



**UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE MÉXICO**



FACULTAD DE INGENIERÍA

PROGRAMA ÚNICO DE ESPECIALIZACIONES DE INGENIERÍA

CAMPO DE CONOCIMIENTO: INGENIERÍA CIVIL

PRE-DISEÑO GEOTÉCNICO DE UN TÚNEL

T E S I N A

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:

ESPECIALISTA EN GEOTECNIA

PRESENTA:

ING. MARIO GALVÁN TAPIA

DIRECTOR DE TESINA: **M. en. I. JUAN LUIS UMAÑA ROMERO**

MÉXICO, CDMX.

FEBRERO 2020



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



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.

Agradecimientos

A mi tío, el *Ing. Luis Arturo Tapia Crespo*, por compartir su pasión por la Ingeniería Geotécnica e inculcar en mí una mejora continua como profesional. El resultado de esto es esta tesina.

Por siempre a *mis padres* gracias, por el apoyo durante mi carrera profesional que se resume en un ambiente favorable para cumplir cada una de las metas que me he propuesto. Particularmente, a mi madre por las observaciones en la redacción de éste y otros trabajos.

Al *M. en I. Valentín Castellanos Pedroza* por compartir sus conocimientos sin recelo haciendo las correcciones pertinentes de este trabajo durante la clase de Mecánica de Rocas en la especialidad en Geotecnia y otros cursos en la SMIG, CFE y la UNAM. Y a su compañero, *A. López Molina* por sus comentarios sobre el tema de caracterización de materiales.

Al Director de Geotecnia S.C., *Armando Rábago Martín*, por sus acertadas observaciones desde el 2015 como tunelero y experto en Mecánica de Rocas, incluso en redacción.

A mi *Maestro Juan Luis Umaña Romero* por la oportunidad y confianza que me ha brindado desde la licenciatura, pero sobre todo por sus consejos en mi vida profesional y laboral.

A mi profesor de Túneles y Obras Subterráneas, el *M. en I. Bardoniano Soria Castañeda*, que durante su curso desarrollé las ideas y dudas principales de esta tesina, que posteriormente fueron aclaradas. Gracias.

A mis sinodales y maestros expertos en Mecánica de Suelos, *Enrique Elizalde Romero* y *Héctor Alfredo Legorreta Cuevas*, por la sencillez y humildad con la que han compartido su experiencia en Geotecnia desde que asistí a la primera Reunión Nacional de la SMIG en el 2014 hasta la actualidad.

A mi profesor de Geotecnia de Excavación, *Edgar Montiel*, que con mucha humildad y amabilidad hizo correcciones sustanciales en este diseño geotécnico. Gracias por la facilidad de comunicación y el tiempo dedicado a un exalumno de licenciatura.

Gracias también, a mis excompañeros y amigos, *Rolando Verde*, *Gonzalo Condado*, *Mauricio*, *Francisco Sánchez García*, *Horacio Escalante*, *Memo De la Puente* y *Juan Carlos Romero*. Asimismo, a mis compañeros de Ingeniería en Ciencias de la Tierra, especialmente a *Yoali*, *Nidia*, *Ilce* y *Heriberto*, y porque no, uno que otro Ing. Civil - como *Christian* y *Conejo* - que hicieron de la Especialidad en Geotecnia una travesía divertida y enriquecedora.

Muchos a quien agradecer y tan poco espacio.

Contenido

Introducción y alcances	3
Objetivos.....	6
Características del túnel	71
Características generales del sitio.....	7
Clima.....	7
Geomorfología.....	7
Hidrología.....	9
Marco Geológico.....	10
Sismicidad	10
Estratigrafía Regional.....	13
Geología Local.....	14
Geología Estructural	16
Estimación de la dirección y relación de los esfuerzos (k)	18
Exploración Geotécnica	20
Ensayes de laboratorio de Rocas y Suelos	31
Zonificación Geotécnica.....	42
Caracterización Geotécnica	45
Clasificaciones geomecánicas	45
Caracterización de roca intacta	48
Caracterización del macizo rocoso.....	56
Caracterización de discontinuidades	50
Caracterización de los depósitos recientes (Bimrocks).....	60
Modelo Geotécnico	62
Análisis de Estabilidad	63
Estabilidad de los taludes frontales en los portales del túnel.....	64
Formación de cuñas en el túnel.....	74
Determinación de los esfuerzos actuantes en el entorno de la excavación.....	82
Desmoronamiento de rocas durante la excavación.....	83
Carga sobre adema	83
Comportamiento elasto-plástico con métodos numéricos.....	87
Avances longitudinales de la excavación del túnel	96

Análisis de falla de frente de la excavación.....	96
Análisis del sistema de soporte.....	99
Procedimiento Constructivo	108
Conclusiones.....	112
Bibliografía.....	119

Anexo 1. Perfiles estratigráficos

Anexo 2. Exploración Geofísica

Anexo 3. Clasificaciones Geomecánicas

Anexo 4. RS2

Prediseño geotécnico de un túnel

Introducción y alcances

Esta tesina surge a partir de un anteproyecto hidroeléctrico diseñado para su construcción en el estado de Chiapas, el cual consta de una obra de toma, una línea de conducción, una casa de máquinas y una subestación eléctrica. La línea de conducción, que tiene cerca de 4.6 km de longitud, requiere la construcción de cuatro túneles y tramos de tubería de acero intercalados entre ellos para conservar el trazo lo más recto posible para mantener la carga hidráulica, la cual generará la electricidad en las turbinas ubicadas en la Casa de Máquinas.

Aunque el anteproyecto contempla cuatro túneles, el objetivo y alcance de esta tesina sólo incluye el prediseño geotécnico de uno de ellos a partir de una exploración de semidetalle del subsuelo, conformado por un levantamiento geológico, una exploración geofísica, una exploración directa mediante perforación de barrenos, pruebas de permeabilidad y ensayos de laboratorio de rocas y suelos para la obtención de propiedades físicas, índice y mecánicas de los materiales. Los análisis de estabilidad del túnel y de los taludes frontales en los portales concluyeron hasta cuatro procedimientos constructivos con diferentes soportes y revestimientos para mitigar los problemas geotécnicos, así como una serie de recomendaciones para reducir las incertidumbres del proyecto.

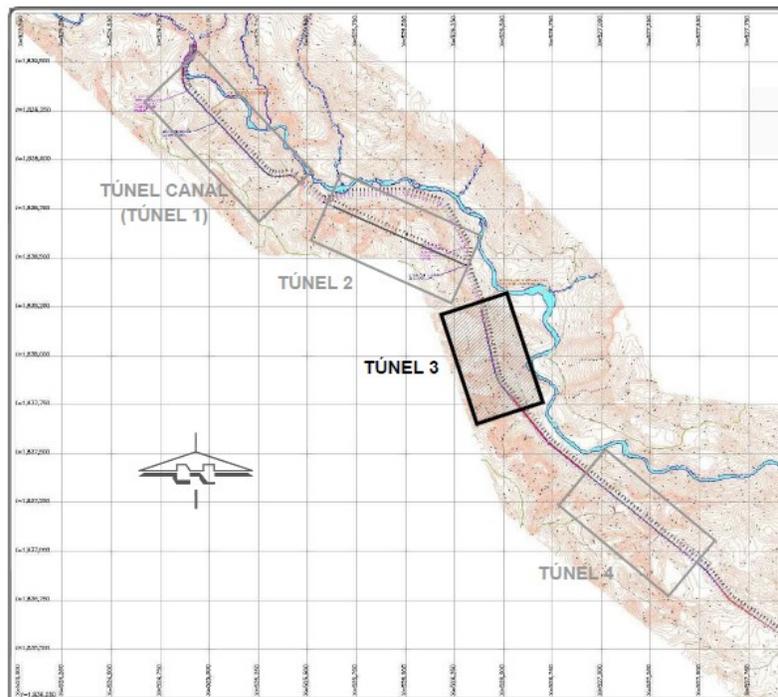


Figura 1. Ubicación del túnel en el anteproyecto hidroeléctrico.

El diseño geotécnico del túnel debe determinar su factibilidad técnica con base en sus propias especificaciones geométricas, en las características topográficas, sísmicas, geológicas, geotécnicas e hidráulicas del terreno, es decir, debe resolver las interrogantes del diseñador sobre el tipo de materiales y sus propiedades, estructuras geológicas existentes en el sitio, condiciones de permeabilidad, sismicidad regional y local, así como la cobertura de suelo entre el techo del túnel y la superficie en donde se excavará el túnel, para evaluar los riesgos geológicos geotécnicos los cuales permiten orientar adecuadamente los análisis de estabilidad para definir el soporte o revestimiento requerido y el procedimiento constructivo aplicable.

Para este túnel se establecieron cinco unidades geológicas estratificadas y fracturadas: tres diferentes tipos de areniscas, lutitas y conglomerados, cuyas resistencias, módulos de deformabilidad y calidades de roca son bajas. Asimismo, estas se zonificaron a lo largo del trazo del túnel por sus condiciones geotécnicas y la cobertura somera de roca que son cubiertas en gran parte por depósitos de suelos, alcanzando una máxima cobertura de 57 m y una mínima de 8.5 m. La carga máxima estimada sobre el techo del túnel, que consiste en el peso muerto de la roca suelta, se definió con el criterio de Terzaghi de carga sobre ademe.

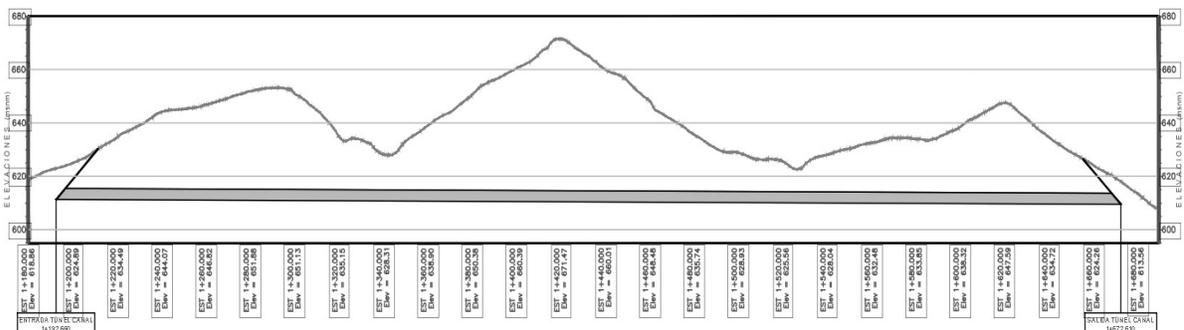


Figura 2. Topografía del trazo del túnel.

Respecto a la caracterización geotécnica, se utilizaron los criterios de Hoek-Brown (2002) y Mohr-Coulomb para caracterizar roca intacta. Mientras que, para caracterizar los macizos rocosos se clasificaron geomecánicamente con los sistemas RMR, GSI y Q.

Posteriormente, el GSI se utilizó como una variable de entrada para obtener los parámetros de resistencia (m , s y a) con el criterio de Hoek y Brown para macizos rocosos, y al mismo tiempo, se determinó los parámetros equivalentes en el criterio Mohr-Coulomb para un determinado esfuerzo.

Por otro lado, para considerar la influencia de las discontinuidades se recurrió a las estimaciones empíricas de Barton (2002) y Grimstad- Barton (2014), y al criterio Jaeger y Cook (1979) para obtener los parámetros de resistencia de las discontinuidades.

Finalmente, los depósitos de taludes y de abanicos aluviales que se encuentran cubriendo los macizos rocosos, a pesar de ser Bimrocks - por sus siglas en inglés "block in matrix" - según Lindquist (1994) y Sonmez et al. (2009), se caracterizaron determinando la resistencia de la matriz del suelo debido a que el porcentaje de fragmentos de rocas fue menor a 30%.

Los problemas geológicos geotécnicos consisten en el desmoronamiento de roca en el techo (cave-in), en la formación de cuñas, en la deformación plástica estimada del macizo rocoso, en el riesgo de presentarse una falla al frente de la excavación del túnel durante el proceso de excavación y en la posible inestabilidad de los taludes frontales en la zona de los portales.

El riesgo principal es la influencia de la superficie combinada con los problemas geológicos geotécnicos, es decir, las calidades de roca y sus parámetros de resistencia y módulos de deformabilidad no son las más favorables para las condiciones topográficas y geología estructural del trazo del túnel porque el macizo rocoso está más alterado y descomprimido que en el interior del túnel.

Por estas razones, los análisis de estabilidad incluyeron el cálculo del F.S. de la estabilidad de los taludes mediante programas como SLIDE, GEOSLOPE, para el frente de excavación, con el método de Horn (1961), ante el deslizamiento de cuñas dentro del túnel, con el programa Unwedge, y para los análisis de esfuerzo-deformación se utilizaron métodos numéricos como el programa RS2 de la paquetería de Rocscience para evaluar el procedimiento constructivo y su sistema de soporte.

Los análisis de esfuerzo-deformación se limitaron a la zona lejos de los portales, ya que estos requieren un diseño de detalle utilizando métodos numéricos en tres dimensiones porque los esfuerzos laterales influyen en su comportamiento, sin embargo, éste está fuera de los alcances de esta tesina. No obstante, este trabajo recomienda un diseño de los portales con mayor detalle para los procedimientos de excavación, soportes distintos e incluso un modelo geotécnico en tres dimensiones que represente las condiciones más reales para su evaluación.

Finalmente, este prediseño geotécnico presenta cuatro procedimientos constructivos como resultado de los análisis geotécnicos que incluye el procedimiento de excavación y el sistema de soporte para asegurar la estabilidad ante los problemas geológicos geotécnicos. Así como, los estudios adicionales sugeridos para acotar con menor incertidumbre la factibilidad técnica y optimizar este prediseño.

Es importante mencionar que la compañía encargada de la construcción de los túneles proporcionó la sección geométrica del túnel a nivel de anteproyecto, la cual muestra los gálibos requeridos para alojar la tubería de presión, por lo que este trabajo evalúa la geometría propuesta por el cliente y considera una tubería de acero para conducir el agua a presión.

También, es de notar que la selección del material de la tubería de presión se hace considerando la presión de diseño que va a soportar, el tipo de unión que va a tener la tubería,

el diámetro, los esfuerzos, la accesibilidad al sitio, el terreno, el mantenimiento, la vida esperada de la instalación, las condiciones hidrológicas e hidrogeológicas, la disponibilidad y el costo relativo de la tubería de presión. En este sentido, la tubería de presión de acero y el soporte de los túneles constituyen muchas veces en el rublo más caro del presupuesto total del proyecto hidroeléctrico. Por lo tanto, es necesario optimizar este prediseño geotécnico del túnel para minimizar el costo del proyecto.

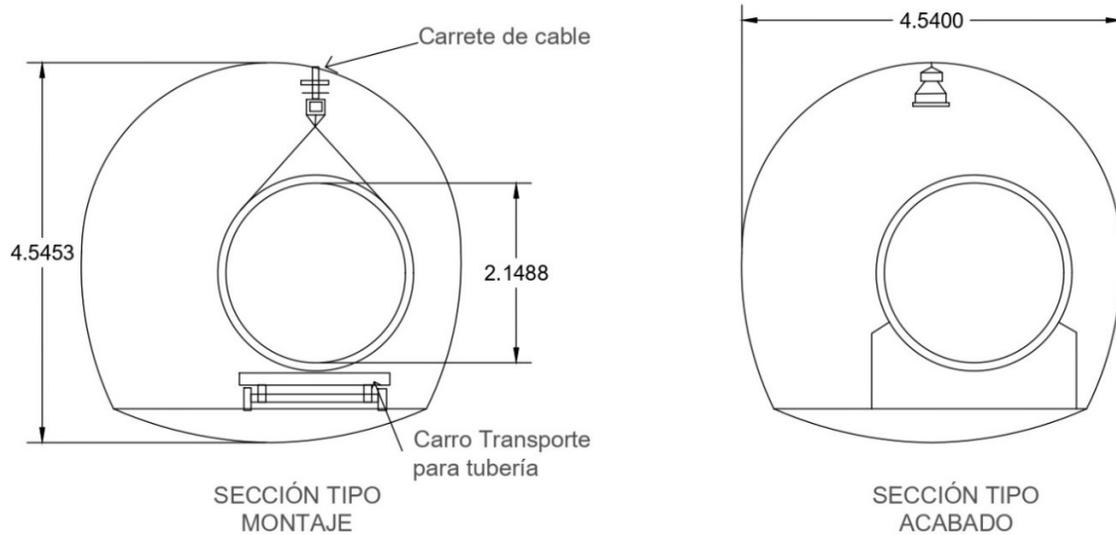


Figura 3. Sección geométrica del proyecto ejecutivo.

Objetivos

Definir el modelo geológico-geotécnico caracterizando roca intacta, discontinuidades y el macizo rocoso, estableciendo la carga máxima sobre ademe y los riesgos geológicos geotécnicos, indicando el tipo de roca a excavar y la maquinaria sugerida para el prediseño geotécnico del túnel.

Describir los principales problemas geológicos geotécnicos que se pueden presentar durante la excavación del túnel somero.

Señalar los criterios empíricos, analíticos y numéricos (tenso-deformacionales) que se emplearon para el análisis y prediseño del túnel, así como sus alcances y limitaciones.

Analizar los taludes frontales en la zona de los portales del túnel para la excavación propuesta y justificar si se recomiendan estudios más detallados para el procedimiento de excavación.

Denotar para qué condiciones y parámetros de resistencia los análisis presentan un Factor de Seguridad bajo.

Designar el procedimiento constructivo y el sistema de soporte derivados de los análisis de estabilidad ante el desmoronamiento de rocas dentro del túnel, la formación de cuñas y el comportamiento elasto-plástico del macizo rocoso dentro del túnel.

Con ayuda de los métodos numéricos, evaluar el procedimiento constructivo para cada zonificación tanto para la etapa de excavación como la de soporte para el prediseño geotécnico, presentando los avances de excavación y las especificaciones del soporte y revestimiento.

Concluir un prediseño geotécnico, que sin duda, defina una primera factibilidad técnica, la cual ayudará a tomar decisiones para un diseño de mayor detalle durante la construcción, y así, disminuya el costo del proyecto al seguir las recomendaciones de este trabajo.

Características generales del sitio

Clima

El clima de la zona de estudio es templado a cálido y semitropical. La temperatura es acorde a las altitudes 400 a 700 msnm. De acuerdo a la Estación Climatológica Acala, ubicada a 9 km al suroeste del proyecto, entre el periodo de 1980 a 2010 se tiene un registro en donde la temperatura máxima y mínima promedio anual fue de 33.1° y 18.1° respectivamente, mientras que la media anual fue de 25.6°. En cuanto a la precipitación pluvial se tiene un valor anual promedio 962 milímetros de lluvia con 74 días de lluvia al año en promedio, mientras que la evaporación total anual fue de 1,550 milímetros. Los meses julio, agosto y septiembre son épocas de lluvias. Todo esto, se debe considerar para una segunda etapa de exploración para el diseño y construcción del túnel.

Geomorfología

La zona de estudio se encuentra localizada al sureste de la República Mexicana, en la porción central del estado de Chiapas en la provincia fisiográfica Tierras Altas de Chiapas y Guatemala (TACG) descrita por E. Raisz (1964), la cual abarca parte de los estados de Oaxaca, Veracruz, Tabasco y casi la totalidad del estado de Chiapas; dicha provincia está limitada al norte por las provincias de la Planicie Costera del Golfo de México y Yucatán, al poniente por la provincia de la Sierra Madre del Sur y al sur por el Océano Pacífico.

De la Rosa, *et al.* (1989), del Departamento de Geología de la CFE, subdividió la provincia TACG en cinco subprovincias: la Planicie Costera, la Sierra de Chiapas, la Depresión Central, los Altos (Meseta de Chiapas) y las Sierras Plegadas.

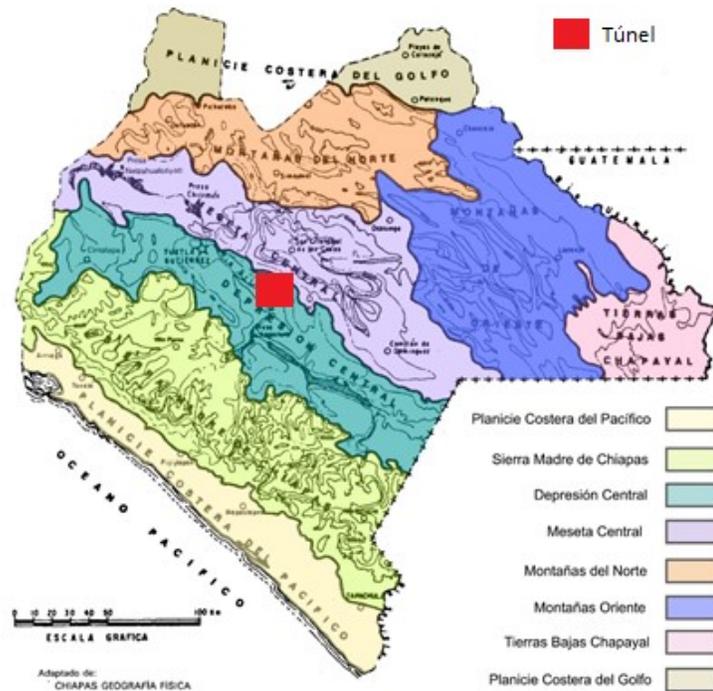


Figura 4. Subdivisión de la provincia fisiográfica Tierras Altas de Chiapas y Guatemala (TACG).

El túnel se ubica en la subprovincia fisiográfica Depresión Central, la cual comprende un terreno prácticamente plano que se extiende desde la frontera con la República de Guatemala hacia el NW y termina cerca de los límites con el estado de Oaxaca; esta depresión corresponde a un sinclinorio (disposición de estratos cóncavos) donde afloran principalmente rocas Cenozoicas (conglomerados, areniscas, limolitas y lutitas) de las Formaciones Soyaló y El Bosque, que debido a la poca resistencia de éstas ante la erosión y la presencia del río Grijalva, con el tiempo se ha formado un amplio valle, semiplano en su mayor parte.

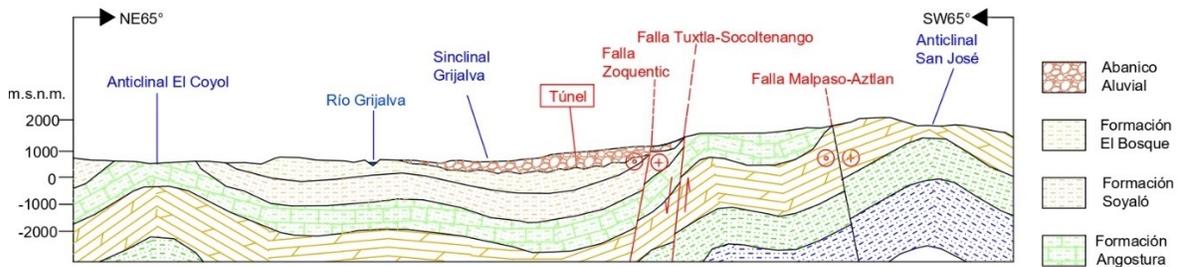


Figura 5. Sección geológica regional de la zona de estudio.

La altura de la Depresión Central varía desde los 500 metros sobre el nivel del mar (msnm) en Guatemala, descendiendo gradualmente hasta alcanzar 400 msnm en la ciudad de Chiapa de Corzo localizada en el límite oriental del valle al pie de la Sierra de Chiapas. A pesar de esto, la topografía del trazo del túnel se encuentra entre las elevaciones 600 y 660 msnm, debido a que se ubica al sureste de una estructura geológica que presenta un drenaje del tipo dendrítico, y aunque corresponda con la zona de la Depresión Central, tiene una elevación máxima de 950 msnm y una menor de 500 msnm.

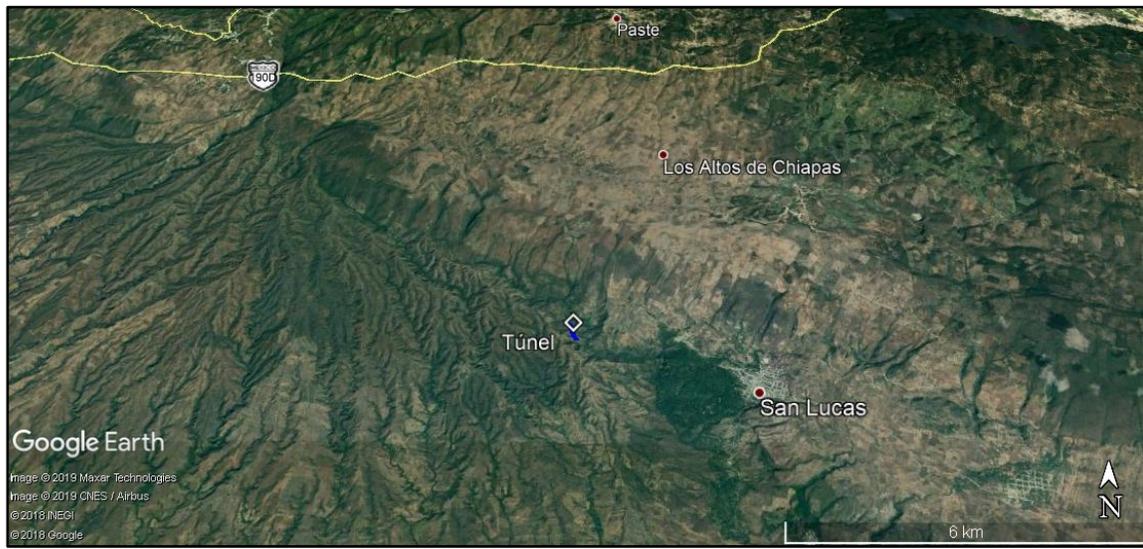


Figura 6. Ubicación de la zona de estudio en la Depresión Central. Nótese la estructura geológica con patrón de drenaje del tipo dendrítico.

Hidrología

El estado de Chiapas cuenta con un gran número de corrientes fluviales, las cuales se agrupan en dos grandes vertientes, la del Pacífico y la del Golfo México. El sitio del proyecto forma parte de la vertiente del Golfo en la Región Hidrológica No. 30 que está dividida en dos grandes cuencas, la del río Usumacinta y la del río Grijalva. En esta última, se encuentra el túnel ubicado en la subregión hidrológica denominada Medio Grijalva, específicamente entre las centrales hidroeléctricas de Angostura y Chicoasén.

