

# Caracterización geomecánica y tratamientos de sostenimiento primario en las galerías del bitúnel del Tren Interurbano México – Toluca

JULIO CHABLE <sup>a,1</sup>, JORGE LÓPEZ<sup>a</sup> y ULISES TALONIA<sup>a</sup>  
<sup>a</sup>*Mecánica de Rocas, Comisión Federal de Electricidad, GEIC.*

**Resumen.** En este artículo se muestran los resultados de la caracterización geomecánica del macizo rocoso para la construcción de las galerías técnicas y de evacuación del bitúnel de 4.7 km, el cual forma parte del Tren Interurbano México-Toluca. Después de presentar la condición geológica del sitio, se describe el procedimiento para definir las propiedades geomecánicas de materiales heterogéneos, a partir de información de campo y laboratorio, datos que serán de importancia para evaluar la estabilidad y tratamientos necesarios para las excavaciones de las galerías.

**Palabras clave:** Bitúnel, levantamiento geomecánico, galería, caracterización, discontinuidades, zonificación, roca intacta, resistencia, deformabilidad, sostenimiento, macizo rocoso, análisis de cuñas, tratamientos.

## 1. Aspectos generales

El bitúnel del Tren Interurbano México-Toluca (TIMT), está constituida por dos túneles de sección circular, ambos con dimensiones de 7.5 m de diámetro, el túnel derecho tiene una longitud de 4,741 m y el túnel izquierdo una longitud de 4,720 m. A lo largo del bitúnel se ubicarán 5 galerías técnicas y 20 de evacuación, con una sección tipo herradura con dimensiones de 5.5 x 4.5 m para la galería técnica y de 4.0 x 3.5 m para la galería de evacuación, de una longitud de 16 m aproximadamente.

La construcción del bitúnel fue por medio de dos tuneladoras de 8.5 m de diámetro. El interior del túnel fue revestido con una serie de anillos de 1.5 m de longitud, formado por seis dovelas de concreto armado con una resistencia de aproximadamente 350 kg/cm<sup>2</sup>, con un espesor de 0.35 m.

En la figura siguiente se ilustra la localización de las galerías técnicas y de evacuación.

---

<sup>1</sup> Julio C. Chable Moreno, Mecánica de Rocas, Comisión Federal de Electricidad-GEIC, Augusto Rodin 265, Col. Noche Buena C.P. 03720, Ciudad de México; E-mail: julio.chable01@gmail.com.

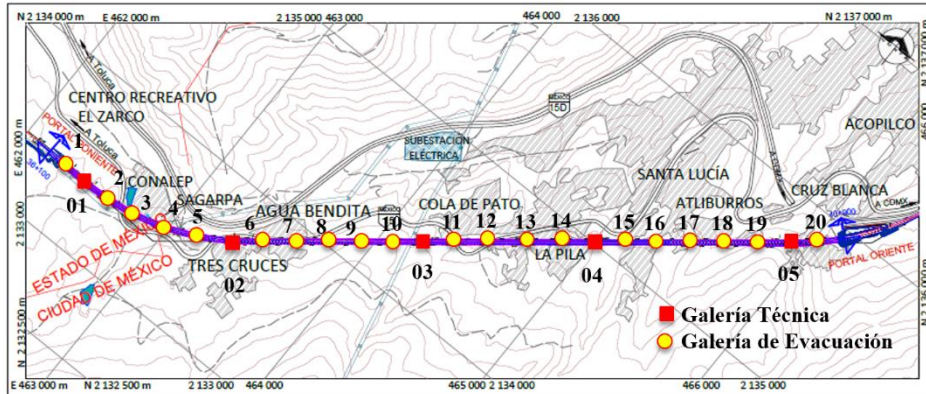


Figura 1. Planta de localización del bitúnel proyecto TIMT.

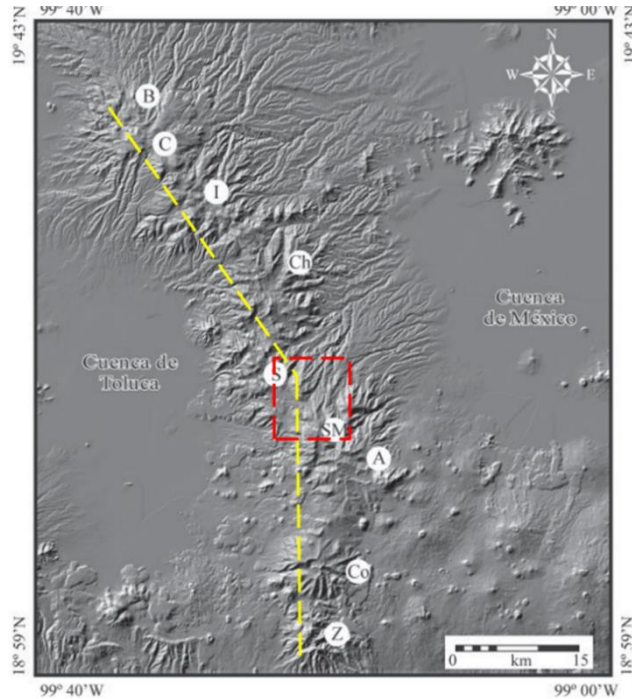
## 2. Características geológicas del proyecto

### 2.1. Geología Regional

La zona de estudio se ubica en la Sierra de las Cruces, en la parte oriental del Cinturón Volcánico Transmexicano. Esta sierra representa un límite morfológico entre las cuencas de México y Toluca, cuyas elevaciones son 2,240 msnm y 2,400 msnm, respectivamente. La Sierra de Las Cruces tiene longitud de 110 km, en la parte noroeste tiene dirección NW-SE con una anchura de 47 km, y aproximadamente en la parte intermedia, entre los volcanes Salazar y San Miguel, cambia a dirección N-S, continuando con 27 km de ancho. Particularmente, la zona de estudio se localiza en la parte NW del Complejo Volcánico San Miguel (SM), con una estructura principal que cuenta con una elevación de 3,870 msnm, la cual representa la elevación máxima de los volcanes que conforman La Sierra Las Cruces [1,2].

