mala		Barton, 1992		-34.51	GPa		
Avance		3 m		Barton, 2002		3.97	GPa		
ESR		1.3		Palmstrom y Singh (2001)		2.24	GPa		
Relación Avance/ESR		2.307692308							
Espaciamiento entre anclas		2.5 m							
Espesor del concreto lanzado		9 a 12 cm							
Longitud del ancla		2 m							
Rock Mass Index. Palmstrom et al 2001									
jR	UCS de la roca (qc) MPa	jL	jA	jC	Vb	Jp	D	Puntuación	Calidad del macizo
1	50	1	12	0.08	0.085	0.03	0.6	1.5	Media
Tipo de sostedimiento según Palmström				Cálculo del módulo de deformación del macizo rocoso (Em) según diferentes autores (RMi)					
Sr		20.30178686		Palmstrom (1995)		6.52	GPa		
Gc		0.75		Palmstrom y Singh (2001)		8.23	GPa		
Revestimiento propuesto		Anclas con 1.5 m de espaciamiento y 10 cm de espesor de concreto lanzado							
Geological strenght index, Hoek y Brown, 1997									
Jc	Vb	UCS de la roca (qc) MPa	Coeficiente de daño D=	mi	mb	s	a	Puntuación	
0.08	0.085	50	0.7	25	1.6026	0.0007	0.5057	26	
1									
Hoek y Brown, 1997		7.07	GPa						
Hoek, 2002		6.50	GPa						
Hoek 2004		8.10	GPa						
Sonmez et al. (2004)		4.62	GPa						

Modelo ShapeMetrix3D

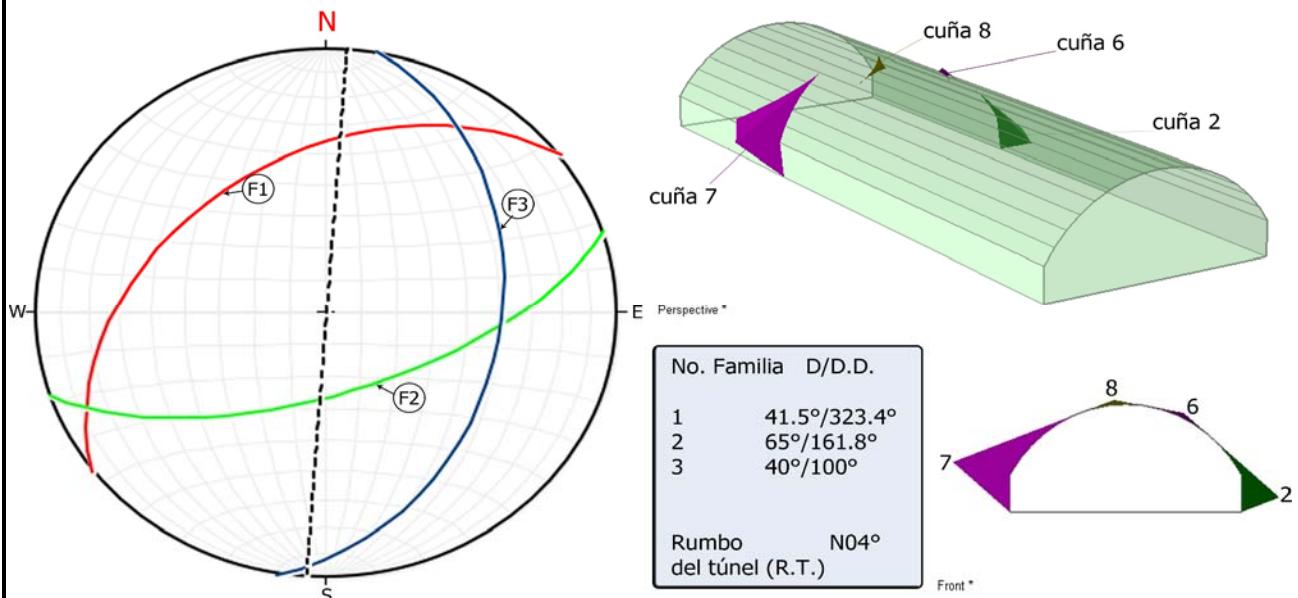


Análisis de cuñas, Túnel San Antonio, cadenamiento 0+241

Para este análisis se utilizó la combinación de las 3 familias presentes en este frente, estas son las familias 1, 2, y 3. La familia 3 tiene un rumbo paralelo al eje del túnel, siendo muy desfavorable; en combinación con las familias 1 y 2 dan como resultado las cuñas con mayor tamaño y relevancia para la estabilidad del túnel.