El río Grijalva o Grande de Chiapas nace en la Sierra de Cuchumatanes en la República de Guatemala y fluye en dirección noroeste, atravesando la Depresión Central del estado de Chiapas en el Alto y Medio Grijalva, modificando su trayectoria hacia el noreste después de la presa Malpaso hasta su unión con el río Usumacinta cerca de su salida al mar. A su paso por la central Hidroeléctrica de Chicoasén, se le ha medido un escurrimiento medio anual de 11,880 millones

de m³. La cuenca total del río Grijalva es de 38,240 km² de los cuales el 85% pertenece a México y el restante 15% a Guatemala.

El túnel, hidrológicamente, se encuentra flanqueado al norte por el cauce del río Frío, el cual se une muy cerca del poblado de San Lucas y junto con los ríos Zapote, Camarón y San Lorenzo forman el río Salado, tributario al río Grijalva. No obstante, a lo largo del trazo del túnel existen dos zonas (1+340 y 1+530 km) que corresponden a pequeños arroyos que durante la época de lluvias tienen agua.

Sismicidad

La regionalización sísmica de la República Mexicana indica que la zona de estudio se ubica en la zona sísmica C, clasificada como alta sismicidad. Para este proyecto se cuenta con el espectro de diseño sísmico del sitio de la presa del proyecto hidroeléctrico que se obtuvo de un análisis por el Método de Dispersión de Ondas Superficiales (MASW) y una medición complementaria de Vibración Ambiental con objeto de determinar los espectros de respuesta del sitio. Dichos estudios fueron obtenidos para la zona de la obra de toma a escasos 3 km al NW del túnel, en donde la cobertura de suelos residual fue de 3.5 m, a la que subyacen 16 metros más de un macizo rocoso (terreno firme), y el coeficiente sísmico obtenido fue de $C_s=0.25$ para un factor de ductibilidad muy bajo ($Q=1$) y una sobre resistencia ($R=2$) para estructuras del Grupo B. Similarmente, el tipo de terreno donde se construirá el túnel corresponde también al tipo I (terreno firme) y el coeficiente sísmico recomendado es de 0.25 para los análisis de estabilidad de taludes.

Para mayor detalle ver Anexo de Exploración Geofísica.

Marco Geológico

En Chiapas y Tabasco afloran unas secuencias litológicas del Mesozoico y Cenozoico constituidas principalmente por rocas sedimentarias marinas que se encuentran plegadas con fallas y descansan sobre los basamentos del Precámbrico y Paleozoico que afloran al suroeste de la región.

La provincia geológica que corresponde a la subprovincia de la Depresión Central, mencionada previamente en el apartado de Geomorfología, es el Cinturón Chiapaneco de Pliegues y Fallas (CCPF) de origen sedimentario de ambiente marino, limitado al norte por la Llanura Costera de Tabasco y al noreste por la Plataforma de Yucatán. La provincia geológica CCPF se

caracteriza por una faja Mesozoica de pliegues alargados, estrechos y paralelos entre sí con dirección NE-SW y arqueados hacia el NE, por otro lado, las fallas de la zona presentan rumbo E-W o NW-SE. Las estructuras geológicas de esta provincia son el resultado de distintas fases de deformación, principalmente como producto del levantamiento de la porción occidental de México y el plegamiento de la Sierra Madre Oriental.

La zona de estudio se ubica en un flanco del sinclinal de Grijalva, que se refiere a una estructura geológica de un pliegue regional en la parte cóncava hacia arriba, cuyo eje del sinclinal se encuentra a 6 km al sur, es decir, los planos de estratificación de las rocas presentan un rumbo NW 40° SE y un echado promedio SW 50°. Adicionalmente, al norte de la zona existe un anticlinal denominado San José, el cual tiene un alineamiento regional de rumbo NW70-75°SE, y una falla normal a 800 m al norte (medido desde el Portal de Entrada) llamada Tuxtla-Socoltenango, con rumbo regional al NW 62° SE aproximadamente, cuya traza se infiere desde Chiapa de Corzo hasta la localidad de Socoltenango (cabecera municipal), ésta es posible observarla en la imagen satelital de GoogleEarth y en la carta geológica-minera Tuxtla Gutiérrez con clave E15-11 del Servicio Geológico Mexicano (SGM) del 2005. Adicionalmente, la dirección de las discontinuidades NW-SE corresponde a la dirección estructural de la deformación de la provincia geológica.

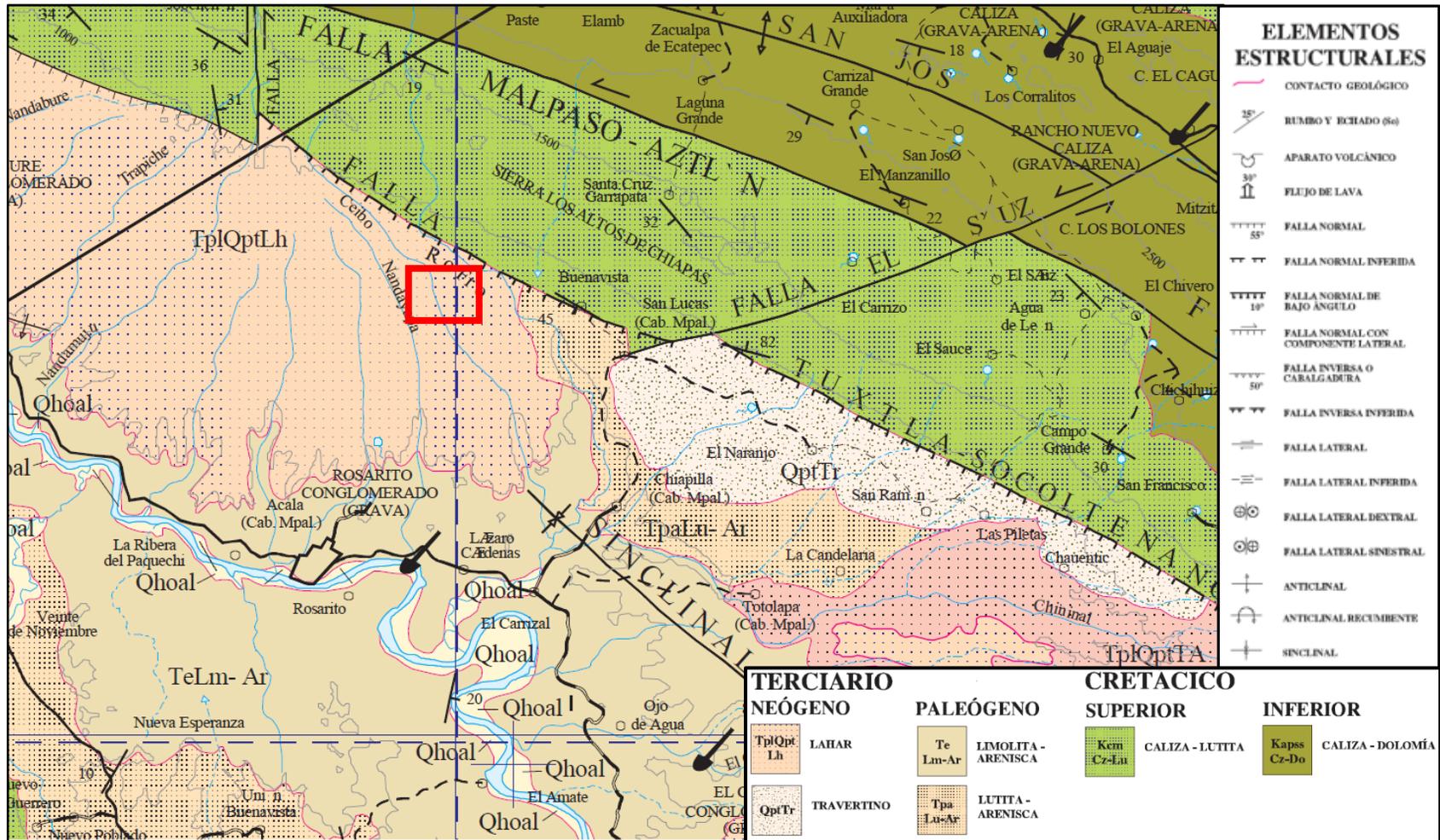


Figura 7. Geología Regional de la zona de los altos de Chiapas en la carta geológico-minera Tuxtla Gutiérrez E15-11 del SGM, 2005.

Estratigrafía Regional

La provincia fisiográfica de la Depresión Central corresponde al sinclinorio de Grijalva, en donde en la zona de estudio afloran de manera regional las Formaciones *Angostura*, *Soyaló* y *El Bosque*.

Hacia el oeste de la capital de Chiapas aflora la *Formación Angostura* que se interdigita con la *Formación Ocozocoautla*, de tal manera, que esta última en la parte central de Chiapas la constituye rocas sedimentarias de origen marino, relacionadas a un sedimento calcáreo del Cretácico Superior que muestra facies de banco con calizas arrecifales y fragmentos de rudistas. Por otro lado, la *Formación Angostura* la constituyen calizas de edad Campaniano-Maastrichtiano, cuya principal característica es su contenido de rudistas (fósiles de facies de plataforma), pero también consiste en calizas tipo wackestone de estratificación media a delgada, con bandas y nódulos de pedernal negro. De la misma Era Cretácica en Chiapas se puede asegurar la presencia de la *Formación Méndez*, solamente al oriente de las presas Malpaso y Peñitas, la cual consiste en una secuencia de lutitas laminares de color gris, interestratificadas con areniscas de grano fino a medio, con un espesor de 970 m de la Era Cretácica Superior.

Subyaciendo a las Formaciones del Cretácico, le sigue la *Formación Soyaló*, la cual consiste en lutitas de color gris claro intercaladas con areniscas de grano fino a medio y escasas calizas. Su distribución se ha confirmado en la parte central y media norte occidental de la sierra de Chiapas en los flancos de algunos anticlinales y sinclinales de la región oriental de la sierra al SE de la Ciudad de Comitán, Chiapas. Mientras que, hacia su parte superior se encuentra también un conglomerado de fragmentos de calizas y cuarzos. En las regiones de San Cristóbal y Ocosingo, estos sedimentos tienen un espesor de cerca de 1000 m y se caracterizan por presentar un cambio de facies hacia dolomías y calizas arcillosas, que se describen en la *Formación Tenosique*, propuesta por Arvizu y Dávila (1982) de la Época Paleoceno-Eoceno Inferior que afloran del centro hacia el oriente del estado de Chiapas. En la región oriental, las calizas ocasionalmente se componen de wackestones dolomíticos y fosilíferos, mudstones, packstones y brechas calcáreas, donde su espesor varía de 300 hasta 800 m.

Sapper (1986) observó que las rocas Terciarias de Chiapas son en la mayoría de ambiente terrígeno y en forma ocasional, calcáreo. El ambiente marino prevaleció en el Paleoceno y en el Eoceno fueron desapareciendo los grandes bancos calcáreos. Estudios realizados por López Vega (1963) confirman sedimentos continentales en la parte oriental del estado, llamada *Formación El Bosque*. Dicha formación consiste en areniscas micáceas, rojizas y verdosas, interestratificadas con lutitas y conglomerados; su espesor varía entre 800 y 1200 m, en cuanto a su ambiente de depósito se considera que constituye la primera regresión regional,

formando planicies aluviales y corriente entrelazadas en el registro Terciario de Chiapas, aunque en forma progradante. Meneses Rocha (1986), Sapper (1986) y Bose (1905), observaron en el centro y norte de Chiapas una secuencia de areniscas rojizas, lutitas, conglomerados y calizas, que con base en su contenido en fósiles fue asignada al Eoceno y aflora en las regiones de Chicoasén, Ixtapa, Malpaso, Bochil y Simojovel. En las regiones de San Cristóbal-Ocosingo se reportan calizas fosilíferas en algunos ejes de sinclinales, que se encuentran intercaladas con lutitas, areniscas de grano grueso, y bancos de ostras, PEMEX nombró esta como *Formación Lomut* (Meneses, 1986). En la zona de Malpaso se presenta una secuencia de lutitas, areniscas y conglomerados con foraminíferos planctónicos del Oligoceno, que corresponde a lo que ha sido llamado *Formación La Laja* de la parte SE de Veracruz y W de Tabasco.

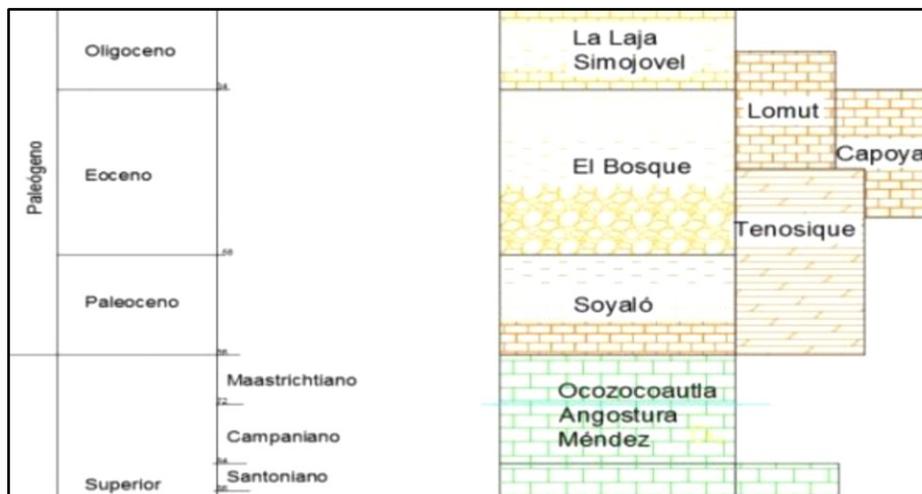


Figura 8. Estratigrafía regional.

Geología Local

El túnel atraviesa la *Formación El Bosque*, y ésta a su vez, se encuentra cubierta por suelos arena arcillosos con algunas gravas y fragmentos de rocas. A continuación, se describe la geología local.

Formación El Bosque (Eoceno)

La *Formación El Bosque* tiene un espesor que varía entre 800 y 1200 m. Dicha Formación consiste en intercalaciones de areniscas de colores pardo, rojizo y verdoso con lutitas y conglomerados del Periodo Terciario. Según López-Vega (1963), contiene de la base a la cima, margas limosas de color gris verdoso, que pasan gradualmente a limolitas rojizas y guindas

para dar paso a una sección de areniscas de cuarzo, de grano fino a grueso, de color pardo rojizo, micáceas con cemento arcillo-ferruginoso y en ocasiones calcáreo, dispuestas en capas irregulares de 10 a 30 cm de espesor que alternan con capas de gravillas de cuarzo y conglomerados de iguales características. Se tiene registrado que en el centro y norte de Chiapas aflora una secuencia de areniscas rojizas, lutitas, conglomerados y calizas, que con base en su contenido en fósiles fue asignada al Eoceno, que corresponde a la Era Cuaternaria en el Periodo Paleógeno. En cuanto a su ambiente de depósito, parece corresponder a aguas tanto someras como arrecifales al restablecerse las condiciones marinas en la región, lo cual constituye una regresión regional, formando planicies aluviales y corrientes entrelazadas en el registro Terciario de Chiapas, aunque en forma progradante, el cual se refiere a un levantamiento relativo costero en donde a pesar que el nivel del mar retrocede existe más aporte de sedimentos del continente.

Abanico Aluvial (Qab)

Consiste en conglomerados polimícticos, que son fragmentos de rocas con formas redondeadas a subredondeadas contenidos en una matriz areno arcillosa, que forman pseudoestratos con una dirección del echado preferencial S-SW y un echado entre 10 a 15°. La estructura del abanico aluvial aflora en una franja de hasta 21 km aproximadamente, su espesor para la zona de estudio es de hasta 30 metros. El aporte de sedimentos del abanico aluvial se origina sobre la falla Zonquentic, pero es sobre la Depresión Central de Chiapas se depositan bloques, cantos rodados, gravas y arenas medias a gruesas, bien seleccionadas y mal graduadas, cuya composición de rocas es variable, porque incluye dioritas, andesitas, granodioritas, dacitas, calizas y areniscas, las cuales están contenidas en una matriz menos gruesa a fina, como arena, limo y arcilla. El patrón de drenaje del abanico aluvial es del tipo dendrítico, que significa que está entrelazado formando laderas y barrancos como resultado del depósito y erosión por el agua. Por relaciones estratigráficas está en contacto discordante sobre la Formación El Bosque.

Depósitos de Talud (Qmt)

Los depósitos de talud afloran en superficies menores a 10 m de espesor sobre el trazo del túnel. Están constituidos con un 30% por fragmentos, bloques y detritos de composición calcárea de diversos tamaños, angulosos a subredondeados, incluidos en una matriz areno limosa (70%) de color pardo y tono claro con una compactidad que va de suelta a compacta.

Depósitos Aluviales (Qal)

Se localizan en ambas márgenes del río Frío y están integrados por materiales granulares de diversos tamaños, compactos, generalmente presentan gradación normal, incluye arenas medias de color gris claro a oscuro con presencia de gravas y boleos de diversos tamaños y de composición variable.

Suelo Residual (Qsr)

Se desarrolla en la superficie por el meteorismo que afecta a los diferentes tipos de materiales *in situ*. En la mayor parte del área, el suelo es de color marrón de tono oscuro y de composición limo arcillosa con escasa arena y abundante contenido de materia orgánica como vegetación. Los espesores y distribución espacial de los materiales son variables y pueden alcanzar algunos metros de grosor, frecuentemente tienen menos de 3 metros. Éste suelo residual no se consideró relevante en el plano geológico (Plano 1).

Geología Estructural

Las rocas de la provincia geológica llamada Cinturón Plegado Mesozoico de Chiapas están deformadas y se caracterizan de pliegues - sinclinales y anticlinales- y fallas, que se deben a la dinámica de las placas tectónicas, la cual se asocia a la Orogenia Laramide durante el Cretácico Superior, Paleoceno y Eoceno Temprano, y ha causado deformación a la secuencia de rocas como fracturamiento y fallas normales que cortan a otras fases de fracturamiento menos relevantes para este estudio. Otro evento de distensión que ocurre en el Eoceno Medio en la *Formación El Bosque*, es una fase de deformación tectónica intensa que se desarrolla a partir del Mioceno Medio por movimientos de compresión hacia el noreste debidos al choque de la placa de Cocos con las placas de Norteamérica y el Caribe. Esta fase se ha caracterizado por desplazamientos laterales a lo largo de grandes fallas de transcurrencia o laterales. De tal manera, que la región de estudio se ve envuelta en una tectónica de fallamiento normal y fallas laterales que complican las relaciones estructurales de las secuencias del Mesozoico y Cenozoico.

Por otro lado, se ha clasificado y descrito la provincia de Fallas de Transcurrencia de acuerdo a la orientación que presentan las fallas, dividiéndola en las siguientes dos áreas; el área occidental, donde las fallas son de dirección noroeste y se extiende desde la presa Malpaso hasta Ixtapa, y el área Oriental, donde las fallas son de dirección este-oeste, que comprende la región situada entre Ixtapa y Ocosingo.

La zona explorada está cubierta por un abanico aluvial y depósitos de talud, por lo que carece prácticamente de afloramientos en superficie del macizo rocoso de la *Formación El Bosque* que dificultaron describir con detalle las discontinuidades. Afortunadamente, en el levantamiento geológico estructural del proyecto hidroeléctrico se identificaron las principales discontinuidades, entre ellas el buzamiento de la pseudoestratificación del abanico aluvial y la estratificación del sinclinal. La dirección azimutal del buzamiento del abanico aluvial es hacia el S-SW y tiene un echado de 5° a 9° (Dir Dip/ Dip, 210°/5° - 228°/9°).

Se estima que la zona de estudio se encuentra en una estructura sinclinal con cinco familias de discontinuidades, donde la estratificación presenta un rumbo al SE 63° con echado al SW entre 45° y 55°, la cual es la más persistente y continua, mientras el resto de ellas son menos continuas y con menor separación. A continuación se muestra la red estereográfica obtenida del levantamiento geológico superficial.

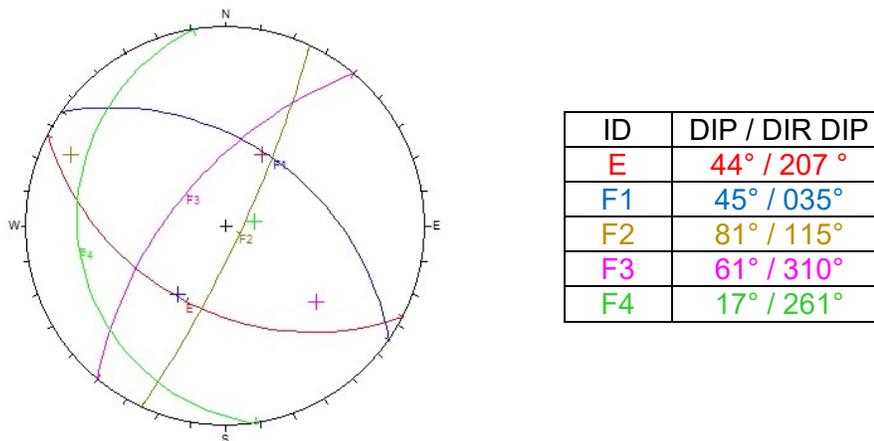


Figura 9. Red Estereográfica de las discontinuidades de la zona de estudio. E=estratificación.

Adicionalmente, casi paralelo al eje del sinclinal, se encuentra la falla regional Tuxtla Socoltenango de tipo normal, con rumbo regional al NW 62° SE, aproximadamente, cuya traza se infiere desde Chiapa de Corzo hasta la localidad de Socoltenango. Hacia la parte noreste de la zona de estudio, cerca del poblado de San Lucas, se encuentra la traza de la falla El Zaus con dirección SW 70° NE de tipo lateral dextral, la cual corta a la secuencia de rocas calizas de la *Formación Angostura*, pertenecientes al anticlinal San José.

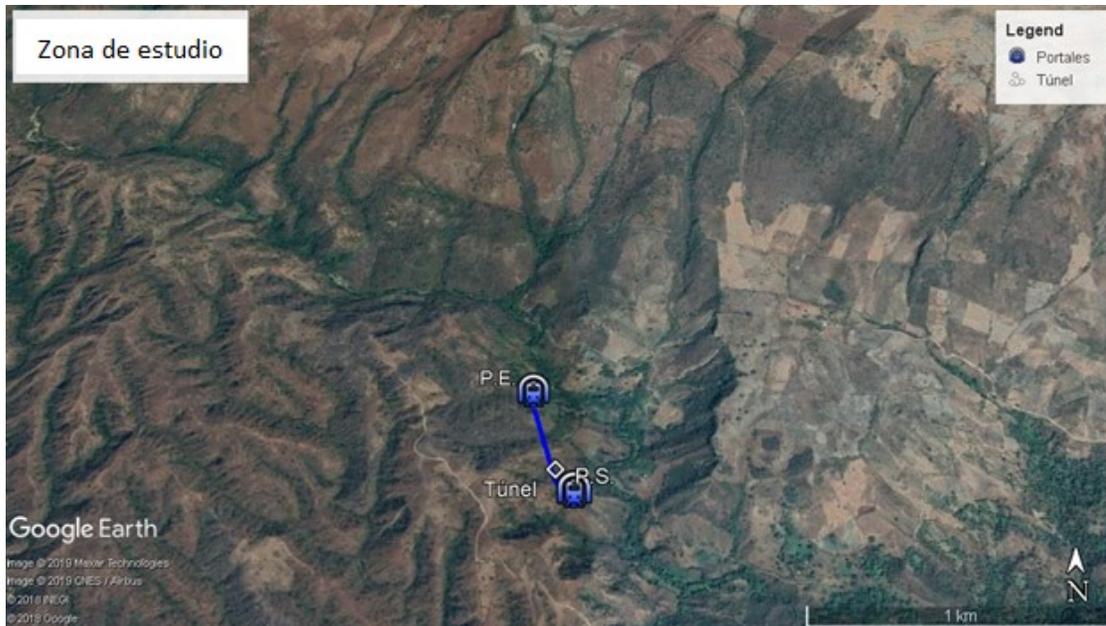


Figura 10. Fotografía tomada de Google Earth, en donde se observa el cambio de pendiente al norte debido a la Falla Normal Tuxtla-Socoltenango, con rumbo regional al NW 62° SE aproximadamente.

A pesar de todo lo anterior, no se detectaron fallas y/o estructuras geológicas como pliegues sobre el trazo del túnel. No obstante, existe la posibilidad de que pudieran existir fallas y pequeños pliegues que pudieran condicionar la estabilidad del túnel debido al posible buzamiento y orientación, los cuales serían muy desfavorables para el túnel.

Estimación de la dirección y relación de los esfuerzos (k)

En cualquier excavación subterránea que se desee realizar, el macizo rocoso estará sometido a un estado de esfuerzos. La estimación de esfuerzos *in situ* con pruebas de campo, frecuentemente es muy cara y sus resultados tienen una considerable dispersión en profundidades someras. En este caso, el cliente no pagó las pruebas de campo, justificando que para un túnel somero el peso propio de los materiales sobre el túnel tiene mayor relevancia, por lo que se hizo una estimación para los análisis de esfuerzos en el diseño geotécnico del túnel.

La estimación de los esfuerzos parte de la geología estructural que se caracteriza de pliegues, de donde se estima para este tipo de estructuras que el esfuerzo vertical sea menor que el esfuerzo horizontal ($\sigma_v < \sigma_h$). Particularmente, el túnel se ubica en un sinclinorio delimitado por fallas laterales (estimación $\sigma_v < \sigma_h$) y normales (estimación $\sigma_v > \sigma_h$). La cercanía con estas fallas pudiera inferir un esfuerzo horizontal (σ_v) tanto mayor como menor que el esfuerzo

vertical (σ_v) con una dirección determinada por el tectonismo NE25°SW. Sin embargo, se decidió para determinar la relación de esfuerzos *in situ* considerar los efectos topográficos, de erosión y de esfuerzos relajados en una obra subterránea somera (profundidad máxima es de 57 metros), en donde es evidente, que para túneles someros o cercanos a la superficie, las fuerzas gravitacionales tendrán que tomarse en cuenta cuando se calculan los esfuerzos producidos alrededor de las excavaciones.