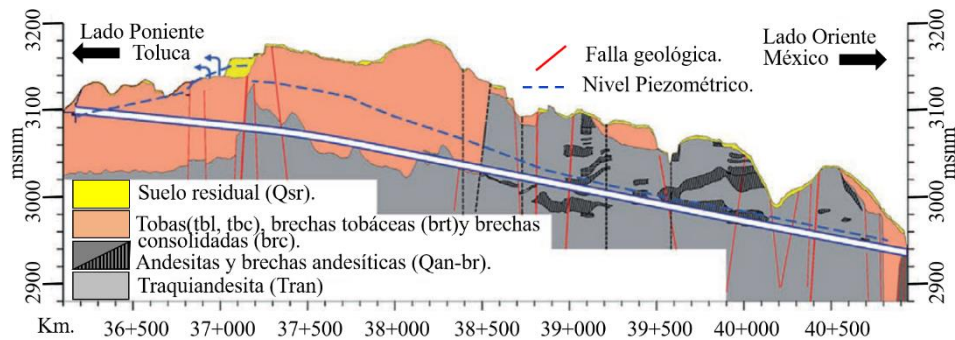
En la zona donde cambia la orientación de la sierra de Las Cruces se ubica el área de estudio donde se excavarán los túneles del Tren Interurbano.

En esta Sierra existen ocho estratovolcanes traslapados denominados de norte a sur La Bufa (B), La Catedral (C), Iturbide (I), Chimalpa (Ch), Salazar (S), San Miguel (SM), Ajusco (A), La Corona (C0) y Zempoala (Z), los cuales tuvieron periodos de actividad volcánica efusiva desde el Plioceno hasta el Pleistoceno [3], (figura 2).



**Figura 2.** Alineamiento de los aparatos volcánicos que conforman La Sierra de Las Cruces y la inflexión de la misma en dirección sur en la zona de estudio del Tren Interurbano, imagen [3].

En el entorno del sitio de estudio se llevaron a cabo levantamientos geológicos de semidetalle en los afloramientos de roca que se observaron en las principales cañadas y cortes de la carretera libre Toluca-México No. 15 y de la autopista No. 15D. La zona se caracteriza por tener una cobertura de suelo residual e importantes zonas de bosques, en las que se identificaron algunas unidades litológicas tales como: traquiandesitas (Tran), brechas consolidadas (brc), brechas tobáceas (brt), brechas de bloques (brb), derrames andesíticos intercalados con horizontes brechoides (Qan-br). En la Figura 3 se presenta un perfil del tipo de rocas y depósitos expuestos que definen la litología del área de estudio.



**Figura 3.** Litología del área de estudio (túnel derecho).

## 2.2. Geología estructural

Como indica la referencia [3], estructuralmente en la zona del bitúnel se han reconocido principalmente tres sistemas de fallas que son: N-S, NE-SW y E-W (Salinas et al., 2014) [2]. El sistema N-S es considerado el sistema más antiguo y ha sido reactivado en diferentes tiempos, seguido del sistema NE-SW relacionado con la zona de cizallamiento Tenochtitlán [2], el tercer sistema de fallas se caracteriza por la presencia de fosas tectónicas delimitadas por la fosa de Chapa, Cuitzeo, Acambay, Barrientos [4].

Con los datos obtenidos de los levantamientos geológicos realizados en la zona, se elaboró el estereograma de la figura 4, en este se puede observar que los sistemas de fallas y fracturas del sitio, coinciden con las orientaciones de los sistemas dominantes a nivel regional.

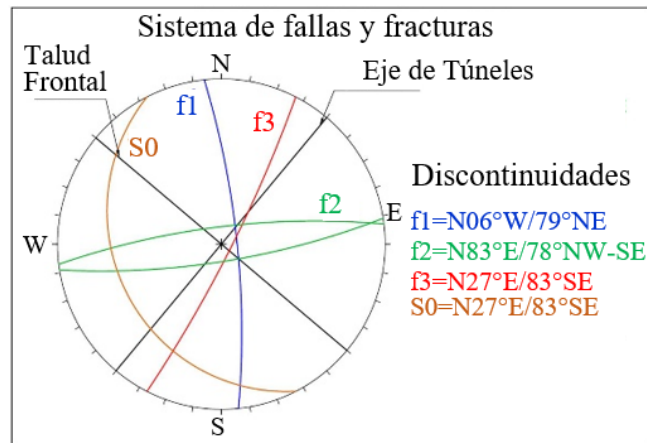


Figura 4. Estereograma con las orientaciones de los sistemas principales de fallas y fracturas del bitúnel.

## 3. Metodología

La Figura 5 presenta un diagrama de procesos que sintetiza la metodología de caracterización geomecánica del macizo rocoso para la construcción de las galerías del bitúnel.