Consideraciones

Con esta combinación de familias presentes en el Túnel San Antonio, y con ayuda del programa UNWEDGE se infiere la formación de 6 cuñas, sin embargo, ya sea por su tamaño o su posición, solo 4 tienen relevancia para la estabilidad de la excavación. Dos cuñas que se forman en la clave del túnel y dos en los hastiales. Se forman grandes cuñas en los hastiales pero tienen un factor de seguridad alto y aunque es importante tener en cuenta todas las cuñas aquí mostradas, la cuña 8 es la que adquiere mayor relevancia, ya que, debido a su posición (en la clave) y su factor de seguridad igual a 0, podría ocasionar caídos de volumen importante, y ser un riesgo importante para la seguridad del personal que labora y de la integridad del túnel.



Ficha de caracterización geológica - geotécnica del túnel San Antonio

Ubicación: Túnel San Antonio, Puerto Escondido, Oaxaca

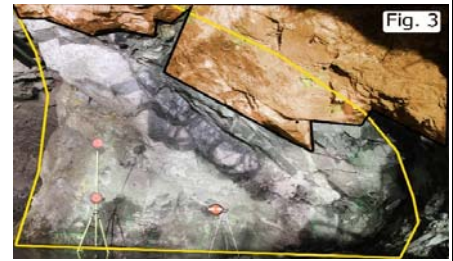
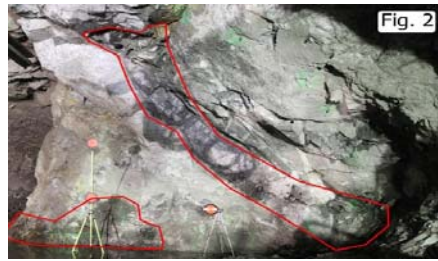
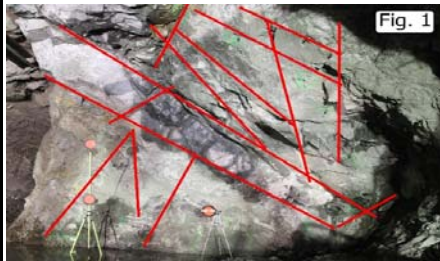
Cadenamiento: 0+244

Fecha: 06 de Mayo de 2019

Descripción general del frente:

El frente está siendo excavado en dos fases, en esta ficha se analiza el lado derecho de esta fase, el macizo rocoso que le corresponde se encuentra muy fracturado.

Se identifican 3 familias principalmente, cuya orientación provocan la formación de bloques de volumen considerable (Fig. 3), además son identificables rasgos estructurales importantes como las discontinuidades indicadas (Fig. 1), cuya continuidad va de los 4 - 5 metros de longitud, cuyo relleno se caracteriza por material suelto, triturado y manchas de material fino color marrón. En la Figuras 2, se observan las zonas con mayor cantidad de humedad, en esa zona las discontinuidades se encuentran rellenas de material fino color marrón húmedo. Aún no se observa un flujo de agua, pero la humedad puede disminuir la resistencia al corte del material de relleno y desestabilizar el frente.



Descripción geológica:

Se encuentran dos unidades litológicas en el frente, la primera unidad se trata de una roca foliada de color verde de grano fino, que contiene minerales como cuarzo y biotita (mica negra); se trata de una roca metamórfica esquistosa verde. La segunda unidad tiene una textura granítica (granodiorita) se encuentra en la parte inferior del frente, está constituida por minerales volcánicos como cuarzo y mica (biotita). La roca foliada tiene una textura jabonosa y se encuentra muy alterada, se encuentra mayormente en la parte inferior del frente, la roca granítica (granodiorita) se encuentra en la parte inferior del frente. La granodiorita se encuentra mineralizada (presencia de pirita).