Por lo tanto, se concluyó que el valor más adecuado de k (σ_h/σ_v) es 1, con base en el fracturamiento de la roca, un túnel somero, la erosión y la bibliografía de las presas cercanas. En donde supuestamente el cálculo del esfuerzo vertical es igual a la carga litostática que sobreyace a una profundidad determinada. De ahí, entonces que $\sigma_h = \sigma_v$, donde σ_v es igual al peso volumétrico por el espesor en metros de los materiales.

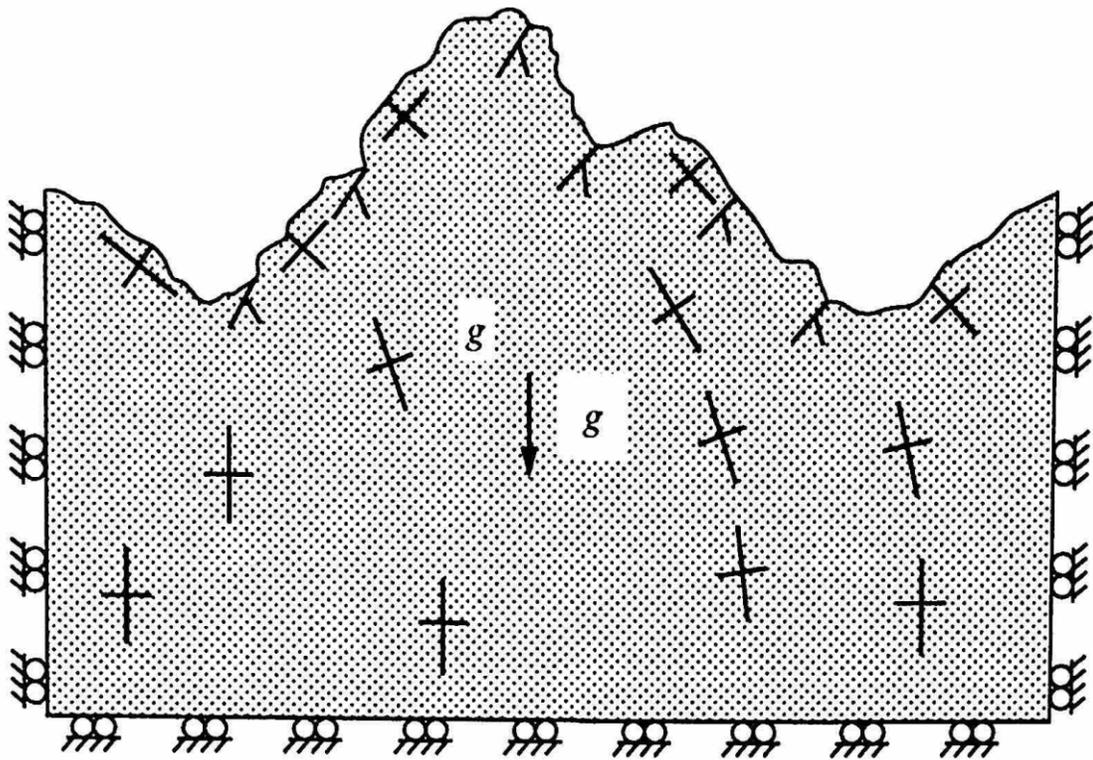


Figura 11. Representación del estado de esfuerzos de un macizo rocoso y su influencia con la topografía. Figura tomada de Amadei et al. (1997).

Exploración Geotécnica

La exploración geotécnica consistió en dos campañas, una de métodos indirectos y otra de métodos directos, en ese orden.

La exploración indirecta del subsuelo se efectuó mediante la ejecución de 6 sondeos eléctricos verticales (SEV) y 6 tendidos de sismica de refracción (TRS), de los cuales la mitad se realizaron en cada portal (portal de entrada y salida) del túnel alcanzando profundidades respectivas de prospección, para cada método de 30 y 20 m para evaluar las características del terreno basándose en las magnitudes de resistividad y velocidad de onda “p” realizadas en la superficie del terreno.

Además, se realizaron 3 sondeos electromagnéticos por transitorios (SET) en la zona intermedia del túnel ubicada entre los portales, estos últimos alcanzando profundidades de prospección hasta de 150 m.

La metodología y los fundamentos teóricos de la exploración geofísica se presenta como un Anexo en este trabajo.

Es importante resaltar que la campaña de exploración geofísica y el levantamiento geológico superficial se utilizó para determinar el número de barrenos y su ubicación. Posteriormente, los resultados de los métodos indirectos se correlacionaron con los resultados de la exploración directa para caracterizar el macizo rocoso del túnel. En ésta se identificó que la cobertura máxima de los depósitos recientes fue de 39.4 m con resistividades de 106 a 136 ohm-m y velocidades de onda “p” de 177 a 214 m/s para aquellos suelos que contienen fragmentos de roca con poca matriz, pero para depósitos constituidos de limos y arenas con escasos fragmentos de roca, las resistividades fueron de 19 a 30 ohm-m y velocidades cercanas a 1000 m/s. Mientras que, para la Formación El Bosque se tienen velocidades de onda “p” de 2136 a 2563 m/s y resistividades de 30 a 52 ohm-m cuando el macizo rocoso presenta algunas intercalaciones de lutitas, de 8 a 30 ohm-metro cuando predominan lutitas, o bien, areniscas de grano fino.

La exploración directa consistió en 4 barrenos verticales con recuperación de roca de diámetro BQ, la cual permitió reconocer a profundidad sus características texturales, color, fracturamiento y alteración, así como también evaluar su calidad de roca mediante los porcentajes de recuperación (REC%) e Índice de calidad de la roca (RQD%) para posteriormente obtener una clasificación geomecánica del macizo rocoso (RMR, GSI y Q).

La exploración directa del subsuelo fue realizada mediante un barreno en cada portal y 2 barrenos intermedios sobre el trazo del eje en la zona de cañadas. Para la perforación se utilizaron dos equipos ligeros Winkie JKS G-15 equipados con bomba Hypro de 500 hp. El equipo ligero de perforación se decidió con base en la falta de accesos vehiculares a los sitios explorados.

Los cuatro barrenos perforados alcanzaron profundidades de 14 y 12 m en los portales y de 23 y 18 m en el eje del trazo del túnel. Las distancias entre la ubicación de los barrenos fueron de aproximadamente 158 m, 183 m y 150 m, entre las cuales se ubicaron sondeos electromagnéticos por transitorios para contar con información indirecta intermedia del subsuelo, reduciéndose así, las distancias sin información de exploración a un mínimo de 45.35 m y un máximo de 104.26 m, por lo que en el perfil geológico (Plano 1) se presentan los contactos estratigráficos entre las unidades litológicas a partir de la correlación de la exploración.

En cada uno de los 4 barrenos perforados se realizaron pruebas de permeabilidad *in situ* con los métodos Lefranc y Lugeon, efectuando un total de 5 ensayos Lefranc en los materiales del abanico aluvial y depósitos de talud, y 7 pruebas Lugeon en el macizo rocoso de la *Formación El Bosque*. Para el enfriamiento de la broca se utilizó el agua obtenida por bombeo del río, la cual abastece de agua a la población. Se evitó el uso de lodos de perforación para no obstruir los intersticios de los materiales granulares ni las discontinuidades del macizo rocoso que constituyen los conductos permeables.

El trazo del túnel atravesará la Formación El Bosque, en la cual se identificaron hasta cinco litologías que a continuación se describen:

Unidad Geológica 1 (U.G.1)

Descripción

Areniscas de color pardo con tono claro a oscuro, de grano medio a fino, medianamente a intensamente fracturadas, las cuales presentan intercalaciones de hasta 1 m de lutitas (U.G. 4) en un tramo de 10 m de areniscas.

Meteorización

El grado de meteorización es ligera (grado II), ya que presenta ligera decoloración en la matriz rocosa y en las discontinuidades, sólo los horizontes de lutitas deben considerarse como meteorización moderada.

Discontinuidades

Su estratificación tiene una inclinación de 50°. Las características de las discontinuidades en promedio con un espaciamiento menor a 20 cm, presentan fracturas continuas mayores a 3 metros, sin alteración, sin relleno, abiertas mayores a 1 mm y rugosas.

Fotografía 1. Sondeo 9



Fotografía 2. Sondeo 12



Unidad Geológica 2**Descripción**

Areniscas de color gris verdoso con tonos blancos, los cuales corresponden a la presencia de fósiles carbonatados de tamaño de gravas, presentando facies de microconglomerados, su fracturamiento es ligero a medio. Las areniscas presentan intercalaciones de hasta 1 m de lutitas (U.G. 4) y conglomerados (U.G. 5), ambos de color gris oscuro, la lutita se encuentra muy fracturada, mientras que el conglomerado polimíctico presenta una estructura masiva, cuyos fragmentos son de color blanco y en su mayoría son carbonatos, pero también, pueden ser de cuarzo y pedernal, su forma es subredondeada a subangulosa, y en cuanto a la matriz del conglomerado es arenosa y calcárea.

Meteorización

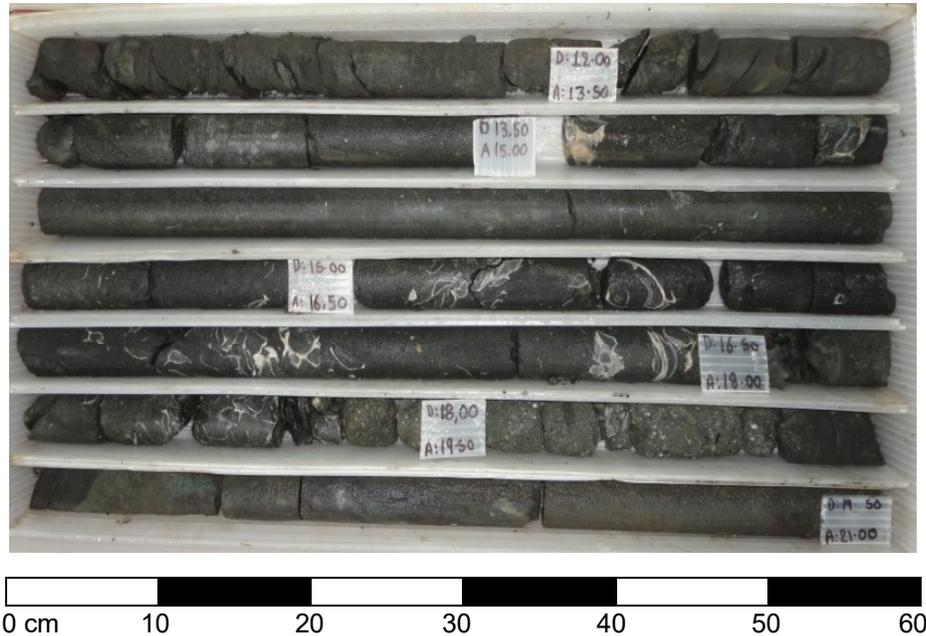
El grado de meteorización es ligera (grado II), ya que presenta ligera decoloración en la matriz rocosa y en las discontinuidades, sólo los horizontes de lutitas deben considerarse como meteorización moderada a alta (grado III y IV).

Discontinuidades

Las discontinuidades presentan una separación menor a 20 cm, son continuas mayores a 3 m, estratificadas con un echado de 55° a 60°, probablemente fracturas abiertas mayores a 1 mm, rugosas, sin alteración y sin relleno.

Fotografía 3. Sondeo 10



Fotografía 4. Sondeo 10

Unidad Geológica 3

Descripción

Areniscas de color gris verdoso de grano medio a fino, ligeramente a medianamente fracturadas. Estas presentan intercalaciones con lutitas fósiles (U.G. 4) de hasta 3 metros de espesor de color gris verdoso con tonos violáceos y pardos, la cual se encuentra ligeramente altera y medianamente a ligeramente fracturada.

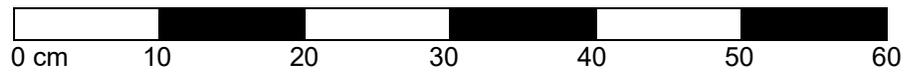
Meteorización

El grado de meteorización es ligera (grado II), ya que presenta ligera decoloración en la matriz rocosa de la arenisca y en sus discontinuidades. Mientras que las lutitas tienen una meteorización ligera a moderada (grado II y III).

Discontinuidades

Las discontinuidades presentan una separación menor a 20 cm, son continuas mayores a 3 m, estratificadas con un echado de 55° a 60°, probablemente sus fracturas estén abiertas, menores a 1 mm, semi-rugosas, sin alteración y sin relleno.

Fotografía 5. Sondeo 11.



Unidad Geológica 4**Descripción**

Lutitas físciles de color gris verdosos con tonos violáceos y pardos, de grano fino y estructura laminar, medianamente fracturadas.

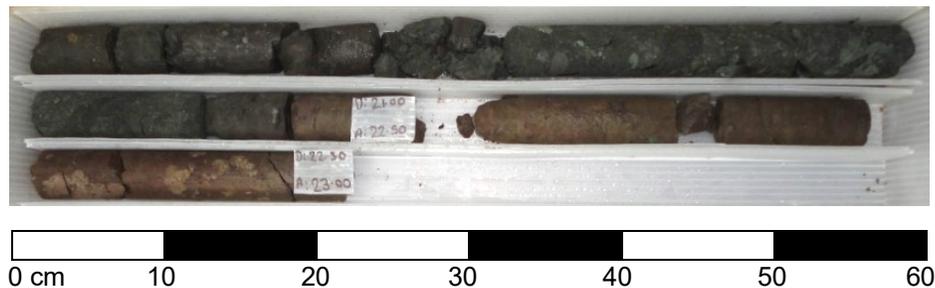
Meteorización

El grado de alteración de las lutitas es moderado a alto grado III y IV. La lutita se desintegra a un material tipo suelo cuando su alteración es alta. Mientras que en el grado III, la lutita aún conserva la estructura laminar en el núcleo de roca.

Discontinuidades

Se estima que la separación de las discontinuidades es menor a 6 cm, su continuidad mayor a 3 metros y su abertura, si la hay, oscile entre 1 a 5 mm. Las lutitas presentarán en sus fracturas planos suaves con relleno de la alteración menor a 5 mm.

Fotografía 6. Sondeo 10.



Fotografía 7. Sondeo 11.



**Unidad
Geológica 5****Descripción**

Conglomerado polimíctico de color pardo con tonos blancos de estructura masiva, presenta fragmentos de tamaño de gravas de hasta 4 cm en una matriz arenosa de grano medio. Los fragmentos son de caliza y de cuarzo con escaso pedernal, los cuales tienen una forma alargada y subangulosa.

Meteorización

El grado de meteorización es de grado II, donde sólo se observa una decoloración en la roca y en la superficie de las discontinuidades.

Discontinuidades

El espaciamiento de las discontinuidades es mayor a 20 cm, presenta una pseudo estratificación de 30°, 55° y 60°, la continuidad de las mismas puede ser mayor a 3 metros, y su abertura es mayor a 1 mm, las discontinuidades son rugosas y presentan relleno arcilloso o sin relleno.

Fotografía 8. Sondeo 12.



La ubicación de los sondeos se muestra en el Plano 1 y en la siguiente figura.

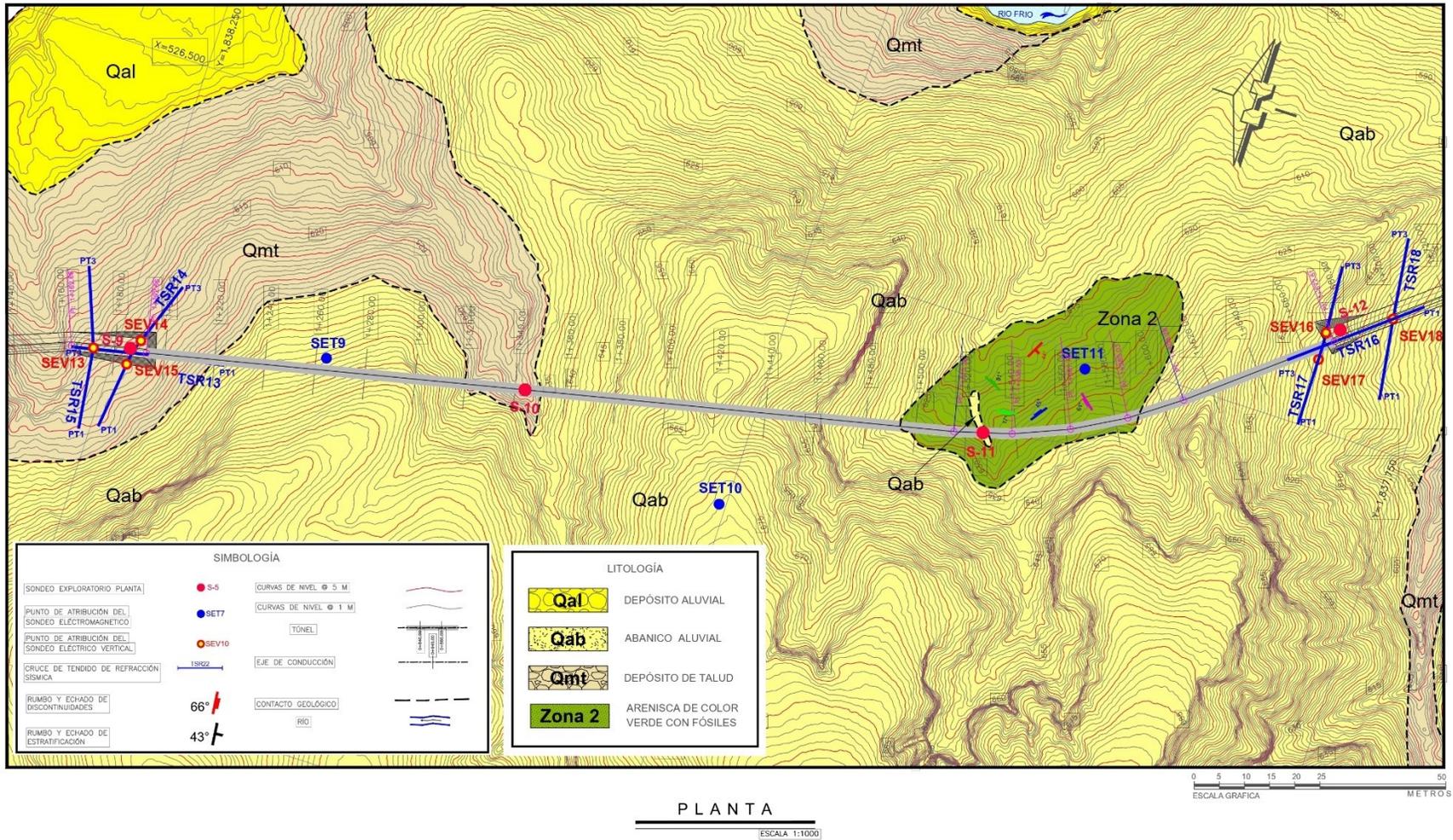


Figura 12. Planta geológica con la ubicación de la exploración geotécnica.

Los resultados de permeabilidad se observan en los Perfiles Estratigráficos en el Anexo de éste trabajo.

Los barrenos permitieron verificar la estratigrafía del subsuelo desde la superficie hasta 6 m de profundidad debajo de la rasante del túnel, para determinar las condiciones, las propiedades índice y mecánicas de los materiales al nivel del túnel y en el entorno del mismo a partir de las pruebas de laboratorio de mecánica de rocas y de permeabilidad realizadas a diferentes profundidades.

En resumen, la exploración geotécnica realizada indica que el túnel será excavado en areniscas con intercalaciones de lutitas y de conglomerados. En el Plano 1 se presentan los contactos definidos de los suelos con las rocas que atravesará el túnel mediante el procesamiento, análisis e interpretación de los valores de geofísica.

Es importante mencionar que en los perfiles estratigráficos con bajas recuperaciones y RQD de cero corresponden a los depósitos recientes (de talud y del abanico aluvial), donde no fue posible describir con seguridad la matriz arenosa con finos, debido a que, durante la perforación, el agua lavó la matriz dejando sólo los fragmentos de roca. Esto ocurrió cuando el material fue permeable y no se recuperó el agua utilizada en la perforación. Sin embargo, de la excavación de un pozo a cielo abierto se obtuvo una muestra cúbica de la matriz arenosa arcillosa de los depósitos recientes.

No se detectó en ningún barreno la presencia de un nivel freático de aguas subterráneas. Pero la topografía existente del trazo presenta en las zonas más bajas arroyos y pequeñas escorrentías en donde el agua bien puede infiltrarse a través de las discontinuidades del macizo rocoso y presentarse en la excavación del túnel en época de lluvias.

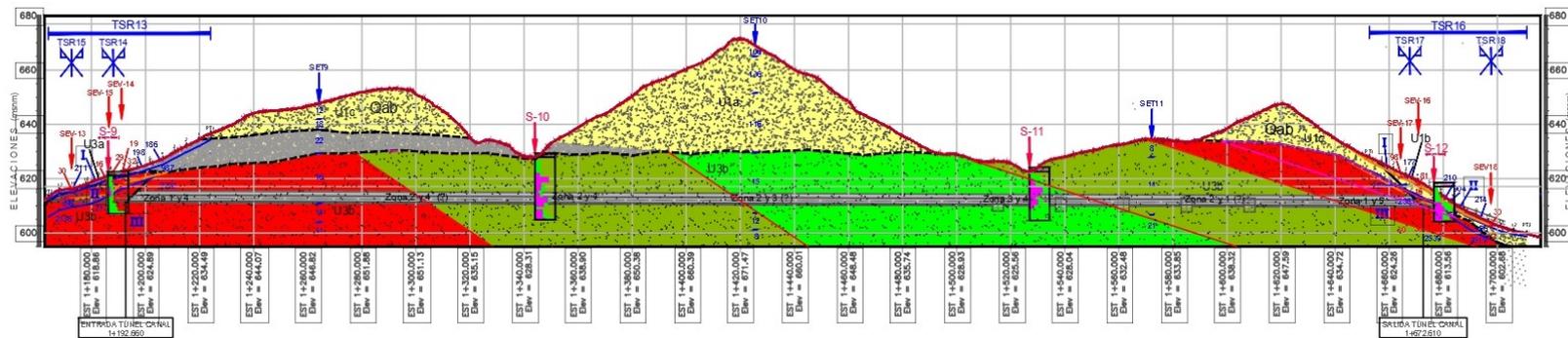
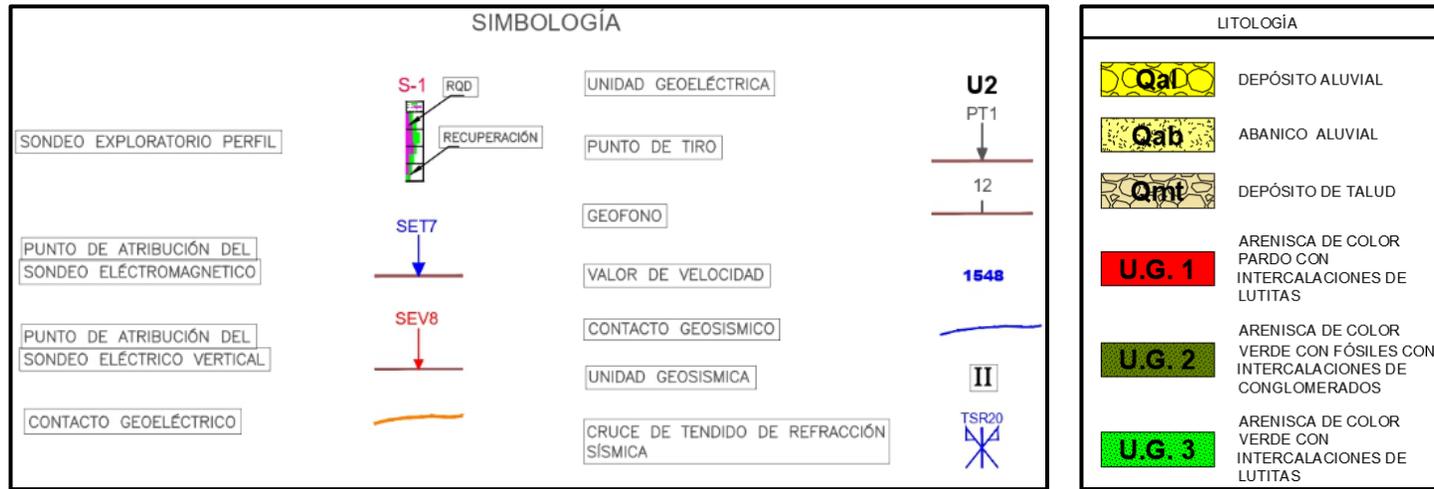


Figura 13. Perfil geológico del trazo del túnel. U.G. Unidad Geotécnica.

Ensayes de laboratorio de Rocas y Suelos

Las pruebas de laboratorio se apegaron a las normas de la Sociedad Americana (ASTM por sus siglas en inglés) y a los métodos sugeridos por la Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas (ISRM por sus siglas en inglés).