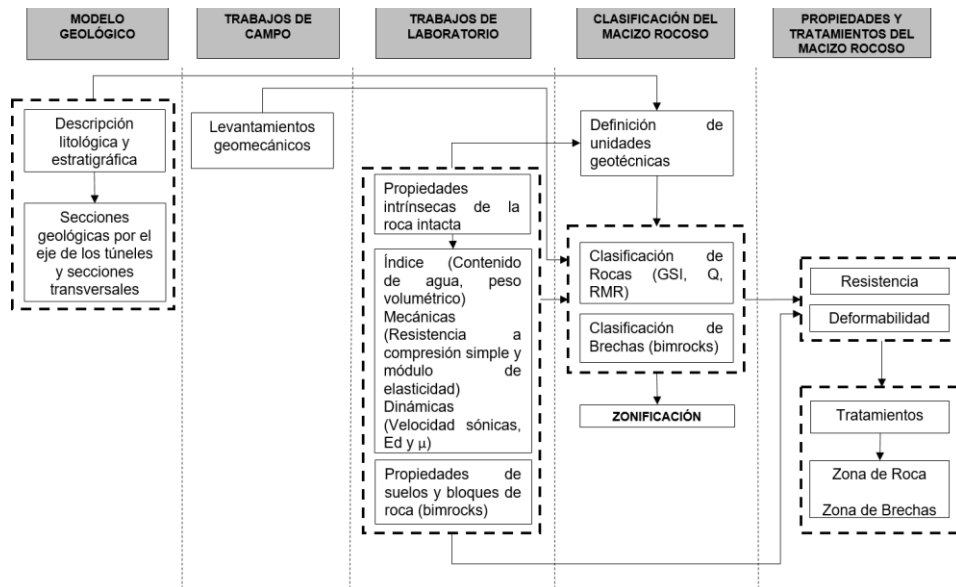


Figura 5. Proceso de caracterización geotécnica.

#### 4. Trabajos de laboratorio

De los núcleos recuperados de sondeos se escogieron muestras sanas sin fracturas, para realizar ensayos de resistencia a la compresión simple, obtener su módulo de elasticidad, así como sus propiedades dinámicas ( $E_d$  y  $\mu$ ).

##### 4.1. Propiedades índice

La Tabla 1 presenta los valores promedio correspondientes al contenido de agua y el peso volumétrico de los ensayos realizados en laboratorio.

Tabla 1. Valores promedio de propiedades índices de la roca intacta.

Descripción	Propiedades	UG-3a (Andesita)	UG-3b (Andesita oxidada)	UG-3c (Brecha Andesítica)
Propiedades índice	Contenido de agua (%)	2.51	4.91	6.41
	Peso volumétrico ambiente ( $\text{kN/m}^3$ )	24.53	21.98	20.59

##### 4.2. Propiedades mecánicas

Para evaluar el comportamiento esfuerzo – deformación de la roca intacta, se realizaron pruebas de resistencia a la compresión simple con obtención de módulo de elasticidad, así como pruebas de tensión indirecta y triaxiales. Los resultados promedio por tipo de roca se muestran en la Tabla 2.

**Tabla 2.** Valores promedio de propiedades índices de la roca intacta.

Litología	Descripción	$\sigma_{ci}$ (MPa)	$E_{t50}$ (MPa)	$\sigma_t$ (MPa)	$m_i$	Relación de Poisson
Ug-3a	Andesita	74	14,675	6.41	12	0.12
Ug-3b	Andesita oxidada	23	7,350	4.15	12	0.13
Ug-3c	Brecha Andesítica	7.5	5,566	3.49	9	0.11

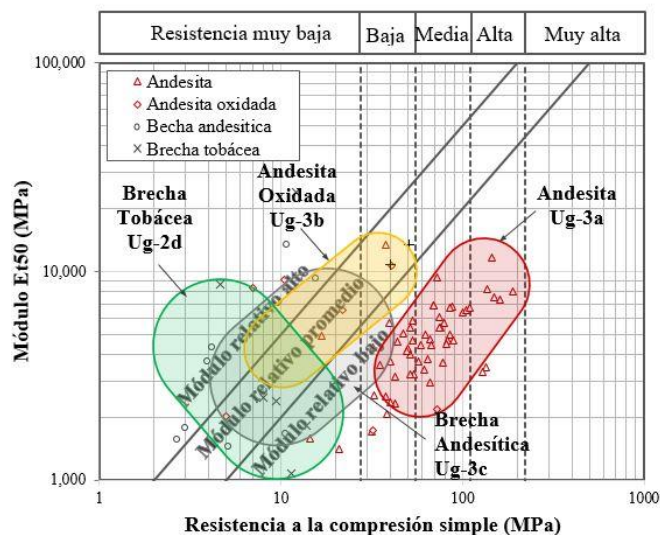
### 5. Definición de unidades geotécnicas

Las unidades geotécnicas se definieron tomando como referencia la información geológica en conjunto con los resultados de las pruebas de laboratorio (Tabla 3).

Con base en lo anterior se empleó la clasificación de (Deere y Miller, 1966) [5], la cual toma en cuenta la resistencia a la compresión simple y el módulo  $E_{t50}$  de la roca intacta. En la Figura 6 se puede apreciar la distribución de valores para cada tipo de roca.