Estructura geológica

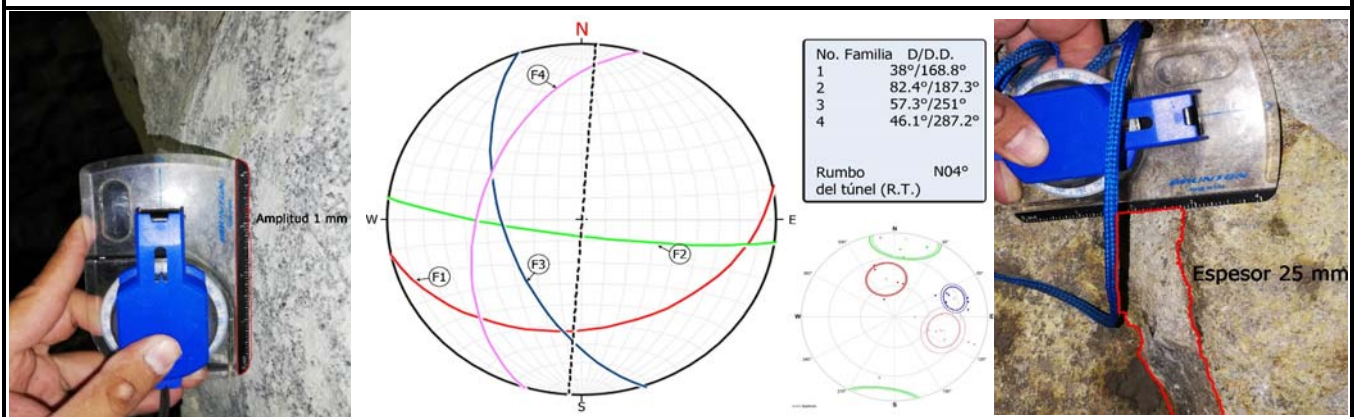
Con ayuda de la herramienta ShapeMetrix 3D, fue posible identificar 5 familias de discontinuidades. Es posible realizar una comparación entre el frente anterior (0+241) y el actual, esto permite observar las variaciones de dirección e inclinación de las familias de discontinuidades respecto al frente excavado del túnel. Solo la familia 2 del frente anterior permanece en este y toma el nombre de familia 1. Las demás familias cambiaron.

La familia 4 tiene un rumbo paralelo al eje del túnel, una condición muy desfavorable según la clasificación RMR.

Las demás familias son formadoras de bloques en combinación con las otras familias, pero no tienen una inclinación desfavorable respecto a la excavación.

Además de los datos de dirección e inclinación de planos de discontinuidad y fracturas, la herramienta permite conocer el espaciamiento, continuidad y con ciertas mediciones permite conocer el tamaño de los bloques representativos del frente utilizados en la evaluación de la clasificación Rmi (Palmstrom, 2001). Los datos de la descripción de las discontinuidades de cada familia y para cada zona se muestran en las tablas 1 y 2.

Para clasificar el macizo rocoso, mediante las clasificaciones RMR, índice Q y Rmi, se tomaron los datos de las familias con las características más desfavorables para la estabilidad de la excavación o en ocasiones un promedio de estas, para acercarse lo más posible a la realidad.



Descripción de las discontinuidades y clasificación geomecánica del frente

Tabla 1. Descripción de las discontinuidades (ISRM, 1981). Para la zona 1.

Familia	Orientación (echado, dirección del echado)	Espaciado	Continuidad	Rugosidad	Resistencia de las paredes	Abertura	Relleno	Filtraciones
1	38° , 168.8°	0.82 m	0.68 m	Ondulado liso	80 MPa	Abierta	Limo arenoso	Húmedo sin flujo
2	82.4° , 187.3°	0.43 m	1.69 m	Ondulado rugoso	100 MPa	Parcialmente abierta	Material triturado	Húmedo sin flujo
3	57.3° , 251°	0.28 m	0.88 m	Ondulado liso	80 MPa	Abierta	Limo arenoso	Húmedo sin flujo
4	46.1° , 287.2°	0.53 m	1.13 m	Ondulado liso	80 MPa	Abierta	Limo arenoso	Húmedo sin flujo