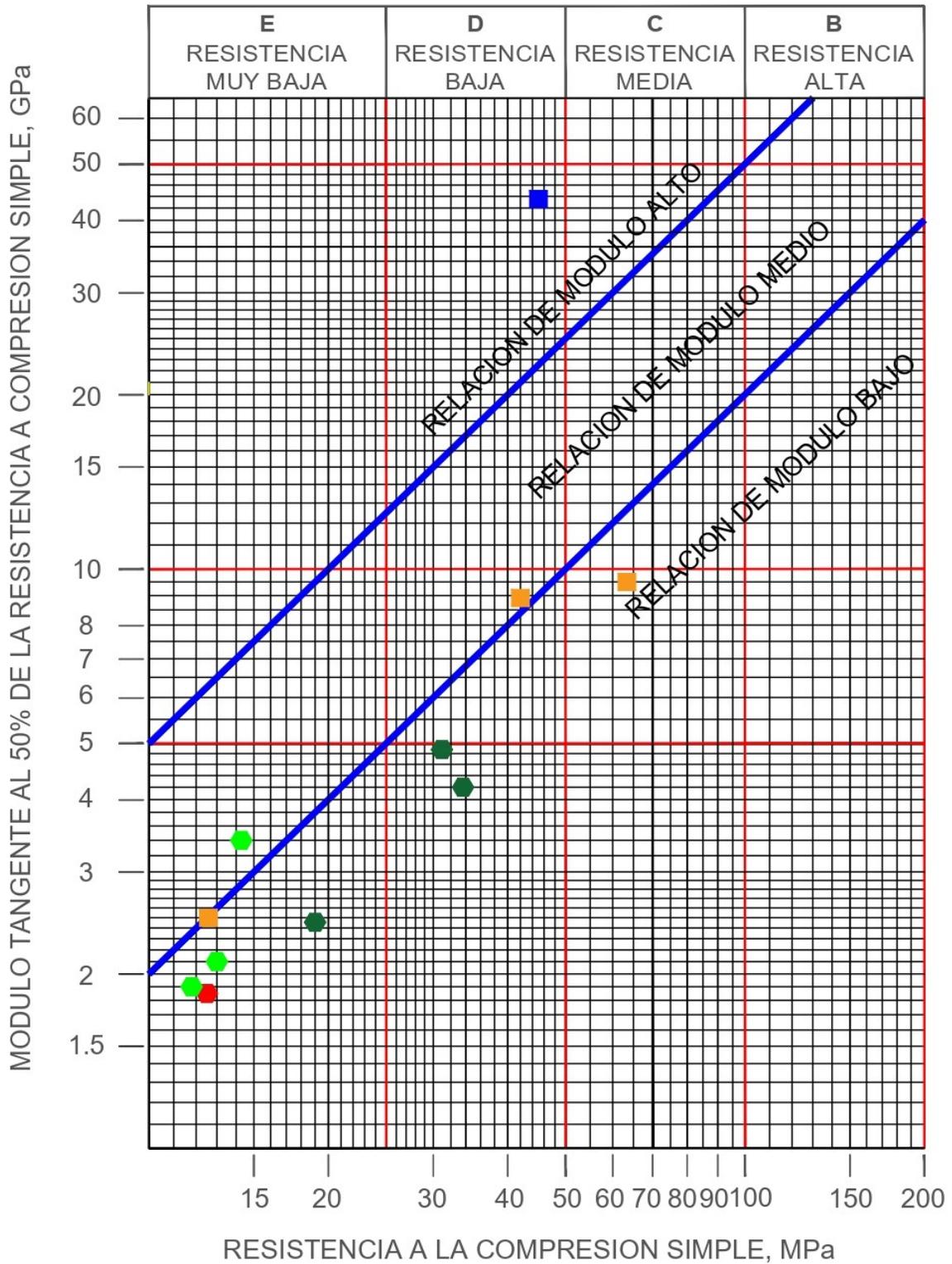
De los sondeos 9 y 12 de 3 a 4.5 m de profundidad se recuperaron muestras de suelos para caracterizar lo taludes de los portales del túnel, se eligieron los más representativos de la estratigrafía local para realizar ensayos de laboratorio y obtener sus propiedades índice y mecánica, de donde se obtuvieron granulometrías, límites, contenidos de agua y pruebas triaxiales UU, así como la determinación de contenido de carbonatos, materia orgánica y sulfatos para conocer si son reactivos al concreto y a la tubería de acero.

A partir de las muestras de roca como las areniscas, lutitas y conglomerados, de diámetro BQ, se efectuaron cuatro ensayos de resistencia a la tensión indirecta (prueba brasileña), seis ensayos a compresión simple (tres de ellas con medición de módulos de deformabilidad) y nueve ensayos triaxiales no drenados, estos últimos se realizaron en el Departamento de Mecánica de Rocas e Inyecciones de la Gerencia de Estudios de Ingeniería Civil (GEIC) de la Comisión Federal de Electricidad (CFE), siguiendo las normas ASTM D7012-10^a-b, prueba acreditada ante la Entidad Mexicana de Acreditación, A.C. (EMA).

Todos los núcleos de roca seleccionados tienen diámetros variables entre 3.47 y 3.53 cm, obtenidos a profundidades entre 1 y 23 m. Los núcleos fueron cortados en las cabezas extremas perpendicularmente al eje del núcleo para alcanzar una altura de muestra de 2.5 veces el diámetro de la misma para los ensayos triaxiales y de compresión simple y módulo de deformabilidad axial, y de 2 veces el diámetro del núcleo para el ensayo de tensión indirecta en la prueba brasileña. A partir de la medición directa de las dimensiones de la muestra cilíndrica regular y del peso obtenido de cada muestra, se evaluó el peso volumétrico de cada muestra como el cociente del peso de la misma entre su volumen.

Para evaluar el comportamiento que tiene la roca intacta ensayada en cuanto a esfuerzo-deformación, se realizaron pruebas de laboratorio de resistencia a la compresión simple con obtención de módulo de elasticidad. La evaluación del módulo de deformabilidad se efectuó colocando dos micrómetros de 0.01 mm de precisión y una pulgada de carrera, colocados con anillos metálicos en el tercio medio de la muestra, en puntos diametralmente opuestos. Los micrómetros midieron la deformación en el sentido del eje axial de las muestras. Con los datos de los esfuerzos aplicados y las deformaciones unitarias promedio obtenidas, se elaboraron las gráficas esfuerzo axial-deformación unitaria, de estas se calculó el módulo de deformabilidad a partir de la pendiente de la recta tangente a la curva esfuerzo-deformación, en el punto donde el esfuerzo aplicado es el 50% de la resistencia a compresión simple de la roca, o bien, a partir del valor promedio de la pendiente de la curva.

Con los resultados obtenidos se clasificaron las unidades geológicas, según la clasificación de Deere y Miller (1966), como muestras de rocas con resistencias a la compresión simple muy bajas a bajas con módulo bajo de deformabilidad.



Areniscas color pardo, Areniscas color verde de grano grueso, Arenisca de color verde de grano medio a fino, lutitas y conglomerados.

Figura 14. Clasificación de las rocas del túnel según Deere y Miller (1966).

El ensaye de tensión indirecta (prueba brasileña) se realizó con apego a la especificación ASTM D3967 con relaciones de esbeltez entre 1.72 y 2.02. Se aplicó una carga repartida a lo largo del costado de las muestras con velocidades que fluctuaron entre 1 y 5 kg/cm²/min con promedio de 3 kg/cm²/min.

Los resultados obtenidos de las pruebas de mecánica de rocas se muestran en la Tabla siguiente, así como las fotos de los núcleos ensayados antes y después de la falla, donde se observa el tipo de falla ocurrida en los ensayos de compresión simple y tensión indirecta. Cada fotografía indica la clave y profundidad del núcleo ensayado. Ver Anexo para mayor detalle de las pruebas de laboratorio.

Tabla 1. Resultados de los ensayos de laboratorio de Mecánica de Rocas.

Unidad Geológica	clave de muestra por sondeo	Profundidad obtenida (m)	Peso Volumétrico (t/m ³)	Resistencia a la compresión simple (Mpa)	Módulo de Deformabilidad (MPa)	Resistencia a la tensión indirecta (MPa)	Contenido de agua (%)	Esfuerzo Normal máximo (Mpa)	Esfuerzo Confinante (Mpa)	Esfuerzo Desviador (Mpa)	Ángulo de falla	Tipo de falla
U.G. 1	S-9 Testigo 1	7.4	2.16	7	1851	-	-	-	-	-	-	RI
	S-9 Testigo 2	13.4	2.15	-	-	0.3	-	-	-	-	-	RI
	S-12 Testigo 1	7.6	2.11	5	-	-	-	-	-	-	-	RI
	S-12 Testigo 2	9.4	2.44	-	-	2.5	-	-	-	-	-	RI
U.G. 2	S-10 Testigo 2	17.6	2.55	34	-	-	-	-	-	-	-	RI
	S-10 Testigo 2	17.7	2.45	-	-	1.2	-	-	-	-	-	RI
	S-10 M-1aTX	15.25	2.55	-	2447	-	2.97	19.1	0.1	19.04	62	MD
	S-10 M-1bTX	15.45	2.55	-	4250	-	2.4	33.7	0.2	33.51	59	MD
U.G. 3	S-10 M-1cTX	15.6	2.58	-	4618	-	2.45	31.1	0.4	30.73	54	F
	S-10 Testigo 3	20.9	2.42	13	3430	-	-	-	-	-	-	RI
	S-11 M-1aTX	6	2.29	-	2253	-	1.86	8.94	0.05	8.89	67	RI
	S-11 M-1bTX	6.15	2.19	-	1950	-	1.76	5.64	0.1	5.54	66	F
U.G. 4	S-11 M-1cTX	6.3	2.23	-	-	-	1.67	0.2	0.2	-	-	-
	S-11 Testigo 2	10.6	2.57	45	42875	-	-	-	-	-	-	RI
	S-11 Testigo 3	13.15	2.37	2	-	-	-	-	-	-	-	RI
U.G. 5	S-11 Testigo 2	10.7	2.35	-	-	0.4	-	-	-	-	-	RI
	S-12 M-1aTX	11.4	2.31	-	2556	-	2.55	10.6	0.05	10.6	66	MD
	S-12 M-1bTX	11.55	2.5	-	9567	-	1.27	63.7	0.1	63.6	65	MD
	S-12 M-1cTX	11.7	2.46	-	8946	-	1.38	42.1	0.2	41.9	62	F

Notas:

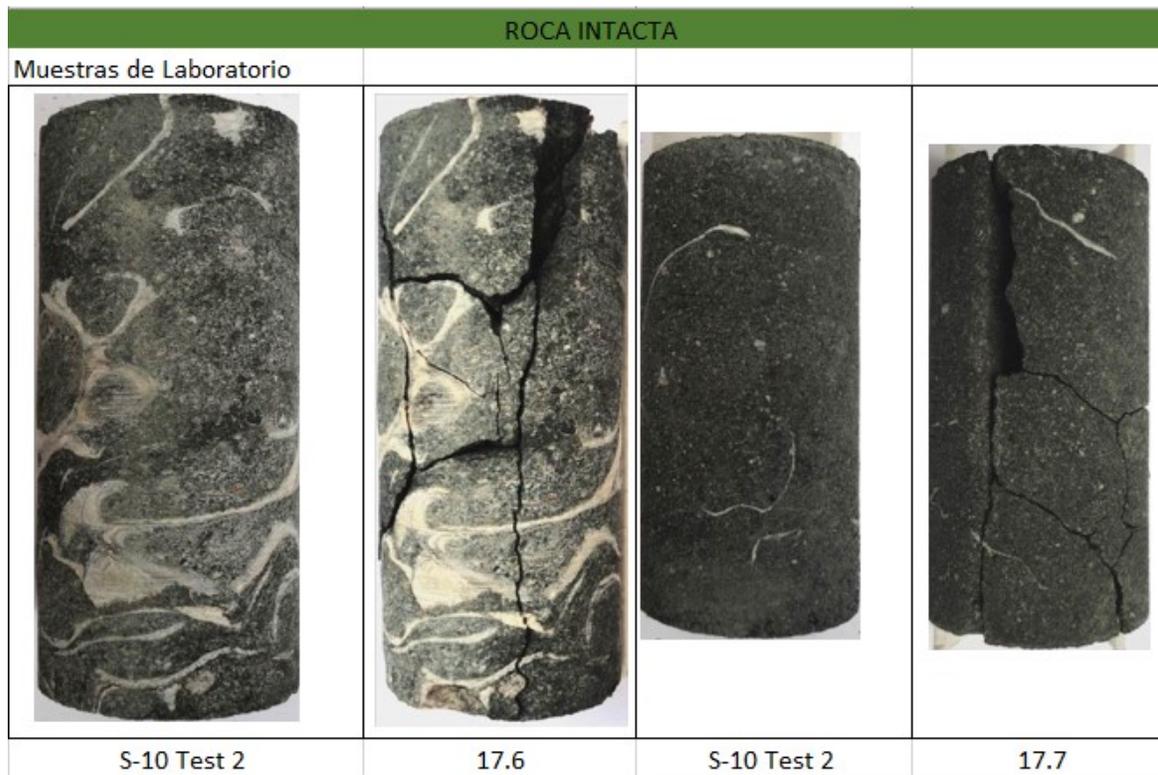
RI- roca intacta

MD- matriz diagonal

F – fractura}



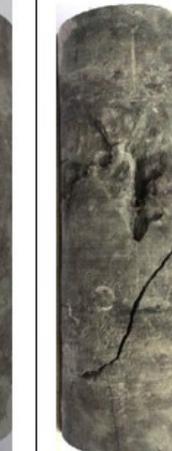
Fotografía 9. Fotos de la arenisca color pardo (U.G. 1).



Fotografía 10. Fotos de la arenisca con fósiles de color verde (U.G. 2).

ROCA INTACTA					
Muestras de Laboratorio					
					
S-10 Testigo 3	20.9	S-13 Testigo 2	12.3	S-13 Testigo 2	12.5

Fotografía 11. Fotos de la arenisca color verde (U.G. 3).

ROCA INTACTA					
Muestras de Laboratorio					
					
S-11 Testigo 3	13.15	S-11 Testigo 2	10.6	S-11 Testigo 2	10.7

Fotografía 12. Fotos de la lutita color verde grisáceo (U.G. 4).



Fotografía 13. Fotos del conglomerado de color pardo con tono claro (U.G. 5).

También, se contó con pruebas de laboratorio de la matriz de los depósitos recientes, las cuales consistieron en granulometrías, límites de consistencia, obtención de peso volumétrico, contenido de agua, grado de saturación, relación de vacíos y pruebas triaxiales tipo UU (no drenada no consolidada). Y los resultados se presentan a continuación:

Tabla 10. Resultados de las propiedades índice de las muestras de suelo.

Muestra No.	Profundidad (m)	Peso Vol. (g/cm ³)	Contenido de Agua %	Análisis Granulométrico %			Límites de consistencia			
				gravas	arenas	finos	LL %	LP %	IP %	SUCS
S9-A-1	3.00 – 4.50	2.1	30.1	8.7	46.2	45.2	27.8	13.2	14.6	SC
S12-A-1	3.00 – 4.50	1.8	19.2	5.5	51.0	43.5	38.2	16.6	21.6	SC

Según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), los resultados granulométricos indican que la matriz es arena arcillosa (SC).

Tabla 11. Resultados de las pruebas triaxiales UU.

PBA. No.	P.V.H kg/m ³	P.V.S kg/m ³	w %	e	Gw %	σ_3 Kg/cm ²	Esfuerzo principal mayor kg/cm ²
1	1777	1399	27.1	0.844	82.7	0.250	2.17
2	1788	1400	27.7	0.842	84.8	0.500	2.68
3	1800	1396	28.9	0.847	88.0	1.000	3.44
qu	1820	1417	28.5	0.821	89.5	0.000	3.52
PROM.	1796	1403	28.0	0.838	86.2	SS =	2.579

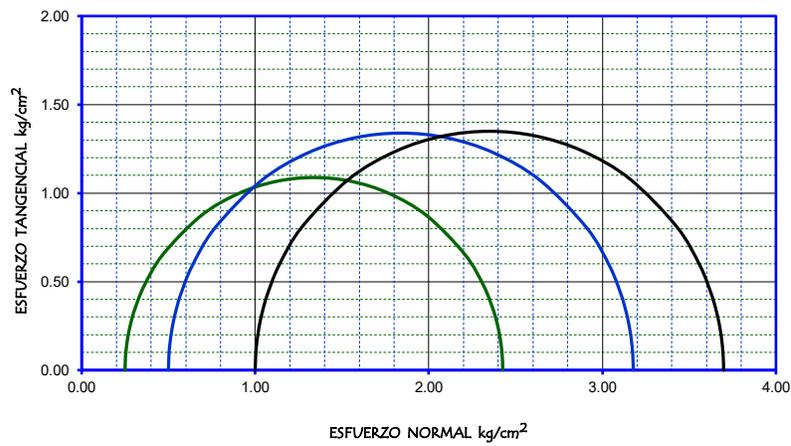


Figura 15. Resultados de las pruebas triaxiales recibidas.

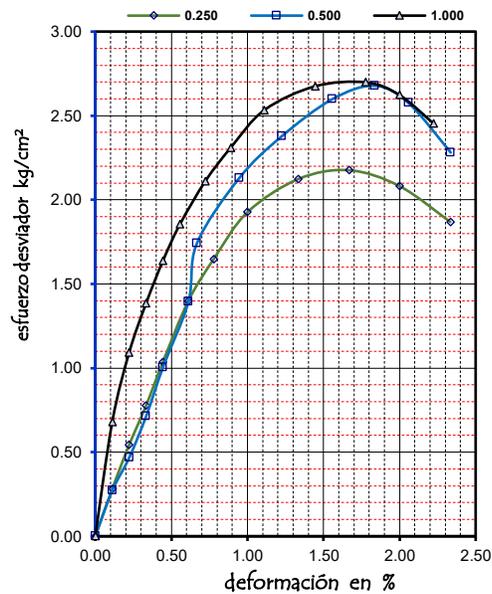


Figura 16. Esfuerzo desviador vs deformación en %.

Es importante señalar que la curva esfuerzo desviador vs deformación no presentó un comportamiento deseado, ya que se observa que para la prueba UU con confinamiento de 0.5 kg/cm² alcanza las mismas deformaciones que la del confinamiento de 1 kg/cm², lo cual genera incertidumbre en la veracidad de los datos. Este comportamiento pudo haber sido influenciado por la ligera variación de contenido de agua, grado de saturación e incluso peso volumétrico.

Por lo que un criterio para determinar la envolvente de falla fue ignorar el círculo de esfuerzos asociado al confinamiento de 0.5 kg/cm² y trazar la envolvente con los círculos de esfuerzos restantes, cuyos parámetros de resistencia fueron $c=0.75$ kg/cm² y $\phi=16^\circ$.

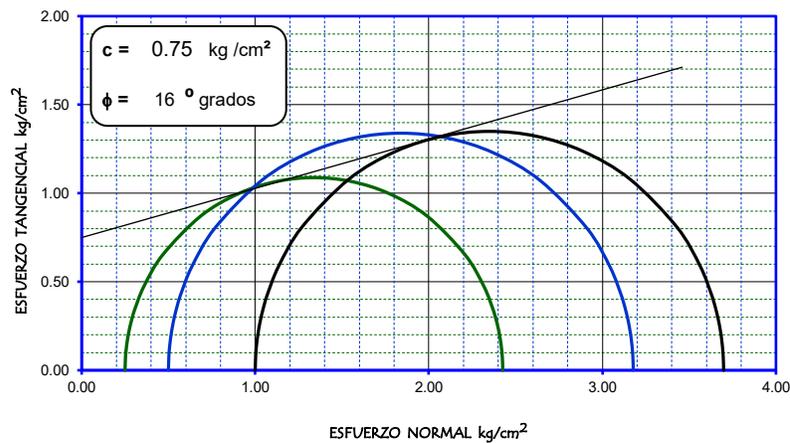


Figura 17. Envolvente de falla con el primer criterio.

Otro criterio es pensar en que los suelos están parcialmente saturados, los cuales presentan ligeras variaciones en el contenido de agua y grado de saturación, por lo que se procedió a realizar un ajuste a los círculos de Mohr, acotando la deformación en la curva esfuerzo desviador vs deformación, eligiendo una deformación en porcentaje (%) para las pruebas que refleje una tendencia proporcional al esfuerzo confinante, como en este caso se observa para una deformación para 1%. De esta forma, al limitar el esfuerzo máximo de cada prueba se procedió a graficar los círculos de Mohr corregidos, de donde se obtiene σ_1 y σ_3 de cada prueba. Con estos valores se determina el valor de s y t , en donde $s = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}$ y $t = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$, con el objetivo de graficar el diagrama $s-t$, del cual será posible trazar la envolvente que se ajuste a los puntos (s,t) , cuya intersección con las ordenadas corresponde al valor de a y el ángulo de la envolvente será α . Posteriormente, se requiere hacer la conversión a los parámetros de resistencia c y ϕ . Donde $\phi = \text{sen}^{-1}(\tan \alpha)$ y $c = a / \cos \phi$. Finalmente, se obtuvo un $c=0.548$ kg/cm² y $\phi=16.74^\circ$.

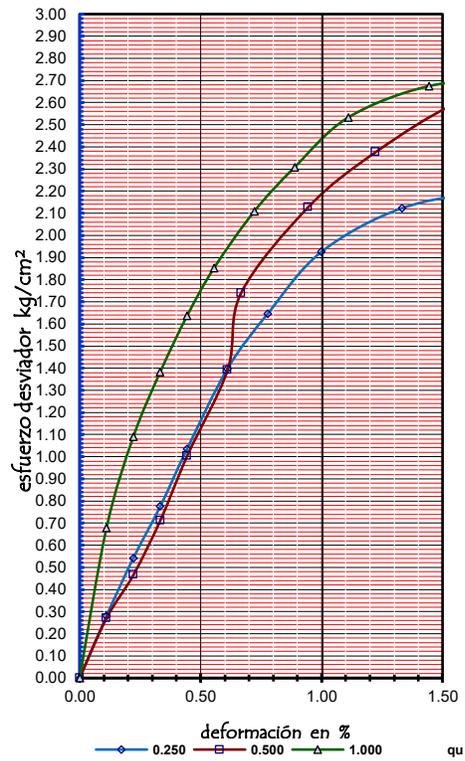


Figura 18. Ajuste en la deformación en 1%.

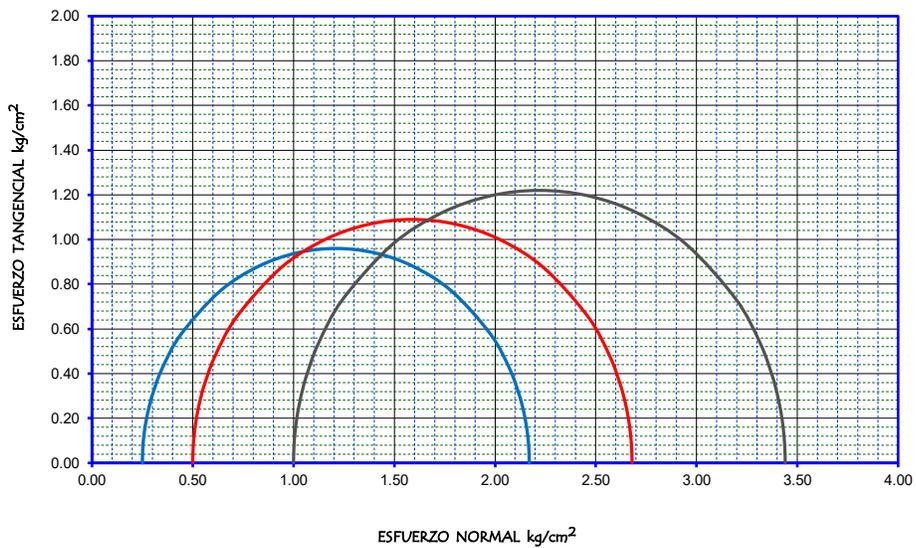


Figura 19. Círculos de Mohr corregidos.

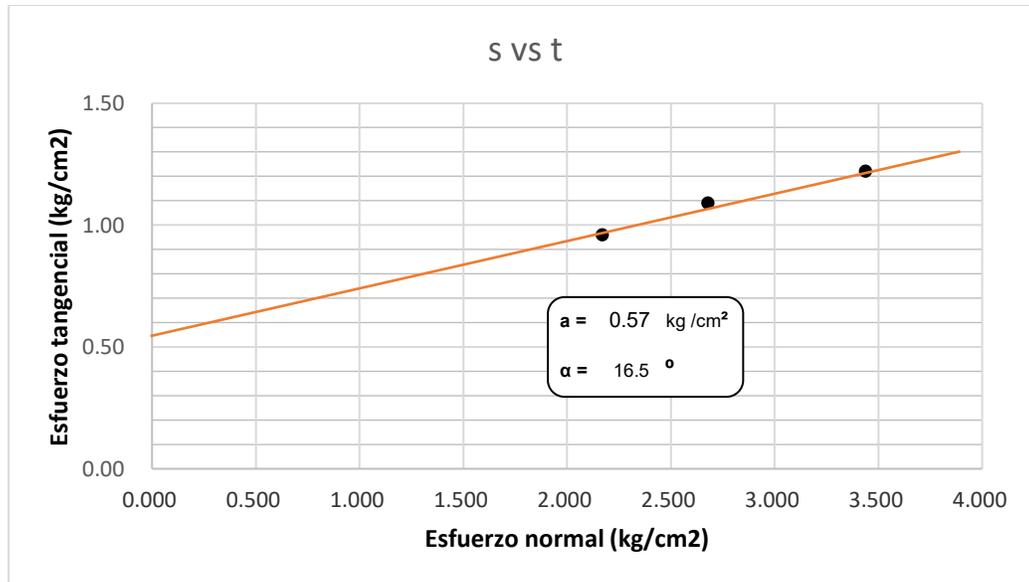


Figura 20. Diagrama s-t.

Considerando lo anterior, se tomó una cohesión de 0.57 kg/cm^2 y un ángulo de fricción ϕ de 16.74° .

Por último, se efectuó un estudio fisicoquímico del agua del río para la obtención en miligramos por litro (partes por millón) de los componentes químicos más importantes que pueden tener un efecto nocivo para el concreto [cloruros, sulfatos, magnesio, calcio, materia orgánica, sodio y sedimentos (impurezas en solución), grasas y aceites, álcalis totales y de sólidos en suspensión (limos y arcillas)] apegado a la Norma Mexicana NMX-C-122-ONNCCE-2004, en donde se obtuvo una buena calidad del agua, que se encuentra dentro de las especificaciones de calidad que exige la normatividad existente para cementos ricos en calcio y para cementos sulfato resistentes.

En la Tabla siguiente, se incluye el desglose de los resultados de las muestras de suelo, los cuales exceden los límites tolerables de materia orgánica y de sulfatos para el suelo del portal de entrada (referencia sondeo 9), mientras que para carbonatos se encuentran en el límite de la Norma Mexicana.

Tabla 2. Resultados obtenidos del suelo por el LIEC S.A. de C.V.

Muestras	Sulfatos (SO ₄) ppm	Carbonatos (CO ₃) ppm	Materia Orgánica (DQO) ppm
S-9 (3 - 4.5 m)	4800	200	280
S-12 (3 - 4.5 m)	160	600	212
Límites máximos según la NMX-C-122-ONNCCE-2004	3500	600	150

Tabla 3. Resultado fisicoquímico del agua en el laboratorio del Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto A.C. (IMCYC).