**Tabla 3.** Definición de unidades geotécnicas.

Unidad geológica	Descripción	Litología	Unidad Geotécnica
Qtb-br	Depósitos Pirocásticos de Tobas y Brechas	Brecha tobácea (brt)	Ug-2d
Qan-br	Andesitas y Brechas Andesíticas	Andesita (an)	Ug-3a
		Andesita oxidada	Ug-3b
		Brecha andesítica	Ug-3c



**Figura 6.** Clasificación de las unidades geotécnicas de las galerías del TIMT, Deere-Miller 1966 [5].

## 6. Trabajos de campo

### 6.1. Levantamientos geomecánicos

Los levantamientos geomecánicos se realizaron en la zona de excavación de las galerías, donde se identificaron una zona de rocas y otra de brechas.

En la zona de roca se realizaron levantamientos geomecánicos con la metodología propuesta por (Bieniawski RMR, 1989) [6], (Barton Q, 2002) [7], (Hoek GSI, 2002) [8] y (Morelli, 2017) [9]. En la zona de brechas los levantamientos se llevaron a cabo con la metodología propuesta por (Kalender et al. 2013) [10] para bimrocks.

Dentro de estos levantamientos se describe el grado de meteorización de la roca, de acuerdo con el método sugerido por la (ISMR, 1978) [11].

## 7. Criterios de caracterización geotécnica

### 7.1. Zona de roca

Para el levantamiento geomecánico de las discontinuidades en zona de roca se consideraron los siguientes criterios.

#### 7.1.1. Resistencia a compresión de discontinuidades, JCS

Para calcular el valor del JCS, se obtienen los valores de rebote promedio con el martillo Schmidt para los distintos contactos roca – roca, para posteriormente calcular la resistencia con el ábaco de (Miller, 1965) [12], (Figura 7) o mediante la siguiente ecuación:

$$\log_{10} JCS = 0.00088 \gamma_r r + 1.01 \quad (1)$$

Donde,  $r$  es el valor de rebote promedio;  $\gamma$  es el peso volumétrico de la roca en  $\text{kN/m}^3$ ; y JCS en  $\text{MN/m}^2$ ;

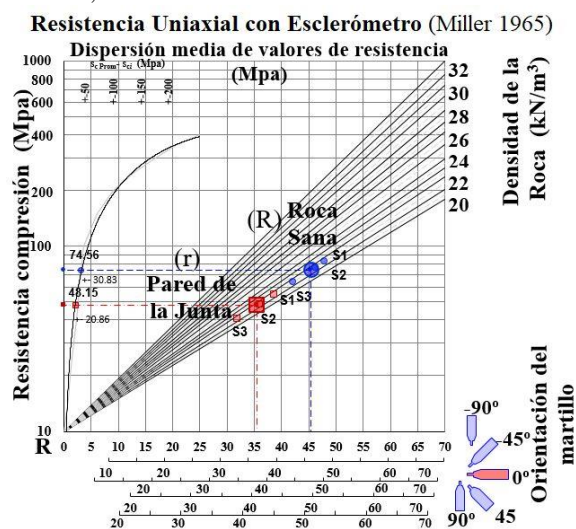


Figura 7. Ábaco para cálculo del JCS con el esclerómetro en campo, de Miller 1965 [12].

### 7.1.2. Rugosidad, JRC

El coeficiente de rugosidad de la discontinuidad (Joint Roughness Coefficient), se determinó en campo a pequeña escala con el criterio (Barton-Choubey, 1977) [13], y a gran escala con el de (Barton, 1982) [14]. Ver Figura 8.

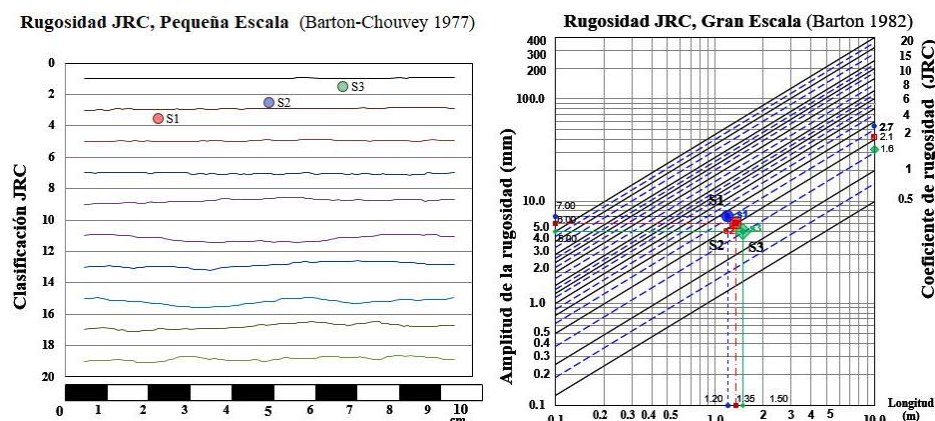


Figura 8. Rugosidad a pequeña Barton-Choubey, 1977 [13] y gran escala Barton, 1982 [14].

### 7.1.3. Resistencia al corte de discontinuidades

Para determinar la resistencia al corte de discontinuidades en contacto roca-roca se empleó el criterio de Barton-Choubey [13]:

$$\tau = \sigma_n \tan \left[ JRC_n + \log_{10} \left( \frac{JRC_n}{\sigma_n} \right) \right] + \phi_r; \quad (2)$$

Donde,  $\tau$  y  $\sigma_n$  son los esfuerzos tangencial y normal sobre el plano de discontinuidad  $\phi_r$ , es el ángulo de rozamiento residual;  $JRC_n$  es el coeficiente de rugosidad de la discontinuidad (Joint Roughness Coefficient); y  $JCS_n$  es la resistencia a la compresión de las paredes de la discontinuidad (Joint wall Compression Strength).