Rock Mass Rating (RMR14), Celada et al. 2014

UCS (Mpa)	Discontinuidades por metro	Persistencia - continuidad	Rugosidad	Relleno	Alteración	Alterabilidad	Estado del terreno	Corrección por Túneles	Puntuación Total
7	28	4	1	2	3	4	10	-5	54
Tipo de sostedimiento según Lowson				Cálculo del módulo de deformación del macizo rocoso (Em) según diferentes autores (RMR)					
Condición geotécnica		Roca de calidad media		Bieniawski, 1978			8	GPa	
Carga de roca Pr		102.0407125 kN/m2		Gokceoglu, 2003			4.30	GPa	
Espaciamiento entre anclas		1.807692308 metros		Aydan et al. 1997			13.17	GPa	
Espesor del concreto lanzado		20 mm		Read et al. 1999			15.75	GPa	
		Regresión lineal (Sánchez y Lozada, 2020)			10.62		GPa		

Índice Q de Barton et al 1974

RQD	Jn	Jr	Jw	Ja	SRF	Puntuación	Calidad del macizo
75	12	1.5	1	2	5	0.94	Muy mala
Tipo de sostedimiento según Barton				Cálculo del módulo de deformación del macizo rocoso (Em) según diferentes autores (Q)			
Condición geotécnica		Roca de calidad muy mala		Barton, 1992		-0.70	GPa
Avance		3 m		Barton, 2002		11.20	GPa
ESR		1.3		Palmstrom y Singh (2001)		7.80	GPa
Relación Avance/ESR		2.307692308					
Espaciamiento entre anclas		2.5 m					
Espesor del concreto lanzado		4 a 10 cm					
Longitud del ancla		1.8 m					

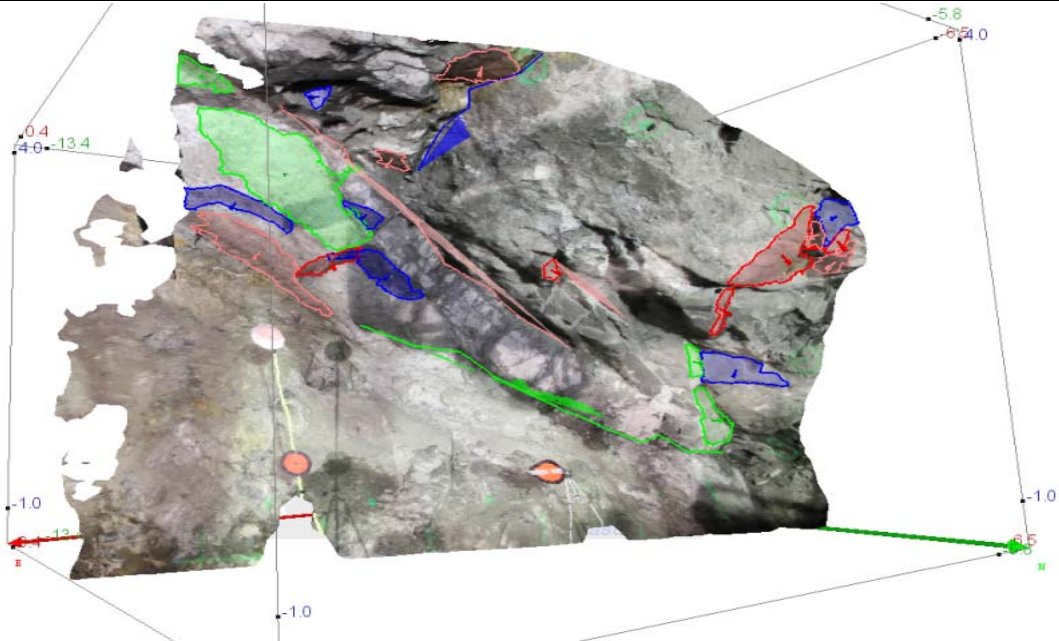
Rock Mass Index. Palmstrom et al 2001

jR	UCS de la roca (qc) MPa	jL	jA	jC	Vb	Jp	D	Puntuación	Calidad del macizo
1.5	80	1	2	0.75	0.085	0.06	0.39	4.8	Buena
Tipo de sostedimiento según Palmström				Cálculo del módulo de deformación del macizo rocoso (Em) según diferentes autores (RMI)					
Sr		20.30178686		Palmstrom (1995)		10.10	GPa		
Gc		4.8		Palmstrom y Singh (2001)		13.11	GPa		
Revestimiento propuesto		Anclas con 1.5 m de espaciamento y 50 a 60 mm de espesor de concreto lanzado							