	Resultados expresados en mg/l (p.p.m.)	Especificación (Límites Máximos)	
		Cementos Ricos en calcio	Cementos Sulfato Resistentes
Color	INCOLORO		
Olor	INODORO		
Aspecto	DIAFANA		
Sedimento (Impurezas en solución)	5880	3 500 p.p.m.	4 000 p.p.m.
pH	7.0	No. menor de 6,0	No. menor de 6,5
Cloruros (Cl ⁻)	71	400 p.p.m.	600 p.p.m.
Sulfatos (SO ₄ ⁻)	12	3 000 p.p.m.	3 500 p.p.m.
Alcalinidad (CO ₃ ⁻)	-	600 p.p.m.	600 p.p.m.
Alcalinidad (HCO ₃ ⁻)	190	600 p.p.m.	600 p.p.m.
Calcio (Ca ⁺²)	27		
Magnesio (Mg ⁺²)	20	100 p.p.m.	150 p.p.m.
Materia Orgánica (Oxígeno consumido en medio ácido)	13	150 p.p.m.	150 p.p.m.
Grasas y aceites	0	0 p.p.m.	-
Álcalis totales (Na ⁺)	59	300 p.p.m.	450 p.p.m.
Sólidos en suspensión (Limos y arcillas)	0	2 000 p.p.m.	2 000 p.p.m.

Zonificación Geotécnica

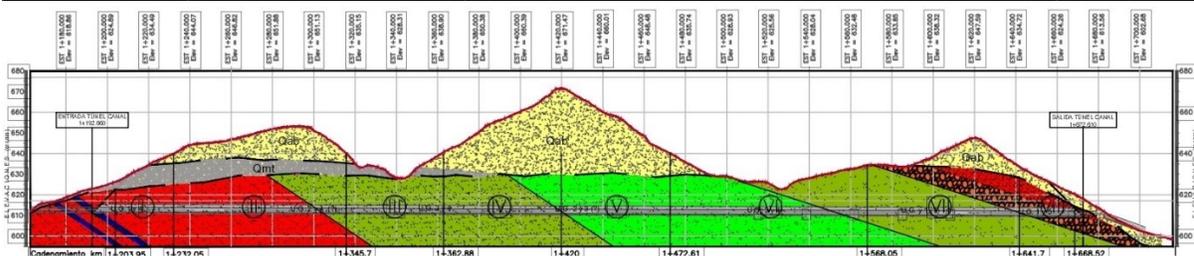
Una zonificación geotécnica puede entenderse como una porción del terreno para el trazo y profundidad del túnel con características, primordialmente geomecánicas, que la distinguen de otras zonas.

Los resultados de la exploración geotécnica indican que existen cinco unidades geológicas (U.G.) estratificadas en la *Formación El Bosque*: tres variedades de areniscas de grano fino a medio de colores pardo y verde que predominan en el trazo intercaladas ocasionalmente con lutitas y escasos conglomerados que no exceden los 4 m de espesor. No obstante, la zonificación geotécnica debe considerar otras condiciones, y no sólo las geológicas, que afecten las características del macizo rocoso y sus propiedades geomecánicas, como lo es la topografía, resistencia de la roca intacta y sus características estructurales, el fracturamiento, la alteración (clasificaciones geomecánicas), resistencia de las discontinuidades y su relación con el estado de esfuerzos *in situ* asociada a la cobertura de rocas.

Por esta razón, la siguiente zonificación, considera tanto las unidades geológicas como el estado de esfuerzos asociado a la cobertura de roca que tienen el trazo e incluso las zonas donde los macizos rocosos se encuentran más alterados por su cercanía a la superficie.

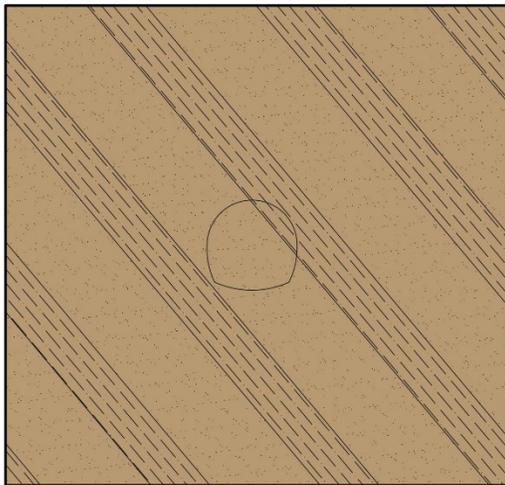
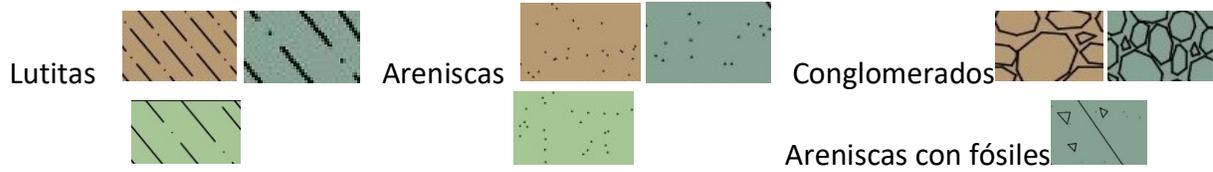
Tabla 4. Zonificación geotécnica del trazo del túnel.

Zonificación Geotécnica	Cadenamiento (km)	Unidad Geológica (U.G.)	Cobertura de rocas (m)
I	1+203.95 a 1+232.05	U.G. 1 con intercalaciones de la U.G. 4	9 a 19
II	1+232.05 a 1+345.7	U.G. 1 con posibles intercalaciones de la U.G. 4 y posible transición a la U.G. 2	20 a 37
III	1+345.7 a 1+362.88	U.G. 2 con intercalaciones de la U.G. 4	13 a 24
IV	1+362.88 a 1+420	U.G. 2 y posiblemente una transición a la U.G. 3 con posibles intercalaciones de la U.G. 4	36 a 57
V	1+420 a 1+472.61	U.G. 3 con posibles intercalaciones de la U.G. 4	21 a 45
VI	1+472.61 a 1+568.05	U.G. 3 con posibles intercalaciones de la U.G. 4 y la transición a la U.G. 2	8 a 21
VII	1+568.05 a 1+641.7	U.G. 2 transicionando a la U.G. 1 con intercalaciones de la U.G. 5	19 a 24
VIII	1+641.7 a 1+668.52	U.G. 1 con intercalaciones de la U.G. 5	9 a 20

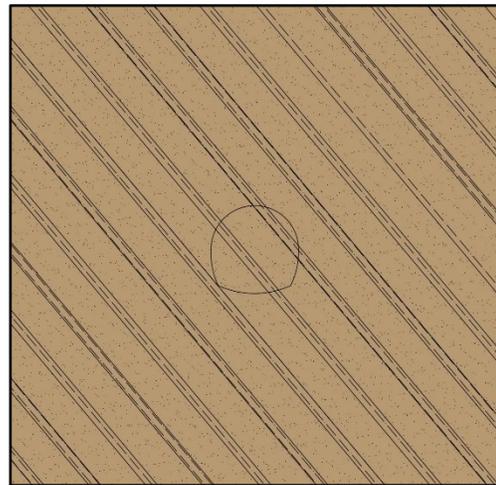


En las siguientes figuras se presentan un panorama simplificado de las zonificaciones geotécnicas representados por las unidades geológicas en los siguientes perfiles definidos a partir de la exploración geotécnica previamente descrita y la dirección del túnel al sureste.

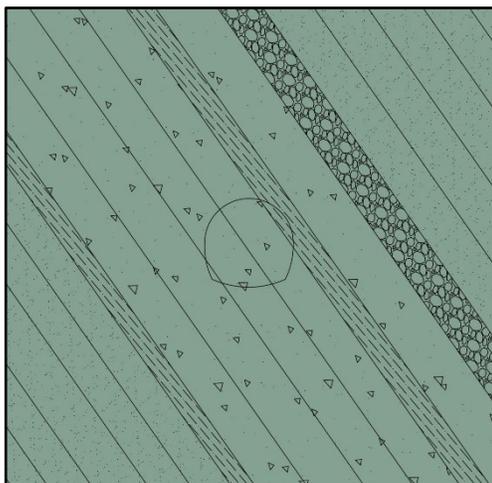
Simbología



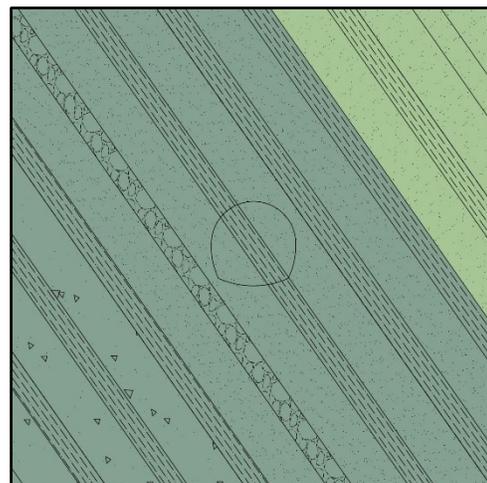
Zona I



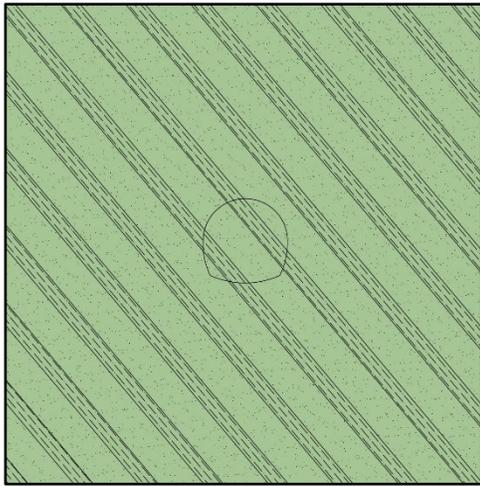
Zona II



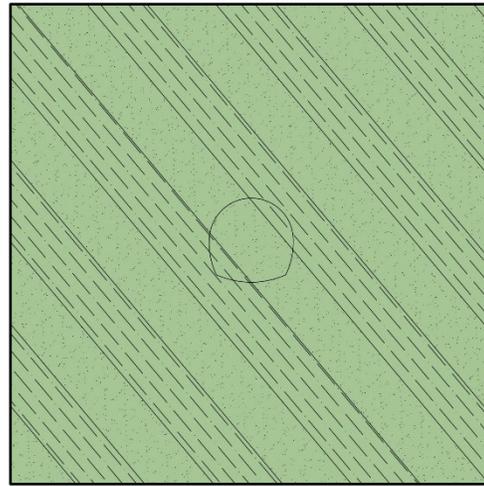
Zona III



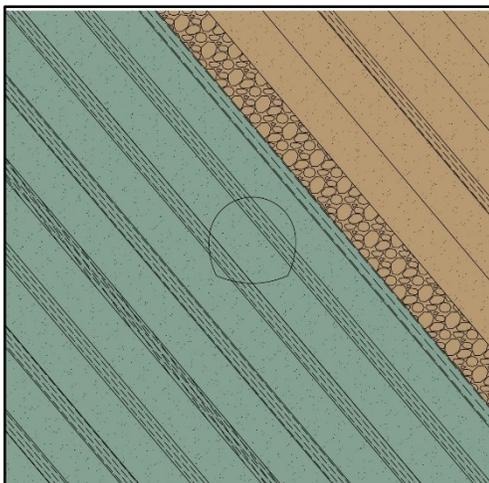
Zona IV



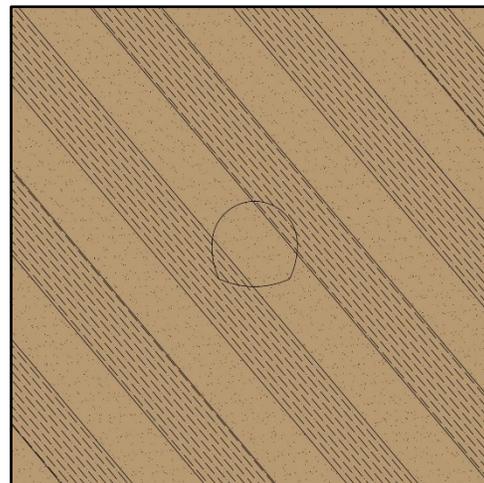
Zona V



Zona VI



Zona VII



Zona VIII

Nota: para fines de escala el túnel tiene 4.5 m de ancho y alto.

Es de notar que para los diferentes macizos rocosos fue necesario definir sus propiedades mecánicas caracterizando roca intacta, discontinuidades y su clasificación geomecánica para cada zonificación geotécnica.

Caracterización Geotécnica

La caracterización geotécnica se refiere a la asignación de propiedades índice y mecánicas, que inicialmente corresponde a las unidades geológicas, pero posteriormente se define para un macizo rocoso representativo para las 8 zonificaciones geotécnicas previamente descritas en el capítulo anterior. Esto es posible a través de una serie de criterios para definir dichas propiedades de la roca intacta, de las discontinuidades y finalmente del macizo rocoso.

En resumen, para caracterizar roca intacta se utilizaron los criterios Hoek-Brown (2002) y Mohr-Coulomb. Para caracterizar los macizos rocosos se hicieron las clasificaciones geomecánicas RMR, GSI y Q, que por encontrarse muy fracturado, a pesar de haber encontrado un rango de valores, se eligieron los más desfavorables, particularmente, el GSI se utilizó como una variable para el criterio de Hoek y Brown para macizos rocosos, de donde se obtuvieron los parámetros de resistencia en su equivalencia del criterio de Mohr-Coulomb para un esfuerzo específico. Por otro lado, para considerar la influencia de las discontinuidades se recurrió a las estimaciones empíricas de Barton (2002), Grimstad-Barton (2014) y al criterio Jaeger-Cook (1979) para obtener los parámetros de resistencia de las discontinuidades. Finalmente, los depósitos de taludes y de abanicos aluviales con base en los resultados de las pruebas triaxiales (UU) para la matriz areno arcillosa.

Clasificaciones geomecánicas

A partir del levantamiento realizado en campo y la exploración geotécnica se evaluó la calidad del macizo rocoso con la Q de Barton, el RMR (Rock Mass Rating) y el GSI (Geological Strength Index). Sin embargo, cada clasificación considera las características del macizo rocoso con una ponderación diferente. El GSI se basa primeramente en la litología, luego en la estructura o el tamaño de los bloques y posteriormente la condición de las superficies de las discontinuidades. Por otro lado, la Q de Barton considera con mayor ponderación a las características de las discontinuidades, particularmente a las condiciones de alteración, relleno y rugosidad. Mientras que el RMR considera más relevante el espaciamiento y posteriormente el estado de las discontinuidades como la rugosidad, la apertura, la alteración e incluso se realiza un ajuste por la orientación de las discontinuidades respecto al rumbo de las obras.

Es importante mencionar que el relleno de las discontinuidades se estimó, ya que, durante la perforación con el agua dicho relleno se lava, si es que existe. Por lo tanto, se tiene mayor incertidumbre en la condición de relleno de las discontinuidades. Sin embargo, los elementos de las clasificaciones considerados que describen mejor el comportamiento del macizo rocoso del túnel son: el grado de fracturamiento, como lo son el RQD y el número de familias de

discontinuidades (J_n), y la condición de las discontinuidades, esta última importante para la resistencia de las discontinuidades de las areniscas, por su condición textural se consideró una discontinuidad plana y rugosa (zonificación 1,2 y 3 que son las rocas que predominan en el trazo del túnel). En cuanto, a las lutitas y los conglomerados, que se presentarán de forma intercalada en el túnel, son el fracturamiento, la alteración (J_a) y el relleno, los que caracterizan su comportamiento mecánico.

Por un lado, la clasificación de la Q de Barton (2002) originalmente fue diseñada como un método de diseño empírico para el sostenimiento sugerido en obras subterráneas como túneles. Al igual que el RMR considera 6 elementos; el RQD (1), J_n que es el número de familias de discontinuidades (2), el J_r que es el promedio de la rugosidad (3), de la alteración J_a (4) de las discontinuidades, J_w la condición del agua (5) y el SRF es el estado de esfuerzos del macizo rocoso (6). Sin embargo, su escala va de 0.001 a 1000 o más, lo que lo hace difícil de compararla directamente con otras clasificaciones.

El sistema Q concluyó las siguientes calidades de roca:

Tabla 5. Resultados de la Q de Barton.

Zonificación Geotécnica	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII
Cadenamiento en km	1+203 1+232	1+232 1+345	1+345 1+362	1+362 1+420	1+420 1+472	1+472 1+568	1+568 1+641	1+641 1+668
Q	0.12-0.14	0.29-0.4	0.42-0.6	0.5-2.08	0.8-3	0.4-0.58	0.29-1.5	0.12-0.16
Descripción	Muy pobre	Muy pobre	Muy pobre	Muy pobre a pobre	pobre	Muy pobre	Muy pobre a pobre	Muy pobre

Por otro lado, la clasificación del RMR, básicamente, es una sumatoria de 6 elementos; la resistencia a la compresión uniaxial (1), el RQD (2), el espaciamento (3) y la condición de las discontinuidades (4), la presencia de agua (5) y la orientación de las discontinuidades respecto a la obra (6). Su escala va del 0 al 100 al igual que el GSI.

Es importante resaltar que la clasificación del RMR de Bieniawski (1989) incluye un ajuste por la orientación y buzamiento de las discontinuidades, la cual castiga la calidad de roca dependiendo del echado de las discontinuidades respecto a la orientación de las obras (talud o túnel).

La discontinuidad principal para el túnel es la estratificación, la cual es favorable si el avance de la excavación es en la dirección al SE. No obstante, NO ES LA ÚNICA discontinuidad, además de la estratificación, existen otras cuatro familias de discontinuidades, por lo que se hizo un análisis calculando el echado aparente formado por la dirección del túnel tanto en la zona Norte como en la zona Sur y otro para los taludes de los portales para cada una, permitiendo

determinar un rango de calidades de roca para las discontinuidades desfavorable y muy desfavorables.

De tal manera que, se definieron las calidades de roca RMR para la zonificación geotécnica:

Tabla 6. Resultados del RMR.

Zonificación Geotécnica	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII
Cadenamiento en km	1+203 1+232	1+232 1+345	1+345 1+362	1+362 1+420	1+420 1+472	1+472 1+568	1+568 1+641	1+641 1+668
RMR	27-39	33-41	41-50	44-52	42-47	34-39	33-41	23-31
Descripción	mala	mala	regular	regular	regular	mala	mala	mala

La clasificación del GSI describe el macizo rocoso basado en la litología, la estructura (bloques) y la condición de la superficie de las fracturas a partir de una inspección visual de un afloramiento. Ésta considera a diferencia de las otras clasificaciones el escenario geológico que consiste en rocas fracturadas (areniscas) con intercalaciones de otras más fracturadas (lutitas). Sin embargo, esta clasificación presenta un rango de calidades posiblemente más amplio y para determinar las propiedades mecánicas del macizo rocoso con el criterio Hoek y Brown (2002) es necesario asignar un valor para obtener la resistencia del macizo rocoso. Por lo que para determinar un valor más exacto en el GSI se comparó con los resultados del RMR para elegir los valores más desfavorables, por lo que en la siguiente tabla se indica un solo valor en vez de un rango.

Tabla 7. Resultados de la clasificación del GSI.

Zonificación Geotécnica	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII
Cadenamiento en km	1+203 1+232	1+232 1+345	1+345 1+362	1+362 1+420	1+420 1+472	1+472 1+568	1+568 1+641	1+641 1+668
GSI	27	33	41	44	42	34	33	23
Descripción	mala	mala	regular	regular	regular	mala	mala	mala

Esta información sobre cada clasificación geomecánica debe calibrarse con las inspecciones visuales, como una exploración con socavones en una etapa de diseño ejecutivo o de construcción.

En resumen, la Q de Barton indica que las calidades de rocas son pobres a muy pobres, mientras que, el RMR de Bieniawski con base en las litologías y discontinuidades para cada zonificación presentó calidades de rocas similares al GSI, de donde se estiman hasta 127 m de calidad regular, de manera que el resto del túnel corresponde a rocas de mala calidad (338 m). Las hojas de las clasificaciones geomecánicas y las fotos del logueo utilizadas para cada zonificación geotécnica se encuentran en el Anexo este trabajo.

Caracterización de roca intacta

Para caracterizar roca intacta se integraron los resultados del laboratorio de mecánica de rocas que fallaron por roca intacta para obtener las propiedades índice, los parámetros de resistencia y la deformabilidad para cada zonificación.

Hoek y Brown (1980), basados en una serie de datos, sugieren que para precisar la resistencia de la roca intacta se considere el efecto de escala, el cual se refiere a que la resistencia disminuye significativamente cuando se aumenta el tamaño de la muestra, y debido a que se obtuvieron núcleos de roca de 36.5 mm de diámetro (BQ), se justifica castigar la resistencia para un diámetro de 50 mm con la siguiente ecuación:

$$\sigma_{c50mm} = \frac{\sigma_{cd}}{\left(\frac{50}{d}\right)^{0.18}}$$

De donde σ_{cd} es la resistencia de la roca intacta en MPa del diámetro BQ, d el diámetro del núcleo BQ (36.4 mm), σ_{c50} es la resistencia de la roca intacta con el efecto de escala para una muestra de 50 mm de diámetro.

De esta forma:

Tabla 8. Resistencia corregida a la compresión simple considerando el efecto de escala.

Cadenamiento en km	1+203 1+232	1+232 1+345	1+345 1+362	1+362 1+420	1+420 1+472	1+472 1+568	1+568 1+641	1+641 1+668
σ_{cBQ} (MPa)	7	7	34	31	8.94	5.64	34	5
σ_{c50} (MPa)	6.6	6.6	32.11	29.27	8.44	5.32	32.11	4.7

Posteriormente, se recurrió al criterio de roca intacta de Hoek y Brown (1980) para obtener los parámetros de resistencia, el cual se basa en muchas pruebas de mecánica de rocas, en donde los autores encontraron que el pico de resistencia triaxial de las rocas tienen un amplio rango y retomaron la teoría de Griffith que difiere en elegir una envolvente lineal, tal como lo hace el Mohr-Coulomb, para ajustar una envolvente que se asemeja a una curva utilizando factores en su ecuación para obtener el ángulo de fricción de roca intacta donde $s=1$.

Una ventaja de utilizar el criterio de Hoek y Brown es la posibilidad de ajustar los parámetros de resistencia para los esfuerzos efectivos de la zona de estudio con una equivalencia normalizada al criterio de Mohr-Coulomb lineal.

La única desventaja posiblemente es que el criterio de Hoek y Brown originalmente fue pensado para roca intacta y después se extendió para caracterizar macizos rocosos. Su uso se

le atribuye por la versatilidad que tiene para asignar los parámetros de resistencia para diferentes problemas de ingeniería. Por lo que debe recordarse que este criterio es el resultado empírico de un criterio para roca intacta, y si este al mismo tiempo, se ocupa para macizos rocosos que toma otros parámetros empíricos como las clasificaciones geomecánicas como el RMR o el GSI. Entonces, el criterio de Hoek y Brown debe usarse con extremo cuidado.

De hecho, los autores han enfatizado que no es aplicable para rocas anisotrópicas como bien lo es la estratificación de un macizo rocoso, pero si recomendable para macizos de rocosos muy fracturados y para este proyecto las calidades de roca de los macizos con los ajustes por la orientación de las discontinuidades son menores a 50 en la clasificación del RMR y del GSI. Sin embargo, sin este castigo en el puntaje de la clasificación, la anisotropía de las rocas, el fracturamiento y la geología estructural sugieren utilizar el criterio de Hoek y Brown con extremo cuidado.

El criterio de roca intacta se expresa con la siguiente ecuación:

$$\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_c \left(m_i \frac{\sigma_3'}{\sigma_c} + 1 \right)^{0.5}$$

Donde σ_1' y σ_3' son los esfuerzos principales mayor y menor, m_i la constante del material de roca intacta, σ_c es la resistencia a la compresión simple de roca intacta.

Tabla 9. Parámetros de resistencia de roca intacta según Hoek y Brown.

Unidad Geológica	1	2	3	4	5
Roca	Arenisca	Arenisca	Arenisca	Lutitas	Conglomerados
mb	14	13	14	4	18

Donde $a=0.5$ y $s=1$

Nota: la elección de mb se encuentra en el libro de Hoek, E. (1968). Brittle failure of rock. In Rock Mechanics in Engineering Practice. (eds K.G. Stagg and O.C. Zienkiewicz), 99-124. London: Wiley.

Tabla 10. Parámetros de resistencia de Roca Intacta.

Unidad Geológica		1	2	3	4	5
Mohr-Coulomb	Cohesión (MPa)	0.7	2.92	0.75	0.54	5.86
	Ángulo de Fricción (°)	66	68	67	36	67
Hoek y Brown	Cohesión (MPa)	0.76	5.3	2	0.54	3.5
	Ángulo de Fricción (°)	55	56	56	35	61

Sin embargo, las unidades geológicas 1, 2 y 3 son areniscas estratificadas que consisten en rocas formadas por minerales de tamaño de arenas, en ocasiones cementadas por carbonatos de calcio, fósiles y/o gravas, y la relación de tamaños va de arenas finas a medias. Estas areniscas presentan una lineación de sus minerales de acuerdo a su estratificación, por lo que vale la pena revisar el efecto de discontinuidades preexistentes en la resistencia de la roca intacta, ya que se ha encontrado que las rocas anisotrópicas no presentan un comportamiento de roca intacta típica, en este sentido vale la pena determinar por otros criterios, y más si la roca es débil y pudiera fallar la discontinuidad antes que roca intacta.

Caracterización de discontinuidades

Debido a que la exploración geotécnica de semidetalle no incluyó pruebas *in-situ*, se utilizaron dos metodologías para determinar la resistencia de las discontinuidades. La primera mediante correlaciones empíricas como la de Barton-Grimstad (2014), que a su vez se basa en el criterio de Barton-Bandis (2002) y en las descripciones de las discontinuidades, donde los valores de entrada fueron la rugosidad (J_r) y la alteración (J_a) de las discontinuidades. La segunda metodología permitió delimitar un rango de ángulos de fricción asociada a la resistencia de las discontinuidades a partir del criterio de Jaeger y Cook (1960) y de las observaciones de muestras triaxiales que fallaron por fisuras.