Para el cálculo del ángulo de rozamiento residual  $\phi_r$  se empleó la siguiente ecuación:

$$\phi_r = (\phi_b - 20) + 20 \left( \frac{r}{R} \right) \quad (3)$$

Donde  $\phi_b$  es el ángulo básico o de la roca sana,  $R$  y  $r$  son los rebotes del esclerómetro en roca sana y pared de la junta respectivamente, (figura 7).

El ángulo de fricción máximo, es función del ángulo residual y las componentes de rugosidad y resistencia de las discontinuidades, dado por la siguiente ecuación:

$$\phi_{\max} = JRC_n \left[ \log_{10} \left( \frac{JRC_n}{\sigma_n} \right) \right] + \phi_r; \quad (4)$$

$$\text{Si } \left( \frac{JCS}{\sigma_n} \right) > 50, \quad \phi_{\max} = \phi_r + 1.7(JRC); \quad (5)$$

Los valores de JRC y JCS se normalizaron para el macizo a gran escala, de acuerdo con la longitud de las discontinuidades, por medio de las ecuaciones:

$$JRC_n = JRC_0 \left( \frac{L_n}{L_0} \right)^{-0.02 JRC_0} \quad (6)$$

$$JCS_n = JCS_0 \left( \frac{L_n}{L_0} \right)^{-0.03 JCS_0} \quad (7)$$

En la Tabla 4 se presenta la estimación de los ángulos de fricción básico, residual y máximo en las discontinuidades (contacto roca-roca), para 3 sistemas de fracturamiento en diferentes unidades geotécnicas de las galerías.

**Tabla 4.** Ángulo de fricción básico, residual y máximo de las discontinuidades, criterio Barton-Choubey.

Sistema	Tipo de ángulo de Fricción (°)	GT-05	GE-18	GE-12	GE-14
		(Ug-3a)	(Ug-3a)	(Ug-3b)	(Ug-3b)
S1	$\phi$ (básico)	39	35	35	35
	$\phi_r$ (residual)	32	29	32	30
	$\phi$ (máximo)	41	40	40	41
S2	$\phi$ (básico)	35	35	35	35
	$\phi_r$ (residual)	31	30	30	29
	$\phi$ (máximo)	41	40	40	40
S3	$\phi$ (básico)	35	35	35	35
	$\phi_r$ (residual)	31	29	31	31
	$\phi$ (máximo)	41	40	40	40

#### 7.1.4. Índice de Resistencia Geológica, GSI

El valor de GSI (Geological Strength Index) se determinó con los criterios de (Hoek et al. 2013) [15] mediante la ecuación:

$$GSI = 2J_{Cond76} + \left(\frac{RQD}{2}\right); \quad (8)$$

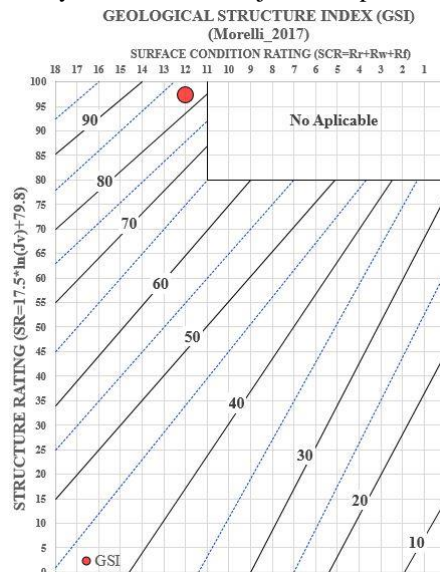
Donde,  $J_{Cond76}$  = Condición de la junta (Bieniawki 1976) [16], RQD = Rock Quality Designation.

Adicionalmente se empleó el criterio de (Morelli, 2017) [9] para estimar el valor de GSI (Figura 9), el cual resulta de graficar el SR (Structure Rating) en función del SCR (Surface Condition Rating), las cuales se describen a continuación.

$$SR = 1.75 \ln(J_v) + 79.8 \quad (9)$$

$$SCR = R_r + R_w + R_f \quad (10)$$

Donde,  $J_v$  = índice volumétrico de junta;  $R_r$ ,  $R_w$  y  $R_f$  son parámetros de [RMR 1989] de rugosidad, relleno y alteración de las juntas respectivamente.



**Figura 9.** Cálculo de GSI (Morelli, 2017) [9].

### 7.1.5. Resistencia y deformabilidad

Para calcular los parámetros de resistencia del criterio de Mohr- Coulomb ( $c$  y  $\phi$ ) en la zona de rocas, se calcularon las constantes de calidad ( $m_b$ ,  $s$ ,  $a$ ) representativos del macizo rocoso en la zona estudiada a través del criterio de (Hoek –Brown 2002) [8], en conjunto con los valores de GSI (Geological Strength Index). La aproximación de los parámetros de resistencia se obtuvo mediante las siguientes ecuaciones:

$$\phi' = \sin^{-1} \left[ \frac{6am_b(s+m_b\sigma'_{3n})^{a-1}}{2(1+a)(2+a)+6am_b(s+m_b\sigma'_{3n})^{a-1}} \right]; \quad (11)$$

$$c' = \frac{\sigma_{ci} [(1+2a)s+(1-a)m_b\sigma'_{3n}](s+m_b\sigma'_{3n})^{a-1}}{(1+a)(2+a)\sqrt{(1+(6am_b(s+m_b\sigma'_{3n})^{a-1}))(1+a)(2+a)}}; \quad (12)$$