Geological strenght index, Hoek y Brown, 1997

Jc	Vb	UCS de la roca (qc) MPa	Coefficiente de daño D=	mi	mb	s	a	Puntuación
0.75	0.085	80	0.7	25	1.6026	0.0007	0.5057	47
1								
Hoek y Brown, 1997		8.94	GPa					
Hoek, 2002		6.50	GPa					
Hoek 2004		8.10	GPa					
Sonmez et al. (2004)		7.39	GPa					

Modelo ShapeMetrix3D

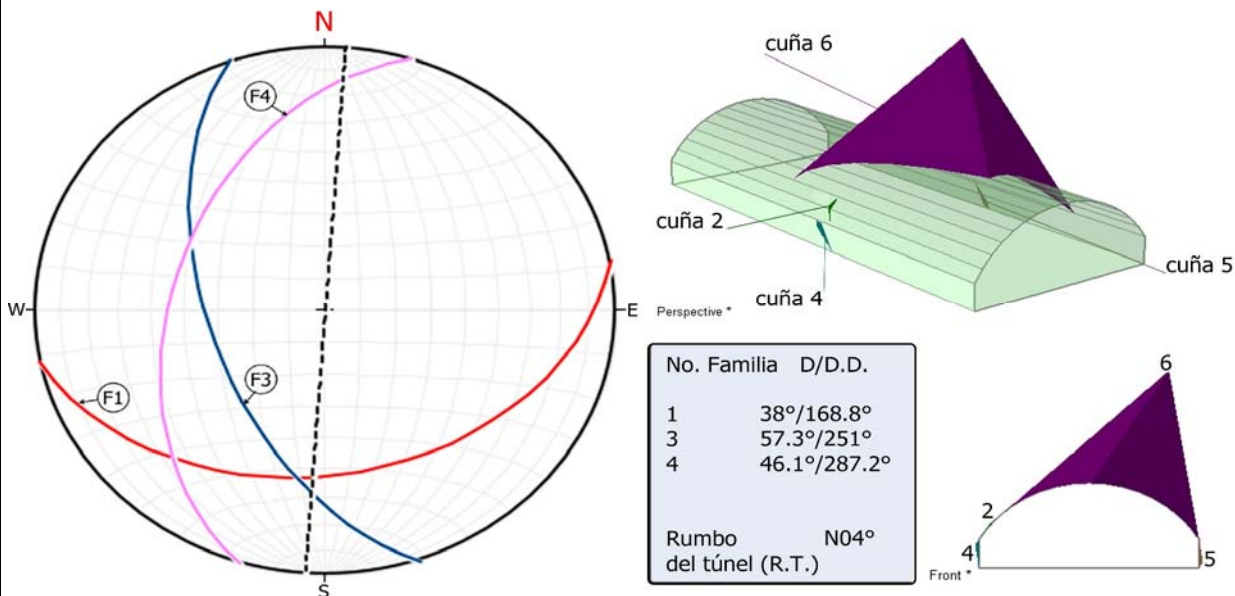


Análisis de cuñas, Túnel San Antonio, cadenamiento 0+244

Para este análisis se utilizó la combinación de 3 de las 4 familias presentes en el frente, estas son las familias 1, 3 y 4. Se eligieron estas 3 familias, debido a que la familia 4 tiene un rumbo casi paralelo al eje del túnel, siendo muy desfavorable para la excavación; en combinación con las familias 1 y 3 dan como resultado las cuñas con mayor tamaño y relevancia para la estabilidad del túnel.

Consideraciones

Con esta combinación de familias presentes en el Túnel San Antonio, y con ayuda del programa UNWEDGE se infiere la formación de 6 cuñas, sin embargo, ya sea por su tamaño o su posición, solo 4 tienen relevancia para la estabilidad de la excavación. Dos cuñas que se forman en la clave del túnel y dos en los hastiales. Aunque es importante tener en cuenta todas las cuñas aquí mostradas, la cuña 6 es la que adquiere mayor relevancia, ya que, debido a su posición (en la clave) y su tamaño puede causar desprendimientos en el túnel, su factor de seguridad es de 2.6 y hay que recordar que se está excavando en dos fases, lo que aminora el riesgo de un desprendimiento importante, pero se debe de considerar por la integridad del túnel.