La correlación empírica Barton-Grimstad (2014) es una estimación del comportamiento de las discontinuidades para obtener los parámetros de resistencia de las discontinuidades. Esta correlación empírica se basa en el criterio Barton-Bandis la cual en su ecuación incorpora tres componentes de resistencia: el ángulo de fricción básico (tilt test), un componente geométrico que refleja la rugosidad (JRC), y una componente de falla que relaciona la resistencia a la compresión de la discontinuidad del martillo Schmidt (JCS).

En resumen, para utilizar la correlación empírica se necesita definir el comportamiento de las discontinuidades que se presenta en el proyecto; los cuales se limita a dos escenarios; una donde la fractura tiene un relleno, como bien puede ser arcilla, en donde la presión de poro se incrementa al aplicar un esfuerzo que no se pueda disminuir porque la arcilla es impermeable, cuya resistencia dependerá del tipo y espesor de relleno. Y otro, que no exista relleno de ningún tipo para discontinuidades limpias o relleno granular con cohesión igual a cero y un ángulo de fricción que sea el único valor relevante para caracterizar su resistencia.

Entonces considerando la litología, se estimó que el contacto de las discontinuidades es roca-roca para las areniscas, unidades geológicas 1, 2 y 3, cuyo comportamiento se asemeja a uno lineal, característica de discontinuidades planas en contacto roca-roca, y se infiere una cohesión cercana a cero. Por otro lado, para las unidades geológicas 4 y 5, el conglomerado y la lutita se estimó un relleno en las discontinuidades, por lo que el comportamiento es no lineal y el contacto es del tipo roca-relleno en discontinuidades onduladas y planas

respectivamente. Adicionalmente, las unidades geológicas 2 y 5 que consisten en areniscas verdes con fósiles y conglomerados pueden presentar una cohesión diferente de cero porque en la composición mineralógica existe carbonato de calcio, y bien puede presentarse dicho mineral en forma de relleno en las discontinuidades, por lo que estas discontinuidades se consideraron como otro comportamiento con relleno delgado en las discontinuidades según Barton-Grimstad (no rock wall contact when sheared). Ver Figura.

(a) Rock wall contact		(thin coatings)							
		$J_a/J_r =$	0.75	1.0	2	3	4		
		$\tan^{-1}(J_r/J_a)^\circ$							
A. Discontinuous joints	4	79°	76°	63°	53°	45°			
B. Rough, undulating	3	76°	72°	56°	45°	37°			
C. Smooth, undulating	2	69°	63°	45°	34°	27°			
D. Slickensided, undulating	1.5	63°	56°	37°	27°	21°			
E. Rough, planar	1.5	63°	56°	37°	27°	21°			
F. Smooth, planar	1.0	53°	45°	27°	18°	14°			
G. Slickensided, planar	0.5	34°	27°	14°	9.5°	7.1°			
(b) Rock wall contact when sheared		(thin fillings)							
		$J_a/J_r =$	4	6	8	12			
		$\tan^{-1}(J_r/J_a)^\circ$							
A. Discontinuous joints	4	45°	34°	27°	18°				
B. Rough, undulating	3	37°	27°	21°	14°				
C. Smooth, undulating	2	27°	18°	14°	9.5°				
D. Slickensided, undulating	1.5	21°	14°	11°	7.1°				
E. Rough, planar	1.5	21°	14°	11°	7.1°				
F. Smooth, planar	1.0	14°	9.5°	7.1°	4.7°				
G. Slickensided, planar	0.5	7°	4.7°	3.6°	2.4°				
(c) No rock wall contact when sheared		(thick fillings)							
		$J_a/J_r =$	5	6	8	12	13	16	20
		$\tan^{-1}(J_r/J_a)^\circ$							
Nominal roughness of discontinuity rock walls	1.0	11.3°	9.5°	7.1°	4.8°	4.4°	3.6°	2.9°	

Figura 21. Relación aproximada entre J_r/J_a y resistencia a la corte expresada como el ángulo de fricción según Barton y Grimstad (2014).

A continuación se presentan los resultados de la caracterización de las discontinuidades a través de correlaciones empíricas.

Tabla 11. Resultados de la caracterización de las discontinuidades de las diferentes zonificaciones.

Unidad Geológica		1	2	3	4	5
Barton-Bandis (2002)	Cohesión (MPa)	0.015	0.377	0.104	0.0003	0.5
	Ángulo de fricción	37	37	51	18	20
Barton y Grimstad (2014)	Ángulo de fricción	56-37	56-37	63-56	14-27	27-37

Es de notar en los resultados de la correlación empírica que los parámetros de resistencia como el ángulo de fricción varía hasta en 20°. Dichas diferencias en los parámetros radican en la forma de las discontinuidades, las cuales se infieren planas y onduladas para las areniscas y el conglomerado, respectivamente, con la característica de presentar rugosidad y no tener relleno, mientras que las lutitas se estima que sean planas con relleno suave.

No obstante, al contar con muestras de areniscas que habían fallado por matriz en diagonal o por fisura durante pruebas triaxiales, se buscó obtener información sobre la influencia de la resistencia sobre discontinuidades.

Según los experimentos de Byerlee (1978) para esfuerzos bajos – como lo es un túnel somero- la fricción de la roca depende principalmente de la rugosidad de la superficie. Mientras que, para esfuerzos altos este efecto se ve disminuido y la fricción es independiente al tipo de roca.

En 1953, Balmer presentó una relación sobre el debilitamiento de la roca en una muestra isotrópica de roca conociendo el ángulo β , al medir este ángulo en las muestras ensayadas se puede estimar una envolvente de falla asociada a esta influencia con el criterio Mohr-Coulomb a través de estos puntos de intersección de β con el círculo de esfuerzos de cada prueba. Sin embargo, aplicando este criterio los resultados dieron parámetros de resistencia muy altos, similares a las de roca intacta, por lo que sólo sirvieron para validar el criterio de Hoek y Brown.

Por otro lado, Jaeger y Cook (1960) proporcionan un estudio sobre muestras anisotrópicas con discontinuidades como la estratificación. Su criterio presenta dos escenarios sobre la resistencia de la roca por la influencia de las discontinuidades, los cuales se fundamentan en determinar el rango de ángulos β para un determinado estado de esfuerzos σ_1 y σ_3 que no produce la ruptura de la roca intacta, pero puede iniciar el deslizamiento de una discontinuidad, por lo que este rango depende de la inclinación de la discontinuidad.

Entonces, debido a que las discontinuidades y el ángulo β de las areniscas presentan un ángulo, que se asocia al echado o inclinación de la estratificación, se consideró el criterio de Jaeger y Cook para evaluar esta influencia por discontinuidades, principalmente, porque la resistencia de las discontinuidades es menor a la resistencia de roca intacta y para caracterizar los macizos rocosos se elige la resistencia de roca intacta (τ_{rf}) como una variable para

determinar la resistencia del macizo rocoso a partir de métodos empíricos como el de Hoek y Brown (2002).

Básicamente, Jaeger y Cook (1979) asumen que la falla ocurrirá durante una carga compresiva de un núcleo de roca bajo un esfuerzo confinante, σ_3 , y cuando σ_1 exceda el valor de τ_{jf} de la discontinuidad, la resistencia al corte será la resistencia al corte de la discontinuidad. La resistencia es influenciada por la velocidad del ensayo y la naturaleza del relleno del material, si es que tiene alguno. Para el caso de las areniscas se consideró una discontinuidad limpia y un material de granular, es decir, una cohesión igual a cero, en donde el ángulo de fricción sólo será relevante.

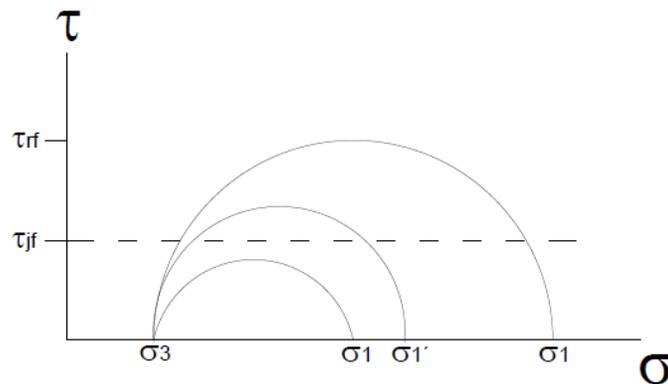


Figura 22. Ejemplos de resistencia al corte.

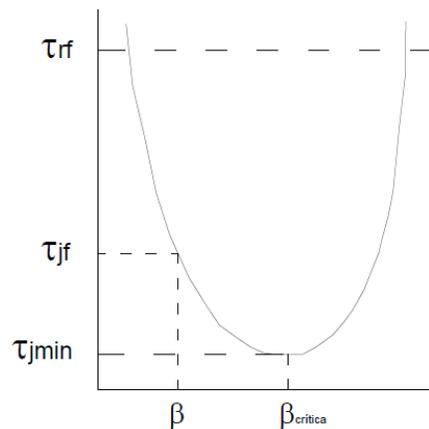


Figura 23. Relación de resistencia al corte y el ángulo de falla.

Notas:

τ_{jf} resistencia al corte de la discontinuidad, τ_{rf} de la roca intacta.

El criterio de Jaeger y Cook para determinar la resistencia de la discontinuidad utiliza los parámetros de cohesión y fricción y asume dos condiciones; una de ellas, es una condición donde el material es granular en la discontinuidad sin cohesión, meramente friccionantes, tal como el caso de las areniscas en donde se observa que existe una influencia de las discontinuidades en la resistencia de la roca.

$$\tau_{jf} = \frac{\sigma_3 \sin \phi}{\sin(2\beta - \phi) - \sin \phi}$$

Estas ecuaciones permiten calcular la resistencia de una discontinuidad a partir del ángulo de fricción, del ángulo β a la que falló la prueba y σ_3 . Entonces, de acuerdo con los resultados de las pruebas triaxiales que fallaron por discontinuidades, se observó que la resistencia de las muestras estaba influenciada por una discontinuidad y de éstas se obtuvo los parámetros de resistencia de la discontinuidad. En otras palabras, al limitar el rango de β de 54° a 67° , que al mismo tiempo corresponde al echado o inclinación de la estratificación (55° a 60°), se identificó un límite superior e inferior de los ángulos de fricción que tuvieran las resistencias más bajas a partir de $\beta_{crítica} = 45^\circ + (\phi_j/2)$. De esta forma, se obtuvo un rango de ángulos de fricción ϕ para la resistencia de las discontinuidades.

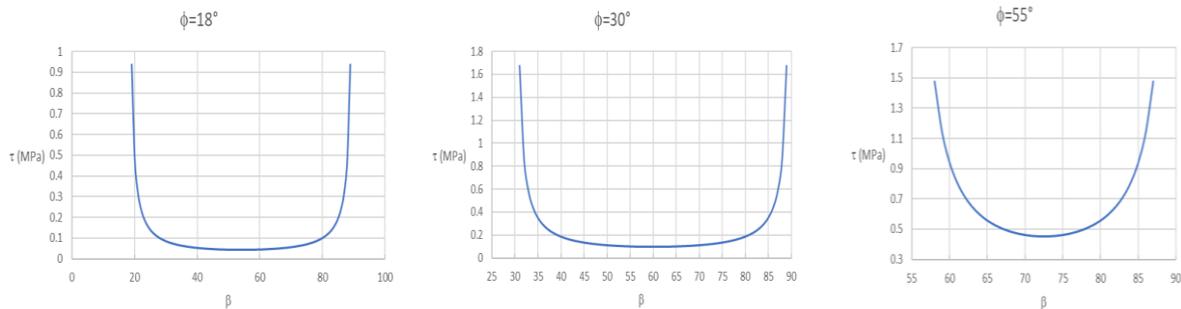


Figura 24. Ejemplos para encontrar el límite aproximado de los ángulos de fricción.

De la figuras anteriores se visualiza que la menor resistencia, β es crítico, con ángulos cercanos a 40° y 60° para el ángulo de fricción de 18° , por otro lado, β es crítico con ángulos de 65° a 75° para un ángulo de fricción de 55° , mientras que, para un ángulo de fricción de 30° , el rango de β corresponde a la inclinación de los estratos (55° y 60°), así como a los ángulos β de 54° y 67° . Por lo que, de manera aproximada es posible determinar un rango de ángulos de fricción para la resistencia de las discontinuidades de las rocas que fallaron por fisura.

Tabla 12. Resultados de la caracterización de las discontinuidades de las diferentes zonificaciones.

Jaeger y Cook (1979)	U.G. 2	U.G.3	U.G. 5
ϕ	25°-48°	20°-46°	33°-49°

Finalmente, los resultados de los criterios de Jaeger-Cook y de Barton-Bandis se compararon para reducir el amplio rango de ángulo de fricción de las correlaciones empíricas para caracterizar la resistencia de las discontinuidades.

Tabla 13. Tabla comparativa de los resultados con los diferentes criterios para caracterizar la resistencia de las discontinuidades.

Unidad Geológica		1	2	3	4	5
Barton-Bandis (2002)	Cohesión (MPa)	0.015	0.377	0.104	0.0003	0.5
	Ángulo de fricción	37	37	51	18	20
Barton y Grimstad (2014)	Ángulo de fricción	56-37	56-37	63-56	14-27	27-37
Jaeger y Cook (1979)	Ángulo de fricción	-	25-48	20-46	-	33-49

A pesar de estos resultados, se tomó la decisión de castigar los parámetros de resistencia de las discontinuidades tanto para la cohesión con un valor igual a cero como para el ángulo de fricción igual a 15° en los análisis geotécnicos como medida de seguridad ante las incertidumbres en la caracterización y por la posible presencia de agua en época de lluvias, a pesar de no haberse detectado nivel freático durante la exploración.

Además, se recomienda corroborar dichos elementos durante el proceso constructivo y hacer los ajustes necesarios en la caracterización para optimizar este prediseño geotécnico.

Caracterización del macizo rocoso

Para obtener las propiedades mecánicas de un macizo rocoso fracturado, según el criterio de Hoek y Brown (2002), se requiere definir: a) la resistencia de la roca intacta, b) el GSI más desfavorable, c) el factor “D” (Disturbance Factor), este último igual a cero debido a que el procedimiento constructivo se realizará por métodos convencionales, d) el parámetro “mi” en función de la litología y e) sigma 3 en función de la cobertura de roca para el túnel, la cual tiene una mínima de 8.17 m, una media de 23.79 m y una máxima 56.8 m. Es importante resaltar que la cobertura de roca del túnel es de 16 m en promedio de la *Formación El Bosque* y el resto corresponde a los depósitos del abanico aluvial y de talud. Específicamente para los portales de Entrada y Salida tienen 11.71 m y 8.74 m respectivamente.

La ecuación generalizada del criterio de Hoek y Brown (2002) es la ecuación:

$$\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_c \left(m_i \frac{\sigma_3'}{\sigma_c} + s \right)^a$$

Donde σ_1' y σ_3' son los esfuerzos principales mayor y menor, m_i la constante del material de roca intacta: para la zona 1 se eligió el valor de 14, para la zona 2, el valor de 13, para la zona 3, el valor de 14, para la zona 4, el valor de 4, y para la zona 5, el valor de 18, σ_c es la resistencia a la compresión simple de roca intacta, $D=0$ el factor de alteración, GSI la clasificación geomecánica correspondiente a cada zonificación geotécnica para un escenario desfavorable.

Se definieron finalmente los parámetros de resistencia del criterio con las siguientes fórmulas:

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

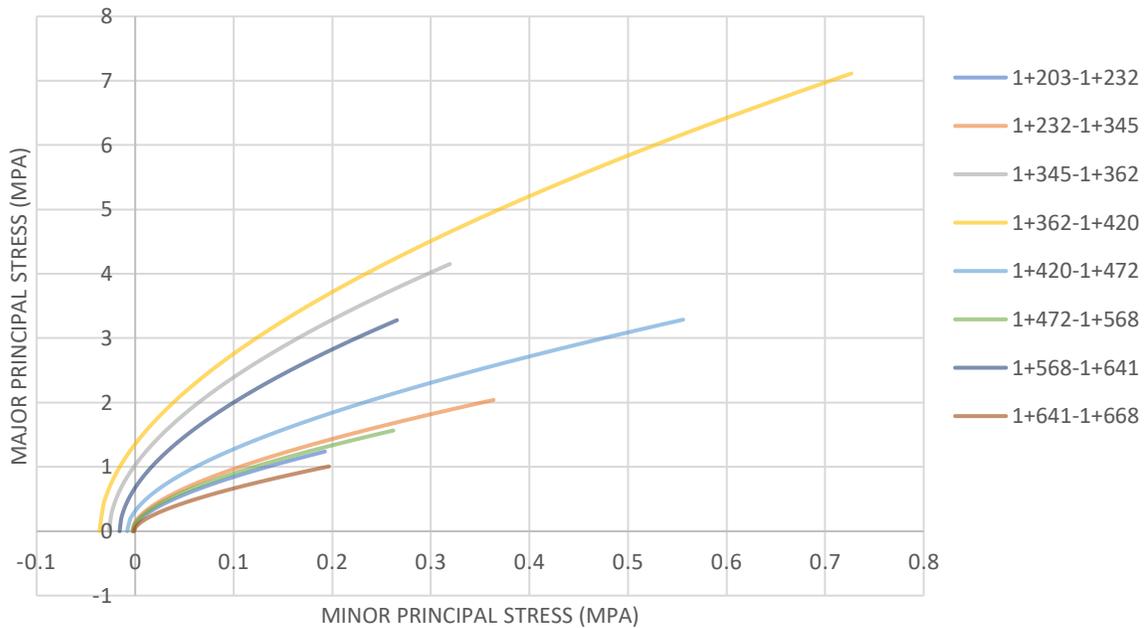
$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6}\left(e^{-\frac{GSI}{15}} - e^{-\frac{20}{3}}\right)$$

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

$$\sigma_{crm} = \sigma_c i^{s^a}$$

$$\sigma_t = -\frac{s\sigma_c i}{mb}$$

Principal Stresses



Normal Stress vs Shear Stress

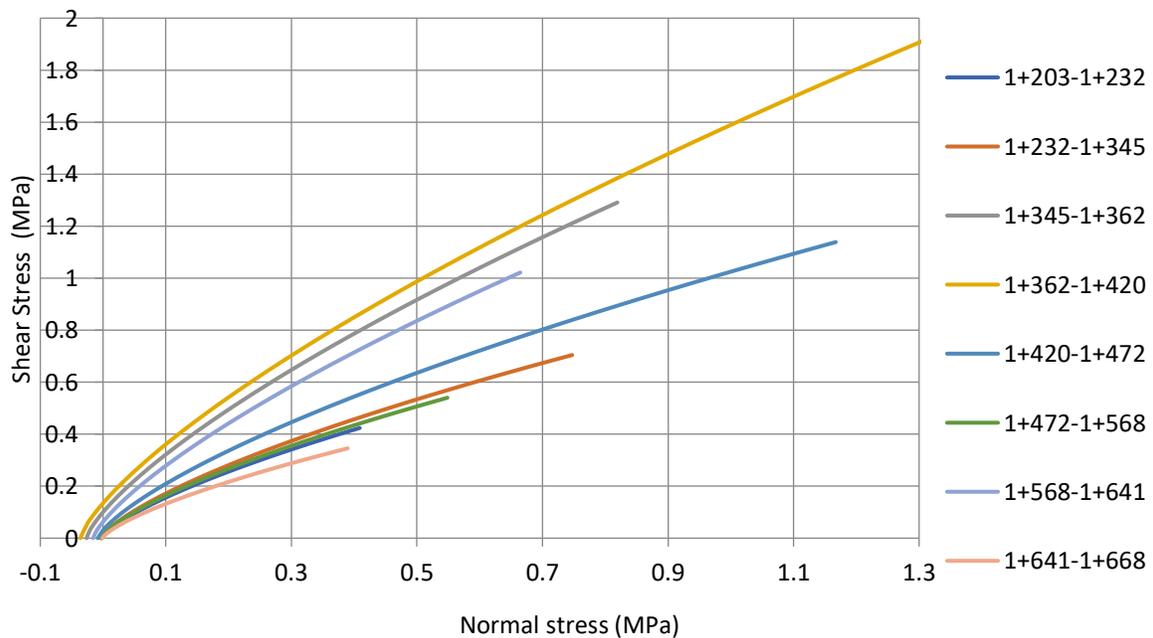


Figura 25. Envoltentes de falla según el criterio de Hoek y Brown (2002) para cada zonificación señalada en km.

Tabla 14. Parámetros de resistencia con el Criterio Hoek y Brown generalizado.

Zonificación Geotécnica	1+203-1+232	1+232-1+345	1+345-1+362	1+362-1+420	1+420-1+472	1+472-1+568	1+568-1+641	1+641-1+668
mb	1.03243	1.27916	1.5806	1.75936	1.63807	1.32567	1.18779	0.89499
s	0.0003	0.00058	0.00142	0.00198	0.00159	0.00065	0.00058	0.00019
a	0.52734	0.51826	0.51062	0.50866	0.50992	0.51706	0.51826	0.53576

Obsérvese que la zona de los portales presenta los parámetros de resistencia más bajos con un mb de 1.03 y de 0.89.

El criterio de Hoek y Brown permite definir una equivalencia a los parámetros de resistencia de Mohr-Coulomb al conocer el esfuerzo al que estará sometido, por lo que se determinó un rango de cohesiones y ángulos de fricciones mínimos y máximos: una cohesión de 0.035 MPa y de 0.34 MPa para la menor y mayor profundidad respectivamente, por otro lado, los ángulos de fricción oscilan entre 40.5° a 58.5°.

Tabla 15. Parámetros de resistencia en su equivalencia Mohr-Coulomb.

Zonificación Geotécnica	1+203-1+232	1+232-1+345	1+345-1+362	1+362-1+420	1+420-1+472	1+472-1+568	1+568-1+641	1+641-1+668
c (MPa)	0.035-0.057	0.067-0.099	0.15-0.19	0.27-0.34	0.1-0.16	0.042-0.076	0.13-0.14	0.027-0.046
ϕ	48.9-43.5	45.2-40.5	58.5-54.8	53.6-50.5	47.2-41.4	49-41.8	55.8-54.4	44.8-38.9

El módulo de deformabilidad (E) es un parámetro mecánico que en cualquier análisis del comportamiento de un macizo rocoso es requerido, pero determinarlo significa tiempo, dinero y su confiabilidad en muchas ocasiones es cuestionable. Sin embargo, el módulo de deformación comparado con la clasificación de la calidad de la roca es directamente proporcional, es decir, una calidad de roca buena a muy buena tendrá en consecuencia valores altos de E.

Por un lado, los módulos de deformabilidad de los macizos rocosos se definieron a partir de las estimaciones empíricas: Hoek-Brown (1997) (1) y Hoek- Diederichs (2006) (2), en donde la primera estimación se calculó con el valor del GSI para cada zonificación, un factor de alteración (D=0) y la compresión uniaxial simple de roca intacta (UCS). Por otro lado, la resistencia a la compresión de los macizos rocosos se calculó a partir de la ecuación de Hoek (2004)(3). Para obtener la relación de Poisson se recurrió a la ecuación sugerida por Hoek et al. (1995) (4) derivada de una serie de pruebas en rocas que permitió obtener una regresión lineal que utiliza como valores de entrada el GSI.

$$1. \quad Erm(GPa) = \left(1 - \frac{D}{2}\right) \sqrt{\frac{\sigma_{ci}}{100}} \times 10^{((GSI-10)/40)}$$

$$2. \quad Erm(MPa) = 100000 \left(\frac{1 - \frac{D}{2}}{1 + e^{((75+25D-GSI)/11)}} \right)$$

$$3. \quad \sigma'_{cm} = \sigma_{ci} \frac{[mb + 4s - a(mb - 8s)] \left(\frac{mb}{4} + s\right)^{a-1}}{2(1+a)(2+a)}$$

$$4. \quad \nu = 0.32 - 0.0015 (GSI)$$

Tabla 16. Módulo de deformabilidad, Relación de Poisson, resistencia a la compresión simple de los macizos rocosos.

Zonificación Geotécnica	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII
Cadenamiento	1+203- 1+232	1+232- 1+345	1+345- 1+362	1+362- 1+420	1+420- 1+472	1+472- 1+568	1+568- 1+641	1+641- 1+668
GSI	27	33	41	44	42	34	33	23
Eri (MPa)	1851	1851	4618	5100	3430	3430	4618	1851
Erm (MPa) (Hoek Brown)	683	965	3222	4011	1833	918	2129	458
Erm (MPa) (Diederich) D=0	1257	2150	4348	5635	4743	2349	2150	877
$\sigma_{c\ rm}$ (MPa)	0.092	0.14	1.03	1.35	0.31	0.12	0.68	0.05
ν (Hoek et al. (1995))	0.28	0.27	0.26	0.25	0.26	0.27	0.27	0.28

Nótese en este caso que los parámetros de resistencia, el módulo de deformabilidad y resistencia a compresión simple del macizo rocoso presentan los valores más bajos en la zona de los portales con 0.09 y 0.05 MPa. El GSI corresponde a la condición más desfavorable de cada zonificación geotécnica.

Caracterización de los depósitos recientes

Los depósitos de talud y de abanicos aluviales que se encuentran cubriendo la *Formación El Bosque* pertenecen al grupo de los *bimrocks*, que por sus siglas en inglés “block in matrix”, se refieren a las mezclas de fragmentos de rocas dentro de una matriz de suelo, que por su naturaleza geológica presentan problemas para caracterizarlos por su amplia distribución y su relación en proporción de matriz respecto a fragmentos de roca. En términos de resistencia, la matrix del suelo suele ser la componente más débil. No obstante, cuando el número de bloques de roca aumentan puede ser ésta condición la más desfavorable.