Donde,  $\sigma_{3n} = \sigma_{3max} / \sigma_{ci}$

Los parámetros de deformabilidad se definieron a partir de los resultados de las pruebas mecánicas de laboratorio y aplicación de la fórmula empírica propuesta por (Hoek y Diederichs 2006) [17]:

$$E_m = E_i \left( 0,02 + \frac{1-D/2}{1+e^{((60+15D-GSI)/11)}} \right); \quad (13)$$

Donde:  $E_i$  es el módulo de la roca intacta, equivalente al Et50 y  $D$  es el factor de perturbación, (valores de 0 para macizos rocosos inalterados y hasta 1 para macizos muy alterados).

### 7.2. Zona de brecha

Como se indica en la referencia [10], la caracterización de las brechas o materiales mixtos se realizó tomando como base la metodología propuesta por (Kalender et al., 2013), para evaluar las propiedades mecánicas de materiales formados por bloques geotécnicamente significativos dentro de una matriz de textura más fina (bimrocks). Los parámetros mecánicos de estos materiales se estiman a partir de las siguientes ecuaciones:

$$\phi_{br} = \phi_m \left[ 1 + \frac{1000 \left[ \left( \frac{\alpha}{\phi_m} \right)^{-1} \right]}{1000 + 5 \left[ \frac{(100-VBP)}{15} \right]} \right] \left( \frac{VBP}{VBP+1} \right); \quad (14)$$

$$RCS_{br} = \frac{\left( A - A \left( \frac{VBP}{100} \right) \right)}{(A-1)} (RCS_m); \quad (15)$$

$$c_{br} = \frac{(RCS_{br})(1-\text{seno}(\phi_{br}))}{2\text{cos}(\phi_{br})}; \quad (16)$$

El parámetro  $RCS_m$  (resistencia a la compresión simple de la matriz) se determinó con varias metodologías: con martillo Schmidt (figura 7), para definir el límite superior de resistencia en zonas donde se encontró la matriz cementada, mediante pruebas de laboratorio en núcleos recuperados y a partir de consideraciones empíricas de acuerdo con la apariencia de la matriz (ISRM, 1978) [11], figura 10.

El parámetro  $\phi_m$  (ángulo de fricción interno de la matriz), se determinó a partir de los resultados de las pruebas de campo (clasificación del material y picómetro); así como a partir de pruebas triaxiales de laboratorio.



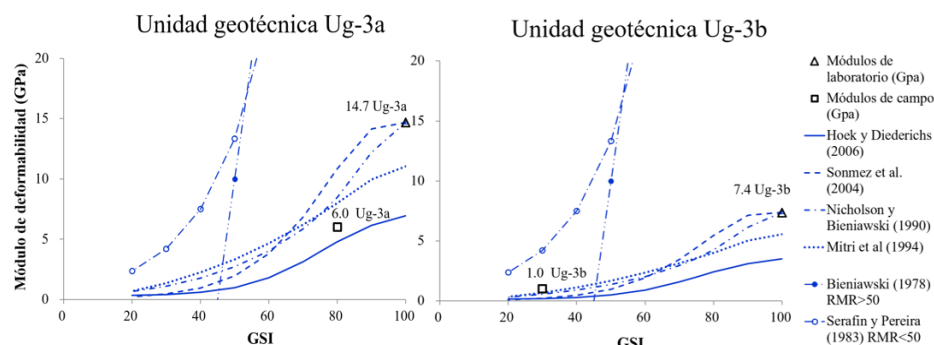
## 8. Propiedades de los materiales en zonas de roca y brecha

De acuerdo con los criterios indicados en el inciso 7, la Tabla 7 presenta los parámetros determinados para cada unidad geotécnica, siendo la ecuación de (Hoek y Diederichs, 2006) [17], la que más se aproxima a los parámetros del macizo rocoso, (figura 11).

**Tabla 7.** Propiedades del macizo rocoso.

Unidad Geotécnica	RMR	Q	GSI	Constantes del Macizo	Cohesión	Ángulo de fricción	Módulo de deformabilidad
				mi			
Ug-3a (Andesita)	87	32	84	12	1	47	6
Ug-3b (Andesita Oxidada)	22	11	22	12	0.28	40	1
Ug-2d (Brechas Tobácea)	NA	NA	NA	9	0.15	30	0.1
Ug-3c (Brecha Andesítica)	NA	NA	NA	9	0.2	37	0.7

NA, No aplica.



**Figura 11.** Deformabilidad del macizo rocoso con ecuaciones empíricas, Hoek y Diederichs 2006 [15].

## 9. Tratamientos de sostenimiento primario de las galerías

### 9.1. Tratamientos de sostenimiento primario en zona de roca

Los tratamientos en roca se encuentran dentro de la unidad litológica de andesitas Qan-br, en la cual se definieron en dos tipos de tratamientos T1 y T2, en función de la clasificación del macizo RMR, Rock Mass Rating (Bieniawski 1979 y 1989) [6,16], índice Q (Barton 1982 y 2002) [7,14] y el análisis de equilibrio límite por falla estructural.