Ficha de caracterización geológica - geotécnica del túnel San Antonio

Ubicación: Túnel San Antonio, Puerto Escondido,
Oaxaca

Cadenamiento: 0+247

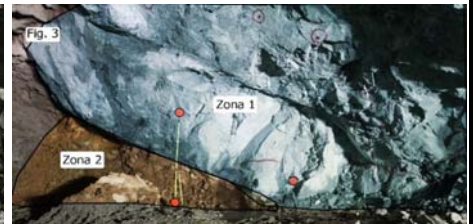
Fecha: 8 de mayo de 2019

Descripción general del frente:

El frente está siendo excavado en dos fases, en esta ficha se analiza el lado derecho de esta fase, el macizo rocoso que le corresponde tiene distintos grados de fracturamiento, en la mayor parte y superior del frente se aprecia una roca masiva y poco fracturada, mientras que en la parte inferior del frente se encuentra muy fracturado.

Se identifican 3 familias principalmente, cuya orientación provocan la formación de bloques y afecta en mayor grado a la roca de la parte inferior (Fig. 1), cuya continuidad va de los 4 - 5 metros que en la parte inferior tiene un relleno de material fino limo arenoso. En las Figuras 2, se observa la mayor cantidad de humedad y corresponde a la zona 2. Aún no se observa un flujo de agua, pero la humedad puede disminuir la resistencia al corte del material de relleno y desestabilizar el frente.

Se observan dos zonas en el frente, donde el macizo rocoso tiene distintos grados de meteorización. La zona 1 corresponde al macizo rocoso masivo a poco fracturado, mientras que la zona 2 se encuentra muy fracturada y sus discontinuidades tienen características más desfavorables que las de la zona 1. (Fig. 3)



Descripción geológica:

Se encuentran dos unidades litológicas en el frente, la primera unidad se trata de una roca foliada de color verde de grano fino, que contiene minerales como cuarzo y biotita (mica negra); se trata de una roca metamórfica esquisto verde. La segunda unidad tiene una textura granítica (granodiorita) se encuentra en la parte superior del frente, está constituida por minerales volcánicos como cuarzo, plagioclasa y mica (biotita). La roca foliada tiene una textura jabonosa y se encuentra muy alterada, se encuentra mayormente en la parte inferior del frente, la roca granítica (granodiorita) se encuentra en la parte inferior del frente. La granodiorita se encuentra mineralizada (presencia de pirita).

Estructura geológica

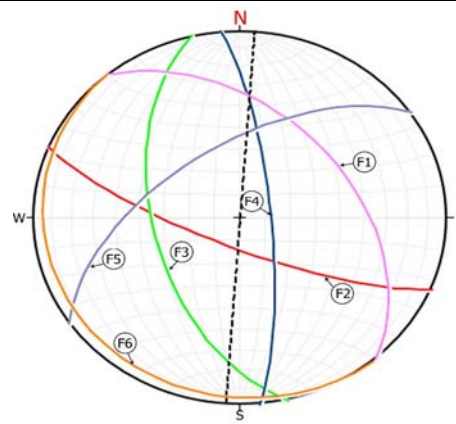
Con ayuda de la herramienta ShapeMetrix 3D, fue posible identificar 6 familias de discontinuidades. Es posible realizar una comparación entre el frente anterior (0+244) y el actual, esto permite observar las variaciones de dirección e inclinación de las familias de discontinuidades respecto frente excavado del túnel. Las familias 2 y 3 se mantienen del corte anterior y mantienen también su numeración, las demás familias recién aparecen en este frente.

La familia 4 tiene un rumbo paralelo al eje del túnel, una condición muy desfavorable según la clasificación RMR.

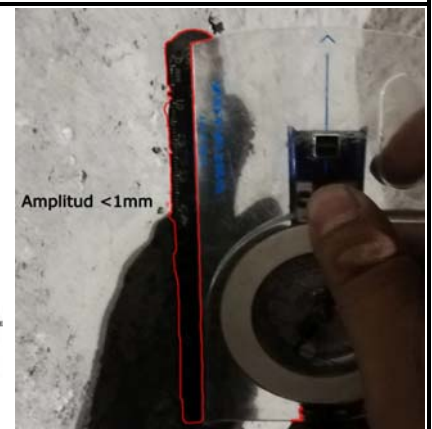
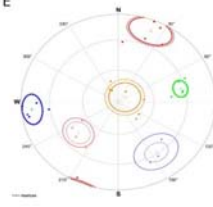
Las demás familias son formadoras de bloques en combinación con las otras familias, pero no tienen una inclinación desfavorable respecto a la excavación.