Particularmente, se ha estimado de la recuperación de la perforación de los barrenos realizados en los portales del túnel un porcentaje volumétrico de bloques (VBP%) de 20 a 25% para el depósito de talud y de 18 a 28 % para el depósito del abanico aluvial, ambos presentando tamaños menores a 5 cm. Autores como Lindquist (1994), Medley y Sanz (2003) sugieren que cuando la proporción volumétrica oscila entre 25% y 30%, la presencia de bloques de rocas tiene un efecto despreciable en el comportamiento mecánico, por lo que la resistencia dependerá de la matrix del suelo.

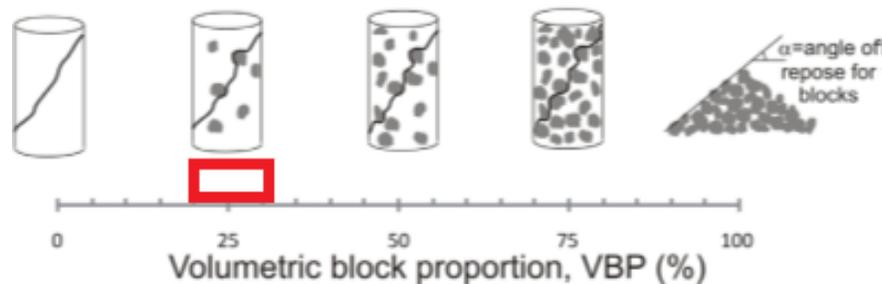


Figura 26. Representación de la proporción de bloques del proyecto.

De los depósitos recientes se logró obtener una muestra cúbica de la matriz arena arcillosa (SC) según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), la cual presentó una cohesión de 0.57 kg/cm² y un ángulo de fricción ϕ de 16.74°. Ésta resistencia se obtuvo de la envolvente de falla de una muestra intacta de pruebas triaxiales (UU).

Sin embargo, se debe estimar también la resistencia residual al corte para posteriores análisis, como la estabilidad de los taludes en los portales.

Las razones para caracterizar también la resistencia residual son varias; (1) la resistencia disminuye cuando la arcilla se humedece y aumenta la presión de poro, ablandando las arcillas y presentando fallas en los taludes, (2) la meteorización con el paso de tiempo sólo disminuye la resistencia del suelo (suelos normalmente consolidados), (3) Mesri (2003) sugiere que para análisis de estabilidad se recurra a la condición de la resistencia residual, donde la cohesión

debe ser cero, (4) para estructuras geológicas con discontinuidades, fisuras y planos subhorizontales es la resistencia residual la que se desarrolla en una segunda fase de deslizamiento.

Stark et. al (2005 y 2013) han determinado unas ecuaciones para estimar la resistencia residual al corte a través de una serie de resultados de estabilidad de taludes en materiales arcillosos. Utilizando como parámetros de entrada como esfuerzos efectivos normales (σ_n), porcentaje de finos (CF), los límites de Atterberg como el límite líquido (LL) o el índice de plasticidad (I_p). De acuerdo con los autores, los depósitos recientes de este trabajo corresponden al Grupo 2 por su contenido de finos y el rango de límite líquido que presentan (LL), por lo se recurrió a la siguiente fórmula:

$$\phi_r = 36.18 - 0.1143LL - 2.354 \times 10^{-4} LL^2$$

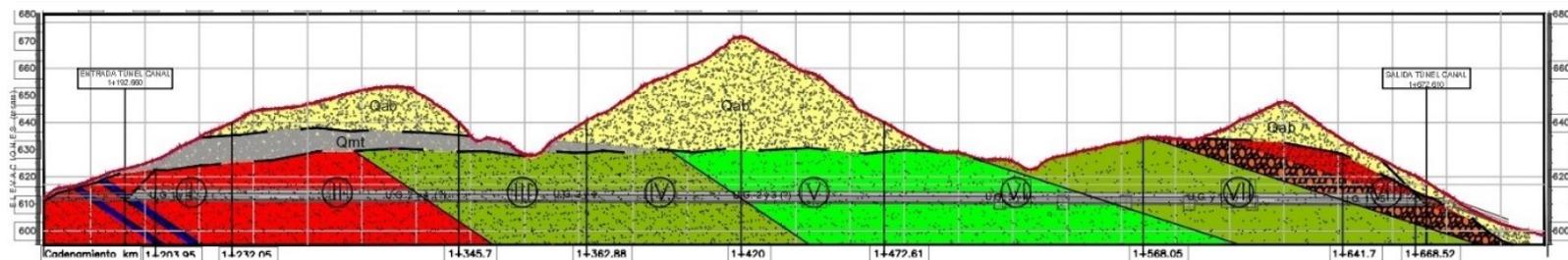
Tabla 17. Resultados de los parámetros de resistencia con las fórmulas empíricas de Stark et al. (2013).

Propiedades	Abanico aluvial (Qab)	Depósito de Talud (Qmt)
γ (KN/m ³)	17.6	20.6
LL	27.8	38.2
CF	43.5	45.2
I_p	21.6	14.6
c (SC) KN/m ²	56	56
ϕ_{matriz} (SC)	16°	16°
ϕ_r	33°	31°

Modelo Geotécnico

Tabla 18. Modelo Geotécnico.

Zonificación geotécnica	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII
Cadenamiento km	1+203-1+232	1+232-1+345	1+345-1+362	1+362-1+420	1+420-1+472	1+472-1+568	1+568-1+641	1+641-1+668
Peso Volumétrico (MN/m³)	0.02067	0.02067	0.02499	0.02499	0.026	0.026	0.02499	0.0243
RMR	27-39	33-41	41-50	44-52	42-47	34-39	33-41	23-31
Q	0.12-0.14	0.29-0.4	0.42-0.6	0.5-2.08	0.8-3	0.4-0.58	0.29-1.5	0.12-0.16
GSI	27	33	41	44	42	34	33	23
Rci (MPa)	6.6	6.6	29.27	32.11	8.44	5.32	32.11	4.7
Eri (MPa)	1851	1851	4618	5100	3430	3430	4618	1851
Rcrm (MPa)	0.092	0.14	1.03	1.35	0.31	0.12	0.68	0.05
Erm Hoek (MPa)	683	965	3222	4011	1833	918	2129	458
Erm Diederich (MPa)D=0	1257	2150	4348	5635	4743	2349	2150	877
v	0.28	0.27	0.26	0.25	0.26	0.27	0.27	0.28
Cobertura de roca (M)	9-19	20-37	13-24	36-57	21-45	8-21	19-24	9-20
mb	1.03243	1.27916	1.5806	1.75936	1.63807	1.32567	1.18779	0.89499
s	0.0003	0.00058	0.00142	0.00198	0.00159	0.00065	0.00058	0.00019
a	0.52734	0.51826	0.51062	0.50866	0.50992	0.51706	0.51826	0.53576
c (MPa)	0.035-0.057	0.067-0.099	0.15-0.19	0.27-0.34	0.1-0.16	0.042-0.076	0.13-0.14	0.027-0.046
ϕ_{RM}	48.9-43.5	45.2-40.5	58.5-54.8	53.6-50.5	47.2-41.4	49-41.8	55.8-54.4	44.8-38.9
$\tau_{discontinuidades} \phi$	18-42	25-37	25-35	25-48	20-46	20-35	20-33	20-33



Notas:

El número de muestras ensayadas en el laboratorio de Mecánica de Rocas fue de 19 núcleos de roca; cuatro ensayos de resistencia a la tensión indirecta (prueba brasileña), seis ensayos a compresión simple (tres de ellas con medición de módulos de deformabilidad) y nueve ensayos triaxiales no drenados.

Es importante recordar que cada zonificación representa una intercalación de rocas estratificadas. El peso volumétrico, la resistencia a la compresión simple (R_{ci}) y el módulo de deformabilidad de roca intacta (E_{ri}) corresponden al tipo de arenisca que predominan en cada zona, mientras que, la presencia de lutitas y conglomerados se ha incluido en las clasificaciones geomecánicas. Por otro lado, los módulos de deformabilidad del macizo rocoso y el módulo de Poisson resultan de correlaciones empíricas por diferentes autores como Diederich y Hoek.

Las clasificaciones geomecánicas del RMR y Q presentan un rango de calidades de roca, indicando un valor mínimo y máximo, es decir, la condición más desfavorable y favorable. No obstante, el GSI presenta un valor único, el más desfavorable, el cual se utilizó para estimar la resistencia a la compresión simple del macizo rocoso (R_{crm}) y los parámetros m_s , s y a , según el criterio de Hoek y Brown (2002). Además, se presenta la equivalencia Mohr-Coulomb con sus respectivos parámetros de resistencia c y ϕ .

Por último, la resistencia de las discontinuidades se estimó con base en los resultados de estimaciones empíricas y teóricas con criterio Barton-Bandis y Jaeger-Cook, respectivamente.

Análisis de Estabilidad de los Portales del túnel

Una vez precisado el modelo geotécnico descrito anteriormente fue posible realizar un análisis de la estabilidad de las excavaciones tanto de los portales como del túnel con el objetivo de determinar las implicaciones y remediaciones que se requieren en el proceso constructivo y su sistema de soporte para establecer el prediseño geotécnico.

Debido a razones de planeamiento del túnel respecto a su longitud, a las diferentes zonificaciones geotécnicas y sus calidades de roca malas a muy malas, la solución de excavar mediante tuneladora queda descartada porque requiere de una elevada inversión, también es importante señalar que no será necesario explosivos. La excavación se podrá realizar con un equipo de ataque puntual como un martillo neumático. De manera que, los análisis consideran la excavación por métodos convencionales. De acuerdo con el Manual de Diseño y Construcción de Túneles de Carretera de la Secretaría de Comunicaciones y Transporte (SCT), este sistema emplea equipos mecánicos convencionales y la ayuda de técnicas constructivas complementarias, por lo que, es capaz de conseguir rendimientos óptimos y un alto nivel de seguridad. La limitación más importante de la excavación convencional mecánica es la calidad del terreno que, en ocasiones, repercute en rendimientos muy bajos elevando el costo de la obra.

Estabilidad de los taludes frontales en los portales del túnel

El prediseño de los portales del túnel contempla la excavación final para lograr el emportalamiento. Sólo un diseño definitivo según INVÍAS (2015), podría definir la forma, posición, ángulo de incidencia del trazado del túnel según las características del túnel, incluyendo un estudio de los taludes laterales de los portales, los cuales corresponden a los taludes de los lados del talud frontal cuyas elevaciones son menores a 15 metros. En otras palabras, los efectos secundarios tridimensionales no se consideraron en el análisis de estabilidad porque la información geométrica tridimensional no estaba disponible.

De acuerdo con la exploración geológica, se estima una intercalación estratificada de areniscas (U.G.1) con lutitas (U.G. 4) y conglomerados (U.G.5) para la zona de los portales del túnel. Estas rocas están cubiertas por suelos recientes; depósitos de talud (Qmt) y de abanico aluvial (Qab).

En las siguientes figuras se observa el contacto geológico de los geomateriales, su espesor y distribución a partir de la exploración geotécnica.

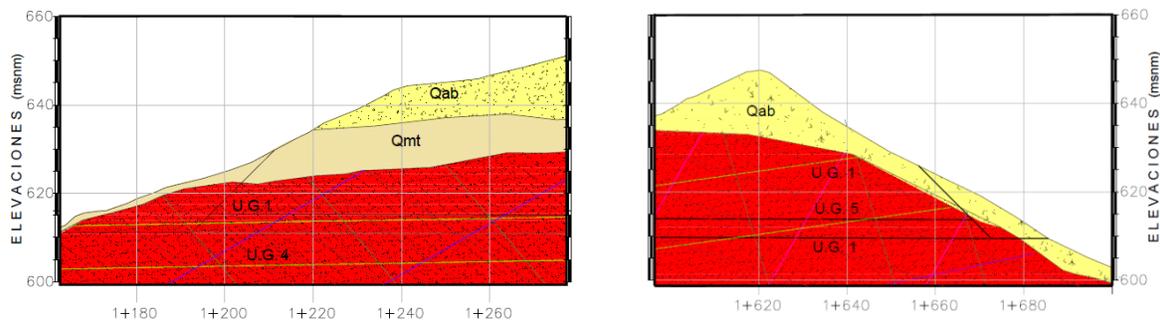


Figura 27. Modelo Geológico de la zona de los portales del túnel.

Los riesgos geológicos asociados a los materiales son:

- Un mecanismo de falla circular de los suelos, cuya matriz es areno arcillosa, que se limita al contacto del macizo rocoso.
- El grado de fracturamiento del macizo rocoso corresponde a una calidad muy pobre según las clasificaciones geomecánicas (23 a 27 de RMR y 0.12 Q).
- El contacto litológico entre el suelo y la roca es de 8 a 24° de inclinación. Una condición desfavorable para la estabilidad de taludes. En el portal de entrada el contacto geológico entre el suelo y la roca es subhorizontal, mientras que, en el portal de salida, el contacto geológico tiene una inclinación paralela a la estratificación del macizo rocoso.

- Al excavar un talud con materiales arcillosos, remover el material produce una rápida erosión y una pérdida de esfuerzo lateral, los cuales producen una caída en la presión de poro del agua en el suelo. Con el tiempo, el esfuerzo efectivo disminuye, con lluvias la presión de poro del agua aumenta y la resistencia al corte de los materiales presenta la condición de resistencia más crítica en el talud. (Bishop y Bjerrum 1960; Muir Wood 1971; Wilson 1970; Eigenbrod 1975; Bromhead y Dixon 1984; Chandler 1984a; Potts et al. 1997). El grado de meteorización de la matriz del suelo y la mineralogía del macizo rocoso es alto.
- La regionalización sísmica de la república mexicana sitúa los taludes en la zona C de alta sismicidad, la cual se estimó con un coeficiente sísmico de 0.25.

Con base en los riesgos geológicos fue necesario analizar hasta tres superficies de falla y dos tipos de resistencia al corte.

En resumen, se realizó el análisis de estabilidad de taludes en los portales de entrada y salida del túnel para un corte de 45° de inclinación, determinando Factor de Seguridad (F.S.) para el mecanismo de falla circular al pie del talud (1), fallas locales (2) y falla en el contacto litológico roca-suelo en condiciones secas con sismo y sin sismo.

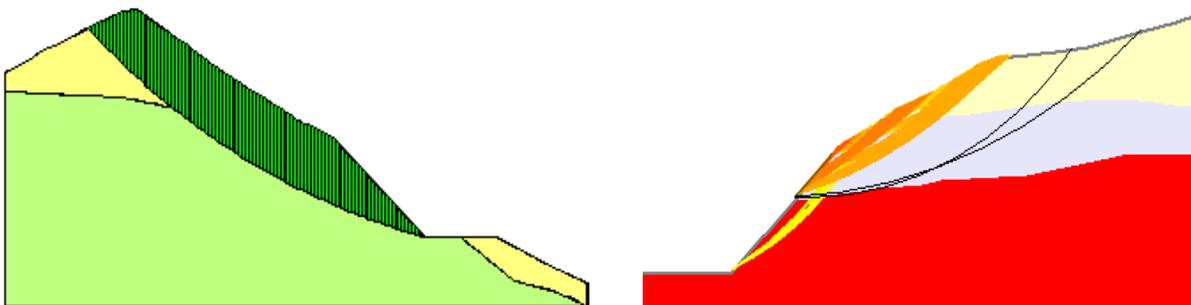


Figura 28. Superficies de falla analizadas; al pie del talud (color verde), fallas locales (color naranja y amarillo) y falla en el contacto litológico roca-suelo (color negro).

Los parámetros de resistencia para la falla al pie del talud comprenden la caracterización de suelo y roca con criterios Mohr-Coulomb y Hoek y Brown. Mientras que para las fallas locales y la del contacto litológico roca-suelo fue evaluada por una correlación empírica de Stark *et al.* (2005 y 2013) – descrita previamente en el capítulo de caracterización de suelos-.

Para analizar la estabilidad de los taludes se usaron los programas *SLOPE/W* - también conocido como *GEO-SLOPE* - y *SLIDE* – de la compañía Rocscience-, el cual es uno de los programas de cálculo de estabilidad de taludes más completo de *GEOSTUDIO*, porque permite calcular el Factor de Seguridad (F.S.) para que ocurra un deslizamiento con varios métodos:

Bishop (1955), Janbu (1956), Morgenstern y Price (1965) y Spencer (1967), entre otros. Adicionalmente, el programa permite analizar los taludes bajo la condición de sismo, la cual se estimó con un coeficiente sísmico de 0.25.

Tabla 19. Tipo de análisis de equilibrio límite de los métodos en estabilidad de taludes.

Método	Equilibrio de Fuerzas		Equilibrio de Momentos
	horizontales	verticales	
Ordinario	No	No	Si
Bishop Simplificado	No	Si	Si
Janbu Simplificado	Si	Si	No
Morgenstern-Price	Si	Si	Si
Spencer	Si	Si	Si
Corps of Engineers	Si	Si	No
Lowe-Karafiath	Si	Si	No

A continuación, se presenta el modelo geotécnico de la zona de los portales.

Tabla 20. Modelo geotécnico de los portales del túnel.

Zonificación geotécnica	Peso Vol. del suelo (MN/m ³)	C (kg/cm ²) / (kN/m ²)	ϕ_{matriz} (SC)	C=0, ϕ_{residual}	Peso Vol. RM (MN/m ³)	RMR	Q	Rci (MPa)	E _i (MPa)	Rc RM (MPa)	v	c (MPa)	ϕ_{RM}	$\tau_{\text{disc.}}$ (ϕ°)
Portal de Entrada	0.0206	0.57 / 56	16°	31°	0.02067	27	0.12	6.6	1851	0.092	0.28	0.035	48	18
Portal de Salida	0.0176	0.57 / 56	16°	33°	0.0243	23	0.12	4.7	1851	0.05	0.28	0.027	38.9	20

Notas: c= cohesión, RM= Macizo Rocoso, R_c=resistencia a la compresión simple, E_i= módulo de deformabilidad de roca intacta, v= módulo de Poisson, ϕ = ángulo de fricción en grados, $\tau_{\text{disc.}}$ =resistencia de las discontinuidades.

La Tabla 21 presenta los resultados del talud del Portal de Entrada en condiciones secas con sismo.

Tabla 21. Resultados del análisis de estabilidad de taludes en condiciones seca y con sismo.

Fallas / Métodos	F.S. Fellenius	F.S. Bishop Simplified (1955)	F.S. Janbu Simplified (1956)	F.S. Spencer (1967)	F.S. Morgenstern - Price (1965)
Falla al pie (F.S.)	1.57	1.61	1.58	1.62	1.61
Falla en el contacto roca-suelo (F.S.)	0.9-1.178	0.94-1.257	0.89-1.138	0.956-1.385	0.94-1.376
Fallas locales (F.S)	1.095	1.096	1.095	1.093	1.093

Notas: para la falla al pie se utilizó los parámetros de resistencia de roca intacta y matriz intacta del suelo, para las fallas locales, los parámetros de resistencia del suelo (matriz intacta) con cohesión y ángulo de fricción, y por último, la falla en el contacto roca-suelo involucró la resistencia residual (c=0).

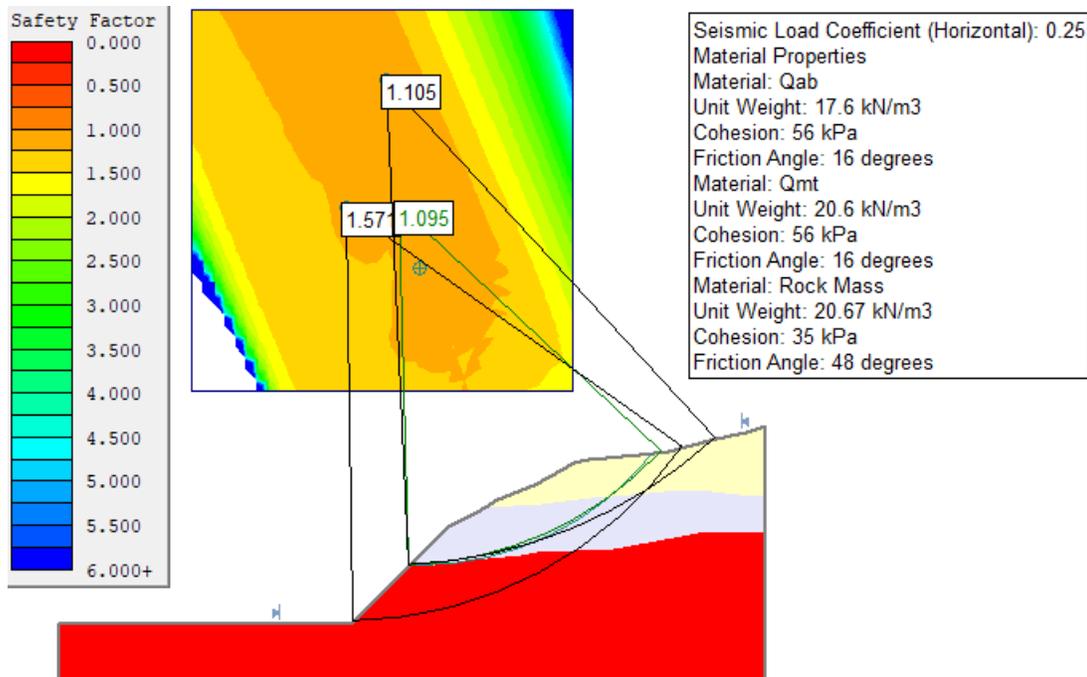


Figura 29. Resultados en el programa SLIDE con el método Fellenius para fallas locales.

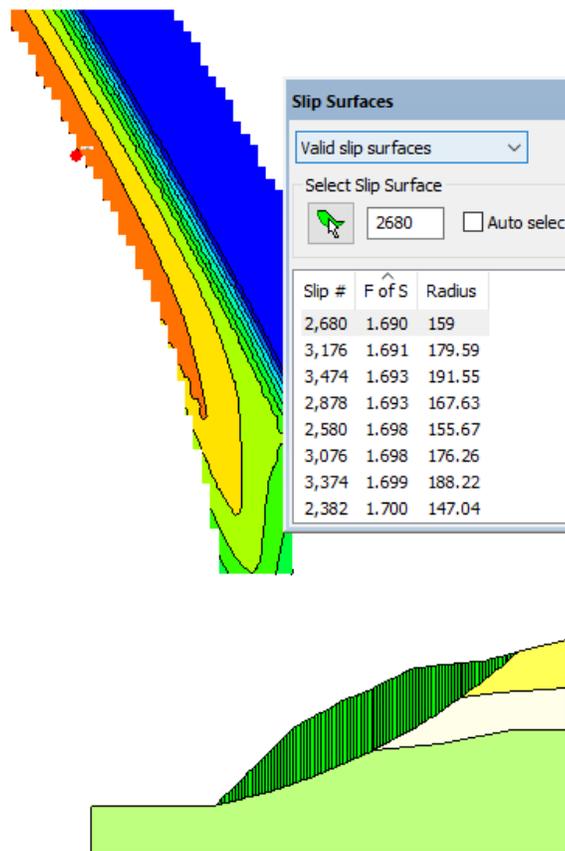


Figura 30. Resultados en el Programa SLOPE/W con el método Bishop para fallas al pie.

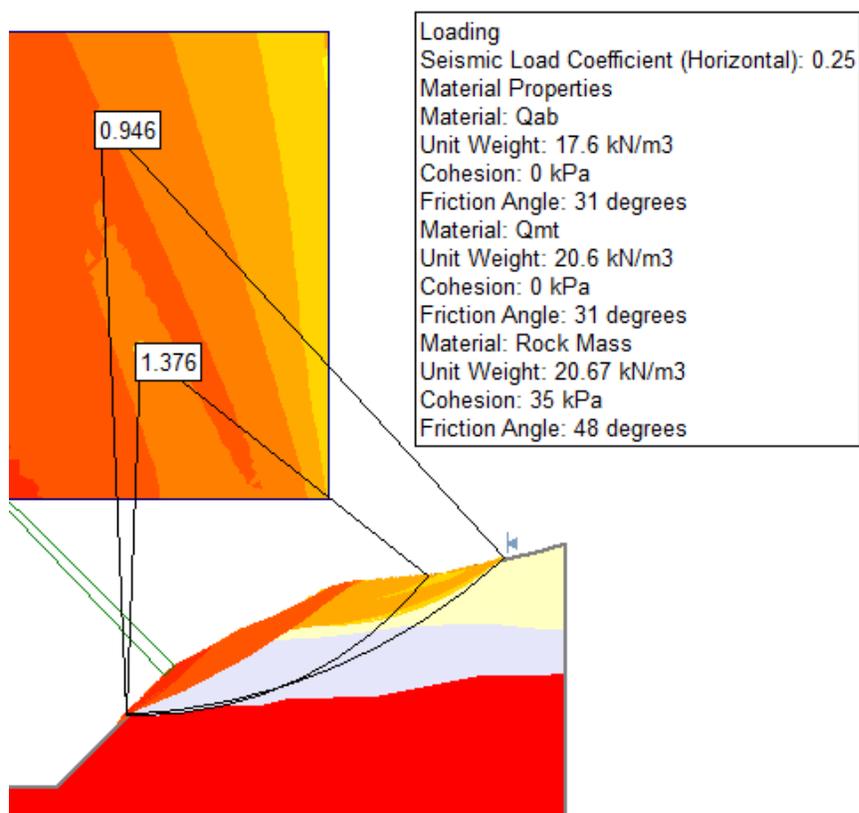


Figura 31. Resultados en SLIDE con el método Bishop para fallas en el contacto roca-suelo.

La Tabla 22 presenta los resultados del talud del Portal de Salida en condiciones secas con sismo.

Tabla 22. Resultados del análisis de estabilidad de taludes en condiciones seca y con sismo.

Fallas / Métodos	F.S. Fellenius	F.S. Bishop Simplified (1955)	F.S. Janbu Simplified (1956)	F.S. Spencer (1967)	F.S. Morgenstern-Price (1965)
Falla al pie (F.S.)	1.093	1.1	1.058	1.128	1.124
Falla en el contacto roca-suelo (F.S.)	0.61-1.005	0.627-1.034	0.611-0.984	0.626-1.057	0.626-1.062

Notas: para la falla al pie se utilizó los parámetros de resistencia de roca intacta y matriz intacta del suelo, para las fallas locales, los parámetros de resistencia del suelo (matriz intacta) con cohesión y ángulo de fricción, y por último, la falla en el contacto roca-suelo involucró la resistencia residual ($c=0$).