#### 9.1.1. Tratamiento tipo 1 (T1)

Este tipo de tratamiento se definió para una roca de regular a buena calidad en las unidades geotécnicas con un valor de RMR mayor a 40, con unidades geotécnicas Ug-3a (Andesita sana) y Ug-3b, con una resistencia a la compresión simple mayor a 30 MPa.

De acuerdo con el criterio de soporte de (Grimstad et al. 2002) [19], empleando las dimensiones de las galerías de evacuación y técnicas; un ESR de 1.6; y la calidad de roca de acuerdo al índice Q, la bóveda de la galería es estable o requiere un soporte selectivo mínimo (Figura 12).

Así mismo, para definir los tratamientos de sostenimiento en esta zona, se consideró un análisis de cuñas en función de las orientaciones de los sistemas principales de fallas y fracturas del bitúnel (Figura 4), con la finalidad de calcular el ápice y el volumen de la cuna máxima y así mismo, definir el tipo de anclaje y su arreglo en bóveda y hastiales.

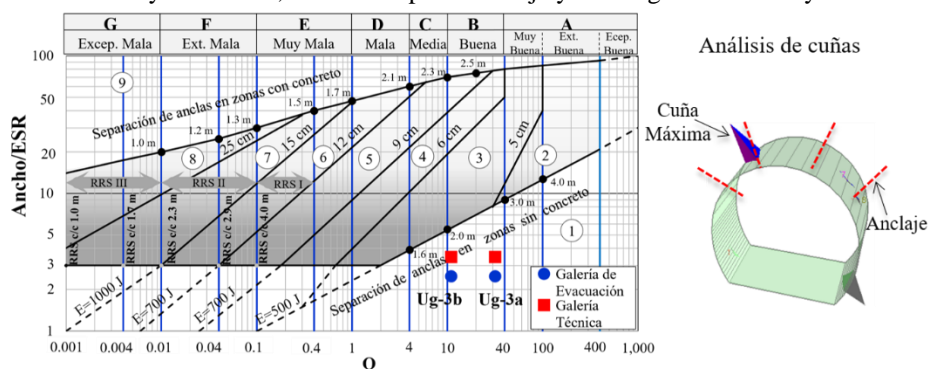


Figura 12. Carta de soporte del macizo rocoso, Grimstad et al. 2002 [18].

### 9.1.2. Tratamiento tipo 2 (T2)

El segundo tratamiento se definió para una roca de mala calidad en la unidad geotécnica (Ug-3b), con un RMR<40 con una resistencia a la compresión simple menor a 30 MPa, con una calidad de roca RQD< 25, Tabla 8.

La carga de la roca en zonas inestables se determinó mediante el criterio RMR de Bieniawski y Barton. Las expresiones aplicadas son las siguientes.

$$P_r = \gamma_r B \left( \frac{100 - \text{RMR}}{100} \right); \quad (\text{Bieniawski, 1989}) [6]; \quad (17)$$

$$P_r = \gamma_r B \left( \frac{2}{3J_r \sqrt{Q}} \right); \quad (\text{Barton, 2002}) [7]; \quad (18)$$

Donde,  $P_r$  = Carga de roca o Presión; en  $t/m^2$ ,  $\gamma_r$  = Peso volumétrico de la roca, en  $t/m^3$ ; B = Ancho de la excavación de la galería, en m;  $J_r$  = Índice de rugosidad de Q.

Tabla 8. Tratamiento en zona de roca.

Tipo	Unidad	Marcos metálicos	Carga (MPa)	Anclaje		Arreglo (Bóveda) (m)	Concreto lanzado	
				Varilla Diámetro (mm)	Longitud (m)		Malla (tipo)	Espesor (m)
T1	Ug-3a	NO	NR	25	4	1.5x1.5	6x6-10/10	0.1
	Ug-3b	SI	0.17	NR	NR	NR	6x6-10/10	0.10

NR, No se requiere.

## 9.2. Tratamientos de sostenimiento primario en zona de brechas

Los tratamientos para esta zona comprenden a las unidades geotécnicas Ug-2d y Ug-3c, las cuales se encuentra dentro de la unidad litológica de brechas andesitas (Qan-br) y brechas tobáceas (Ug-2d).

Debido a la baja resistencia de la matriz en estos materiales, se definió al tratamiento tipo 2 (T2), como el más adecuado para estas zonas (Tabla 9), adicionalmente, en los sectores con mayor carga hidrostática, donde se presentaron incertidumbres acerca del comportamiento de los materiales bajo estas condiciones, fueron incluidos enfilajes e impermeabilización mediante inyecciones previos a la excavación de las galerías.

**Tabla 9.** Tratamiento en zona de brechas.

Tipo	Unidad	Marcos metálicos	Carga (MPa)	Anclaje		Arreglo (Bóveda)	Concreto lanzado	
				Varilla Diámetro (mm)	Longitud (m)		Malla (tipo)	Espesor (m)
T2	Ug-2d	SI	0.17	NR	NR	NR	6x6-10/10	0.10
T2	Ug-3c	SI	0.17	NR	NR	NR	6x6-10/10	0.10

NR, No se requiere.

## 10. Conclusiones

Derivado de los levantamientos geomecánicos que se realizaron en la zona de excavación de las galerías técnicas y de evacuación del bitúnel, así como las pruebas de campo y laboratorio ejecutadas, fue posible zonificar los materiales y determinar las metodologías más adecuadas para determinar parámetros de calidad, resistencia, deformabilidad y tratamientos del macizo rocoso.