Además de los datos de dirección y echado de planos de discontinuidad y fracturas, la herramienta permite conocer el espaciamiento, continuidad y con ciertas mediciones permite conocer el tamaño de los bloques representativos del frente utilizados en la evaluación de la clasificación RMi (Palmstrom, 2001). Los datos de la descripción de las discontinuidades de cada familia y para cada zona se muestran en las tablas 1 y 2.

Para clasificar el macizo rocoso, mediante las clasificaciones RMR, índice Q y RMi, se tomaron los datos de las familias con las características más desfavorables para la estabilidad de la excavación o en ocasiones un promedio de estas, para acercarse lo más posible a la realidad.



No. Familia	D/D.D.
1	45°/49.7°
2	77°/202.4°
3	55.4°/256.6°
4	78°/84.7°
5	58.7°/325.4°
6	7°/230°
Rumbo del túnel (R.T.) N04°	



Descripción de las discontinuidades y clasificación geomecánica del frente

Tabla 1. Descripción de las discontinuidades (ISRM, 1981). Para la zona 1.

Familia	Orientación (echado, dirección del echado)	Espaciado	Continuidad	Rugosidad	Resistencia de las paredes	Abertura	Relleno	Filtraciones
1	45°, 49.7°	0.26 m	1.03 m	Ondulado rugoso	80 MPa	Cerrada	Limo arenoso	Húmedo sin flujo
2	77°, 202.4°	0.44 m	1.53 m	Ondulado rugoso	80 MPa	Cerrada	Limo arenoso	Húmedo sin flujo
3	55.4°, 256.6°	0.69 m	3.16 m	Ondulado liso-rugoso	30 - 80 MPa	Ancha-cerrada	Material arcilloso, duro	Húmedo sin flujo
4	78°, 84.7°	0.66 m	1.05 m	Ondulado rugoso	80 MPa	Cerrada	Limo arenoso	Húmedo sin flujo
5	58.7°, 325.4°	0.13 m	1.13 m	Ondulado rugoso	80 MPa	Cerrada	Limo arenoso	Húmedo sin flujo
6	7°, 230°	1.25 m	1.82 m	Ondulado liso	80 MPa	Moderadamente ancha	Material triturado	Húmedo sin flujo

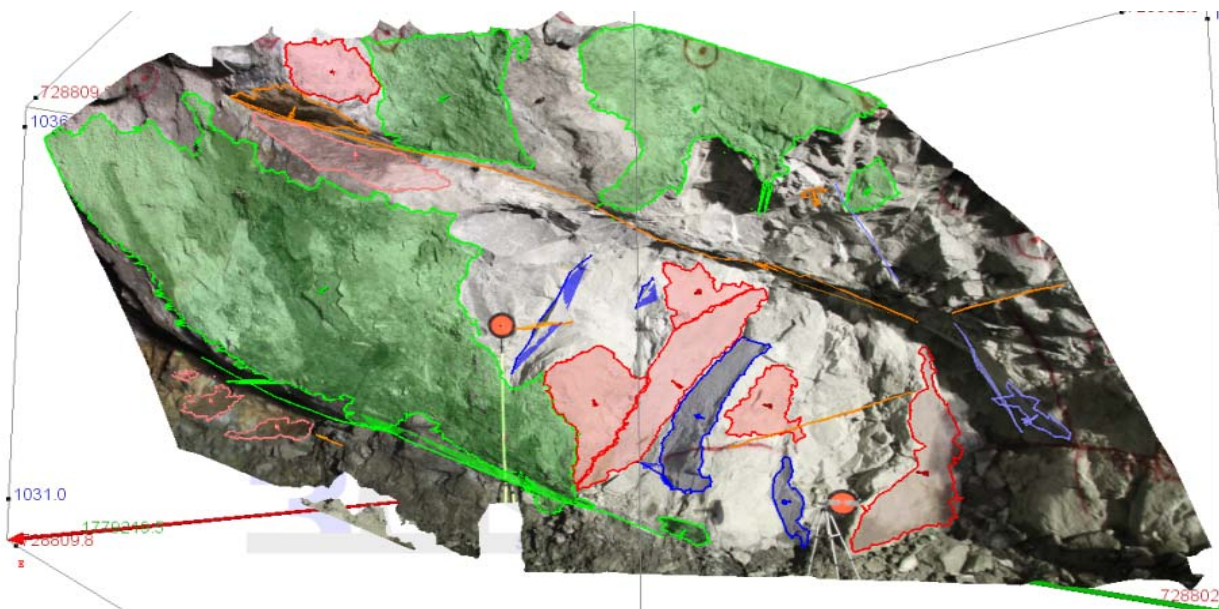
Rock Mass Rating (RMR14), Celada et al. 2014									
UCS (Mpa)	Discontinuidades por metro	Persistencia - continuidad	Rugosidad	Relleno	Alteración	Alterabilidad	Estado del terreno	Corrección por Túneles	Puntuación Total
7	28	4	1	2	3	4	10	-5	54
Tipo de sostedimiento según Lawson				Cálculo del módulo de deformación del macizo rocoso (Em) según diferentes autores (RMR)					
Condición geotécnica		Roca de calidad media		Bieniawski, 1978		8		GPa	
Carga de roca Pr		102.0407125		kN/m2		Gokceoglu, 2003		4.30	
Espaciamiento entre anclas		1.807692308		metros		Aydan et al. 1997		13.17	
Espesor del concreto lanzado		20		mm		Read et al. 1999		15.75	
						Regresión lineal (Sánchez y Lozada, 2020)		10.62	
								GPa	

Índice Q de Barton et al 1974									
RQD	Jn	Jr	Jw	Ja	SRF	Puntuación	Calidad del macizo		
85	12	1.5	1	1	5	2.13	Mala		
Tipo de sostedimiento según Barton				Cálculo del módulo de deformación del macizo rocoso (Em) según diferentes autores (Q)					
Condición geotécnica		Roca de calidad mala		Barton, 1992		8.18		GPa	
Avance		3		m		Barton, 2002		14.72	
ESR		1.3				Palmstrom y Singh (2001)		10.82	
Relación Avance/ESR		2.307692308							
Espaciamiento entre anclas		1.5		m					
Espesor del concreto lanzado		S/N							
Longitud del ancla		1.8		m					

Rock Mass Index. Palmstrom et al 2001									
jR	UCS de la roca (qc) MPa	jL	jA	jC	Vb	Jp	D	Puntuación	Calidad del macizo
1.5	80	1	2	0.75	0.054	0.055	0.39	4.4	Buena
Tipo de sostedimiento según Palmström				Cálculo del módulo de deformación del macizo rocoso (Em) según diferentes autores (RMI)					
Sr		23.58047606		Palmstrom (1995)		9.78		GPa	
Gc		4.4		Palmstrom y Singh (2001)		12.66		GPa	
Revestimiento propuesto		Anclas con 1.5 m de espaciamiento y 50 a 60 mm de espesor de concreto lanzado							

Geological strenght index, Hoek y Brown, 1997									
Jc	Vb	UCS de la roca (qc) MPa	Coeficiente de daño D=	mi	mb	s	a	Puntuación	
0.75	0.054	80	0.7	25	1.6026	0.0007	0.5057	46	
				1					
Hoek y Brown, 1997		8.94		GPa					
Hoek, 2002		6.50		GPa					
Hoek 2004		8.10		GPa					
Sonmez et al. (2004)		7.39		GPa					

Modelo ShapeMetrix3D



Análisis de cuñas, Túnel San Antonio, cadenamiento 0+247

Para este análisis se utilizó la combinación de 3 de las 6 familias, estas son las familias 2, 5 y 6. Se eligieron estas 3 familias, debido a que la combinación de éstas dan como resultado las cuñas con mayor tamaño y relevancia para la estabilidad del túnel.

Consideraciones

Con esta combinación de familias presentes en el Túnel San Antonio, y con ayuda del programa UNWEDGE se infiere la formación de 7 cuñas, sin embargo, ya sea por su tamaño o su posición, solo 4 tienen relevancia para la estabilidad de la excavación. Dos cuñas que se forman en la clave del túnel y dos en los hastiales. Aunque es importante tener en cuenta todas las cuñas aquí mostradas, la cuña 8 es la que adquiere mayor relevancia, ya que, debido a su posición (en la clave) su factor de seguridad es igual a 0, lo que podría ocasionar caídos de volumen importante, y ser un riesgo importante para la seguridad del personal que labora y de la integridad del túnel.