Con relación a la unidad litológica de andesitas, se presentaron dos condiciones en el macizo rocoso, una con valores promedio de RMR de 80 y otra con 22, así como resistencias a la compresión simple de la roca intacta de 74 y 23 MPa respectivamente. Los tratamientos variaron desde anclaje selectivo para la condición más favorable, hasta marcos metálicos y concreto lanzado para la condición más crítica.

En la zona de brechas andesíticas y tobáceas, se tiene en promedio un V.B.P. de 25-50% y una matriz de baja resistencia, a la cual le corresponde un tratamiento de marcos metálicos a cada metro y concreto lanzado con un espesor de 0.10 m.

## Agradecimientos

La información aquí presentada forma parte de los estudios realizados para la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT), durante la asistencia técnica de CFE para la caracterización complementaria y el seguimiento durante construcción del Tren Interurbano México-Toluca. Agradecemos las facilidades para publicar esta información otorgada por la SCT y en particular por su Dirección de Transporte Ferroviario y Multimodal.

## Referencias

- [1] DE CSERNA, Z., DE LA FUENTE, M., PALACIOS-NIETO, M., TRIAY, L., MITRE-SALAZAR, L.M., y MOTA-PALOMINA, R., (1987). Estructura geológica, gravimetría, sismicidad, y relaciones neotectónicas regionales de la Cuenca de México: UNAM, Instituto de Geología, Boletín 104, 71 p. 1
- [2] SALINAS-GARCÉS, J. Geología del Complejo Volcánico San Miguel, Sierra de Las Cruces, Suroeste de la Cuenca de México, Tesis profesional de licenciatura, Universidad Nacional Autónoma de México, Facultad de Ingeniería, Ciudad de México, 2014. 2
- [3] GARCÍA-PALOMO. A., ZAMORANO J.J, LÓPEZ- Miguel C. 2008. "El Arreglo Morfoestructural de la Sierra Las Cruces, México Central", Revista Mexicana de Ciencias Geológicas, V.25, Núm.1, p. 158-178. 3
- [4] MOOSER, F, 1992, Nuevo mapa geológico del sur-poniente del valle de México. Experiencias Geotérmicas en la zona poniente del Valle de México: Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, 1-6 p. 4
- [5] DEERE, D. U., & MILLER, R. P. Engineering classification and index properties for intact rock. Illinois Univ. At Urbana Dept. Of Civil Engineering, 1966. 5
- [6] BIENIAWSKI, Z. T. Engineering rock mass classifications: a complete manual for engineers and geologists in mining, civil, and petroleum engineering. John Wiley & Sons, 1989. 6
- [7] BARTON N. Some new Q-value correlations to assist in site characterisation and tunnel design. International journal of rock mechanics and mining sciences. 2002. Feb 1; 39 (2):185-216. 7
- [8] HOEK, E., CARRANZA-TORRES, C.T., and CORKUM, B. (2002): Hoek-Brown failure criterion, edition. Proc. North American Rock Mechanics Society, 2002. 8
- [9] MORELLI, G. L. Alternative Quantification of the Geological Strength Index Chart for Jointed Rocks, Springer International Publishing AG 2017. 9
- [10] KALENDER, A.; SONMEZ, H.; MEDLEY, E.; TUNUSLUOGLU, C.; KASAPOGLU K.E. An approach to predicting the overall strengths of unwelded bimrocks and bimsoil, Hacettepe University, Department of Geological Engineering, Applied Geology, Division, Oakland, CA, USA, 2014. 10
- [11] ISRM .Suggested Methods for the Quantitative Description of Discontinuities in Rock Masses. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts. 1978, 15, 319-368. 11
- [12] MILLER, R.P. Engineering classification and index properties for intact rock. Tesis de Doctorado, University of Illinois. 1965. 12
- [13] BARTON, N. & CHOUBEY, V. The shear strength of rock joints in theory and practice. Rock Mechanics 1/2:1-54, 1977. 13
- [14] BARTON N. Modelling rock joint behaviour from in situ block tests: implications form nuclear waste repository design. Office of Nuclear Waste Isolation, Columbus, Ohio, ONWI-260. 1982. 14
- [15] HOEK, E., CARTER, T.G., DIEDERICHS. Quantification of the Geological Strength Index Chart. 47th US Rock Mechanics / Geomechanics Symposium, 2013, San Francisco, CA, USA. 15
- [16] BIENIAWSKI Z. T. Rock mass classification in rock engineering applications. Proceedings of a Symposium on Exploration for Rock Engineering, 1976 Vol. 12, pp. 97-106. 16
- [17] HOEK, E., DIEDERICHS, MS. (2006), Empirical estimation of rock mass modulus", International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 43(2), 203-215. 17
- [18] SONMEZ H, KASAPOGLU KE, COSKUN A, TUNUSLUOGLU C, MEDLEY EW, ZIMMERMAN RW. A conceptual empirical approach for the overall strength of unwelded bimrocks. ISRM Regional Symp. Rock Engineering in Difficult Ground Conditions, Soft Rocks and Karst, 2009 (pp. 357-360). 18
- [19] GRIMSTAD E, KANKES K, BHASIN R, MAGNUSSEN AW, KAYNIA A. Rock mass quality Q used in designing reinforced ribs of sprayed concrete and energy absorption. Report, Norwegian Geotechnical Institute. 2002. 19