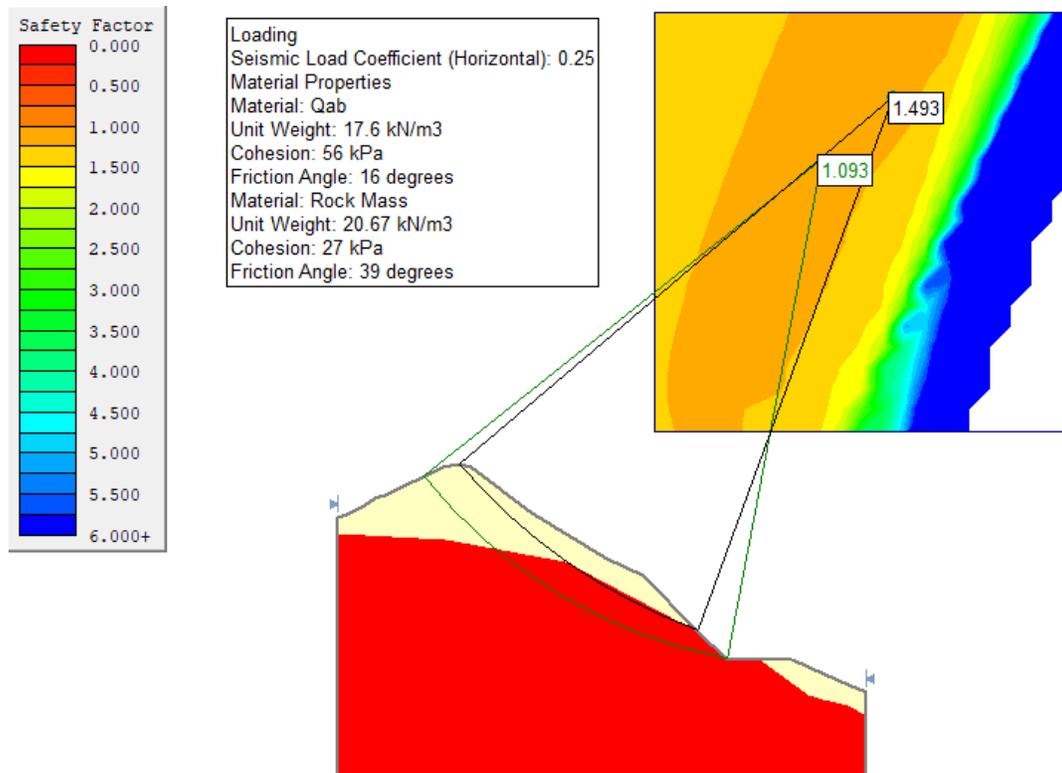


Figura 32. Resultados en el programa SLIDE con el método Fellenius para fallas al pie del talud..

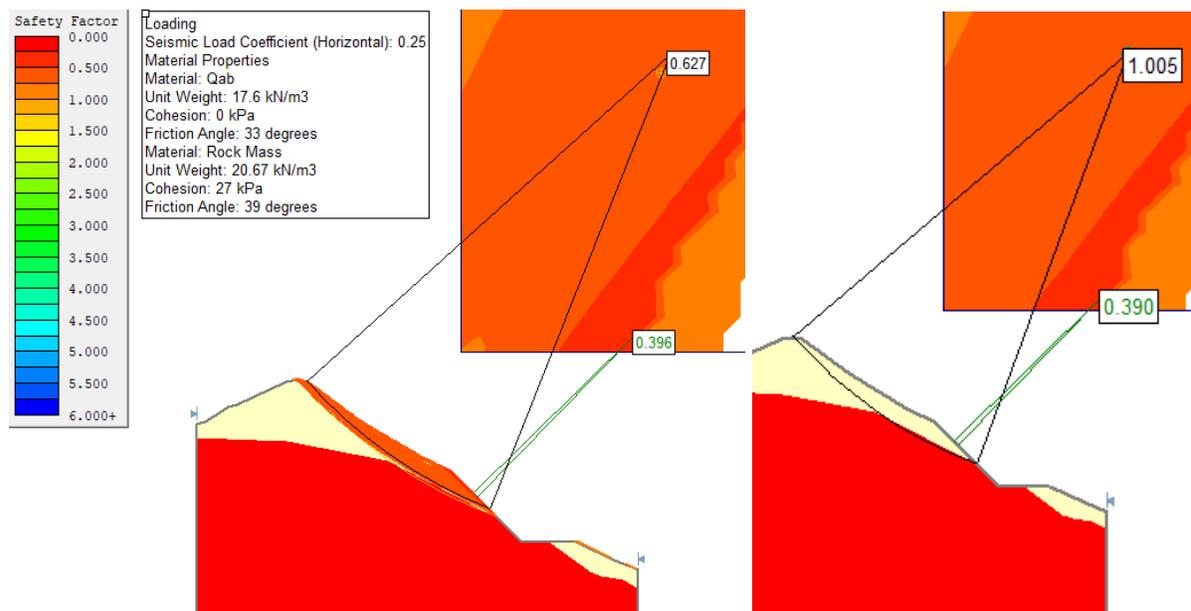


Figura 33. Resultados en el programa SLIDE con el método Fellenius utilizando la resistencia residual para falla en la zona del contacto roca-suelo.

Posteriormente, se hicieron varios análisis variando los parámetros de resistencia residual SIN SISMO para ambos taludes. Los resultados se muestran gráficamente a continuación.

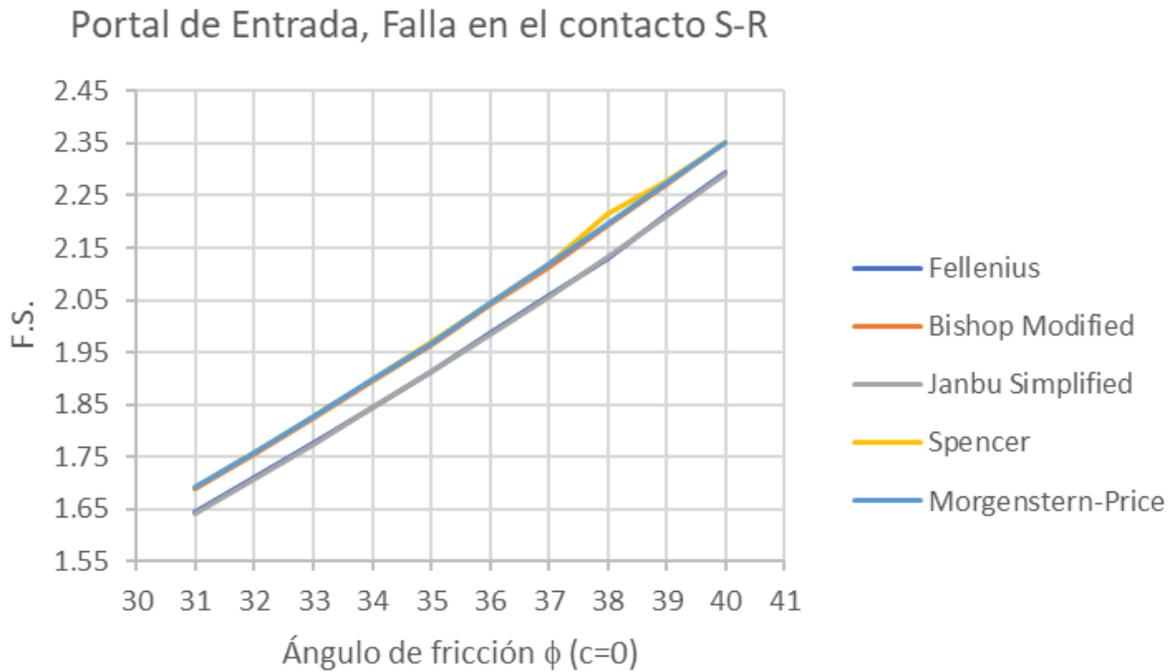


Figura 34. Resultados en SLIDE para diferentes ángulos de fricción para fallas en el contacto roca-suelo SIN SISMO.

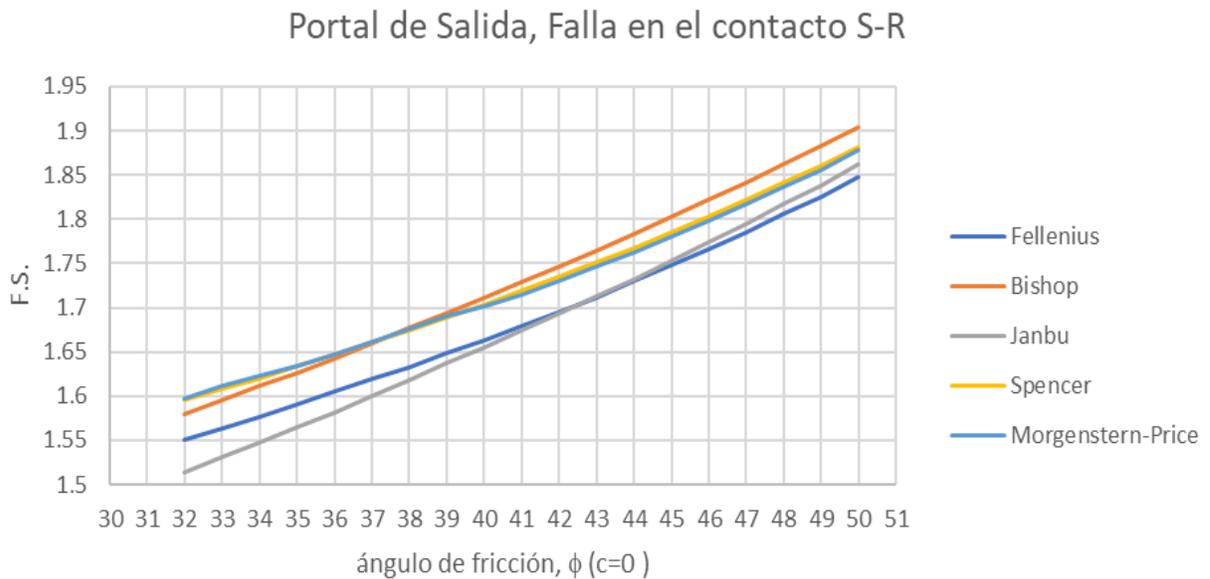


Figura 35. Resultados en SLIDE para diferentes ángulos de fricción para fallas en el contacto roca-suelo SIN SISMO.

De las figuras anteriores, se puede observar que se limitó el ángulo de fricción inferior (ϕ_r) hasta el momento que se presentaron fallas locales con F.S. cercanos a 1. En el portal de entrada este ángulo de fricción sin sismo fue de 32° , mientras que, para el portal de salida fue de 34° . Fue interesante comparar dichos resultados con la correlación empírica que se había realizado en la caracterización de los depósitos recientes en donde la resistencia residual tuvo una diferencia de 1° , es decir, el portal de entrada se había estimado con 31° y para el portal de salida 33° .

En resumen, se concluye que los taludes de ambos portales del túnel serán estables para fallas generales y locales, aún en condiciones de sismo. Además, se debe señalar que fallas en el contacto suelo- roca serán estables con base en la resistencia residual obtenida de la correlación empírica de Stark et. al (2005 y 2013). EXCEPTO, cuando la resistencia residual incluya la condición de sismo, sólo entonces, el talud presentará Factores de Seguridad menores a 1.

Adicionalmente, se recomienda analizar el procedimiento de excavación y mejorar la caracterización con un mayor número de muestras, de ser posible, en un modelo tridimensional con métodos numéricos para una verdadera condición de distribución de esfuerzos que represente las condiciones de avance lo más real posible en la zona de los portales, debido a que se tienen efectos de esfuerzos laterales y de influencia de la topografía.

Características del túnel

El diseño geotécnico del túnel considera una sección compuesta, la cual fue proporcionada por el cliente a nivel de anteproyecto, la cual consiste en un túnel de bóveda circular de ancho y altura de 4.5 m.

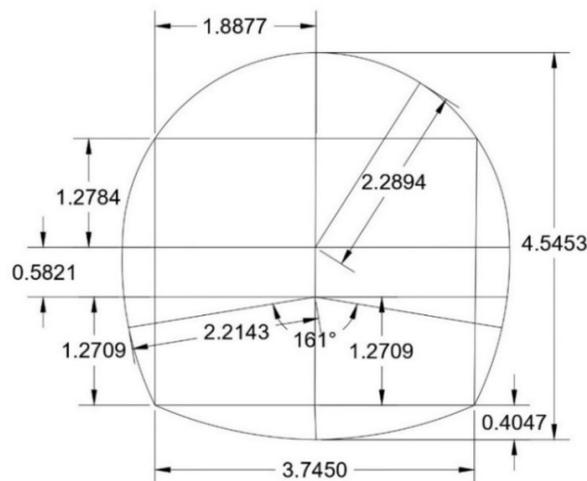


Figura 36. Sección geométrica del túnel. Las unidades están en metros.

El túnel tiene una longitud de 480 m que corresponde al tramo del proyecto entre los kilómetros 1+192.6 a 1+560 km con una dirección al NW12°SE y 1+560 a 1+672.61 km con una dirección al NW39°SE.

El túnel alojará una carga hidráulica máxima de 96 m dentro de la tubería. El portal de entrada y de salida están en las elevaciones de 611.3 y 609.43 msnm respectivamente, las cuales corresponden al nivel de la rasante del trazo del túnel, por lo que el túnel tiene una pendiente descendente de -0.17%.

La cobertura de roca medida desde la clave del túnel tiene como valor mínimo 8 m en la zona de los portales y un máximo de 58 m en el km 1+420, pero en promedio tiene 24 m de cobertura, de los cuales 16 m son roca y el resto son suelos.

Análisis de Estabilidad del túnel

Para los análisis geotécnicos de un diseño geotécnico preliminar de un túnel se debe tener claro el comportamiento esperado del macizo rocoso ante una excavación.

Palmström, en su artículo "Ground behaviour and rock engineering tools for underground excavations" publicado en el 2007, señala que éste comportamiento se debe a tres tipos de mecanismos de falla; uno que lo cause principalmente la gravedad (gravity driver), otro los esfuerzos inducidos, y finalmente, uno influenciado por el efecto del agua.

Por otro lado, Russo (2014) sugiere, para estimar el comportamiento de un macizo rocoso durante la excavación de un túnel, cuantificar la fábrica del macizo rocoso (1) - como bien lo hace las clasificaciones geomecánicas como el RMR y el GSI-, la resistencia y competencia del macizo rocoso (2), la relación del estado de esfuerzos y la resistencia del macizo rocoso (3), la orientación de las discontinuidades respecto al trazo del túnel (4), así como la forma y tamaño de la excavación (5). De tal manera que, el autor propuso una gráfica múltiple llamada GDE capaz de integrar clasificaciones geomecánicas como el RMR y la capacidad del macizo rocoso con la relación del estado de esfuerzos considerando la resistencia del macizo rocoso para determinar el comportamiento del macizo rocoso. Ver siguiente Figura.

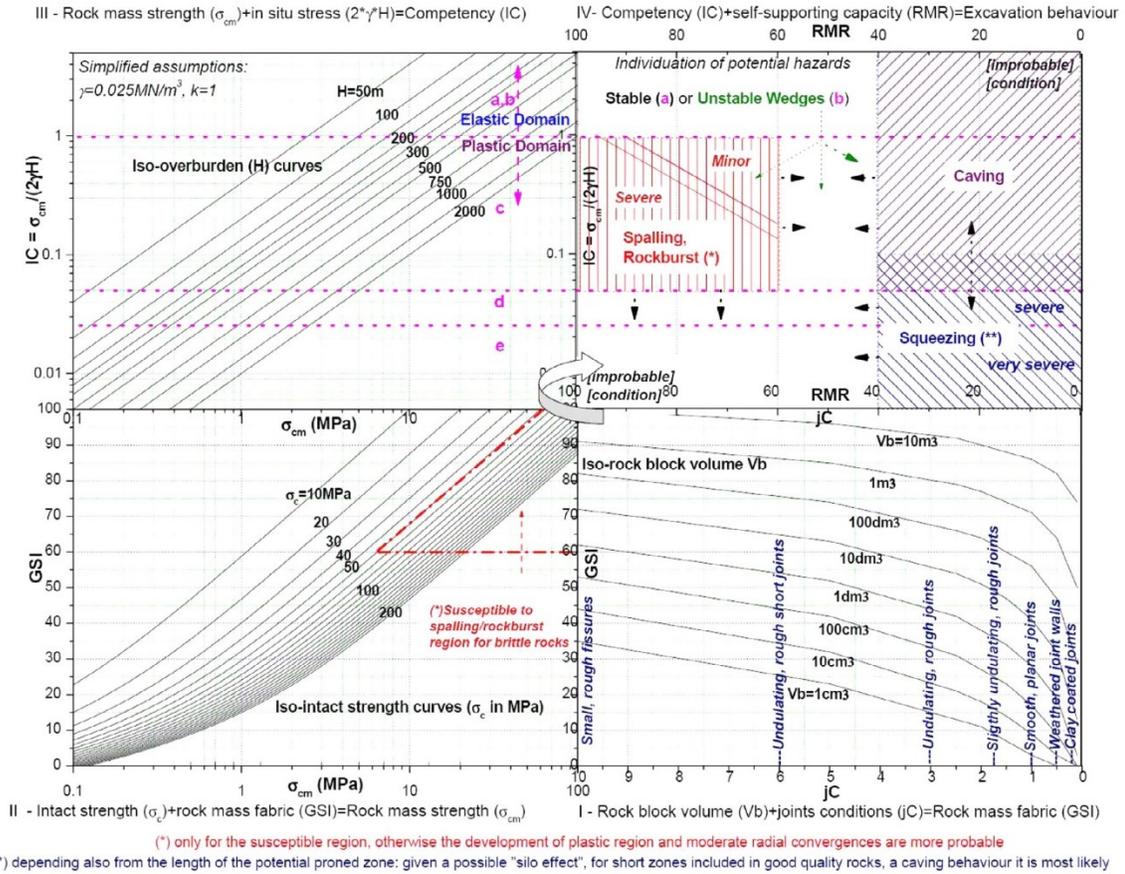


Figura 37. Gráfica múltiple GDE tomada de Russo (2007).

Notas: Rp/Ro= plastic radius/ radius cavity. IC = competency index, el cual es simple definirlo como la relación entre la resistencia del macizo rocoso y el esfuerzo tangencial en la periferia de la excavación.

La intercalación de areniscas con lutitas y conglomerados a lo largo del túnel, el rango de calidades del RMR de 23 a 52, la resistencia del macizo rocoso de 0.05 a 1.35 MPa, un túnel somero excavado bajo el dominio elástico sugiere un mecanismo inestable de bloques o cuñas (wedges). Dicha condición es frecuente en macizos rocosos sujetos a una condición de esfuerzos bajo – como lo es un túnel son menor a 57 m de cobertura pero con zonas en donde la cobertura es apenas dos veces más la dimensión del túnel- y la respuesta del comportamiento del macizo rocoso es dominado por la resistencia al corte de las discontinuidades (Bandis et al. (1997)). No obstante, la cercanía del túnel con la superficie en diferentes zonificaciones geotécnicas sugiere considerar también el “caving”, el cual es el término usado para referirse a una porción de rocas altamente fracturadas que pueden colapsar por gravedad al frente o en el techo del túnel.

A pesar de esto, durante la construcción se debe corroborar que los parámetros geotécnicos definidos, efectivamente correspondan al comportamiento real observado durante la excavación y las observaciones al frente del túnel. En parte, porque la zonificación geotécnica se caracterizó por métodos empíricos asumiendo un macizo rocoso homogéneo e isotrópico, que sin duda es útil para esta fase de prediseño para una estimación inicial para identificar escenarios potencialmente inestables o de riesgo.

Con todo lo anterior, siguiendo las recomendaciones se definieron los siguientes análisis usando una combinación de herramientas para estimar el comportamiento con numéricos, analíticos, probabilísticos y empíricos.

Formación de cuñas en el túnel

De acuerdo con las características estructurales que afectan a las rocas donde será excavado el túnel se considera pertinente evaluar el mecanismo de falla por formación de cuñas o bloques. Con esta metodología se puede anticipar y predecir la influencia estructural de las discontinuidades en las excavaciones subterráneas.

Es importante aclarar que existen variaciones en la dirección e inclinación de las discontinuidades del macizo rocoso y del trazo del túnel. Para fines prácticos se tomó el modelo geotécnico, la geología estructural y dos orientaciones del túnel definidos a continuación como túnel norte y túnel sur.

Con base en las redes estereográficas de las discontinuidades se infirió la formación de 10 bloques o cuñas en la excavación al interior del túnel, de los cuales sólo 8 son potencialmente inestables, debido a que los macizos rocosos presentan un fracturamiento alto (calidades de roca según el RMR de 9 a 40), una separación de discontinuidades mínima de 30 cm, una persistencia y longitud máxima de 15 m y 10 m respectivamente.

En el Plano 2 se muestran los estereogramas, las diferentes secciones transversales y longitudinales geológicas del túnel que representan la forma de los bloques.

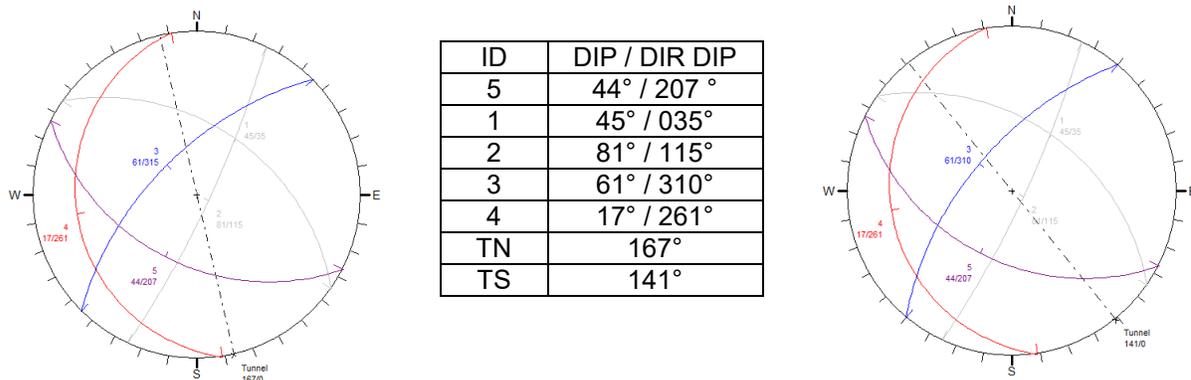


Figura 38. Red Estereográfica de las discontinuidades de la zona de estudio con el trazo del túnel norte (1+193 a 1+540 km) y del túnel sur (1+540 a 1+673 km). Datos de los echados y dirección de los echados de las estructuras analizadas.

Para analizar la combinación de las discontinuidades necesarias para la formación de los bloques o cuñas se recurrió al programa Unwedge de Rocscience, que se basa en la teoría de bloques de Goodman y Shi “Block Theory and Its Application to Rock Engineering” (1985). Éste tipo de análisis es tridimensional y basta con conocer como valores de entrada la separación y persistencia de las discontinuidades, así como su orientación y peso volumétrico para determinar el número de cuñas, el peso y el volumen máximo de los bloques, incluso la ubicación de la cuña en la sección transversal del túnel. Mientras que, para calcular el factor de seguridad, las fuerzas actuantes y resistentes para que los boques deslicen se requiere conocer los parámetros de resistencia de las discontinuidades como la cohesión y el ángulo de fricción.

Finalmente, se revisó el volumen máximo de los bloques, así como el factor de seguridad de las 10 combinaciones posibles con las cinco discontinuidades para las dos orientaciones del túnel (túnel norte y sur), variando el ángulo de fricción (37°, 27° y 14°) con cohesión igual a cero, en condiciones sin agua, sin fuerza sísmica y asumiendo una resistencia a la tensión más baja de la caracterización para una cobertura de roca de 8.5 m, asumiendo un peso volumétrico de 0.0265 MN/m³. Aunque es poco probable que el macizo rocoso tenga una resistencia al corte igual para todos los sistemas de fracturamiento, incluso para la misma litología, se consideró asumir una resistencia para simplificar los análisis en este primer análisis numérico para la condición donde existe menos confinamiento a menor profundidad.

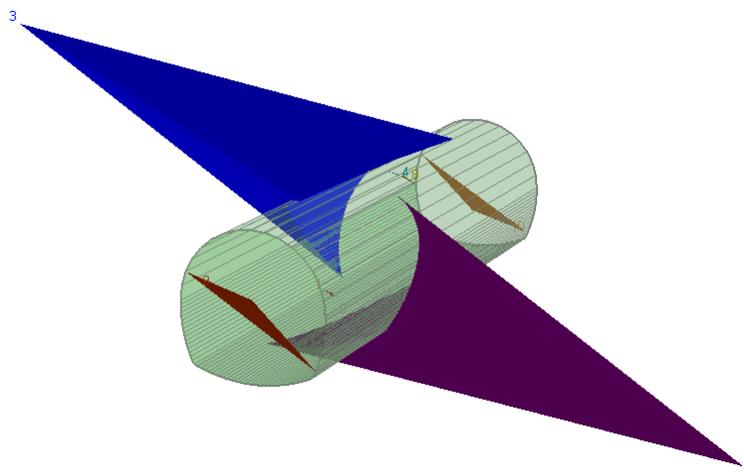


Figura 39. Representación de las cuñas formadas.

Tabla 23. Factores de Seguridad ante el deslizamiento de cuñas para el Túnel Norte.

Combinación de cuña	Volumen de cuña en m3	Factor de Seguridad para $\phi=37^\circ$	Factor de Seguridad para $\phi=27^\circ$	Factor de Seguridad para $\phi=14^\circ$
3,4,E	86.92	5.144	3.449	2.272
1,4,E	59.311	10.45	7.26	4.247
2,4,E	15.943	8.71	5.841	3.848
1,2,3	13.381	estable	estable	estable
2,3,4	6.675	16.511	11.095	6.829
1,2,4	6.563	14.494	9.723	6.319
1,2,E	3.585	8.592	5.766	3.711
1,3,4	2.286	21.448	14.387	9.391
2,3,E	0.584	estable	estable	estable
1,3,E	0.501	23.037	15.452	10.093

Tabla 24. Factores de Seguridad ante el deslizamiento de cuñas el Túnel Sur.

Combinación de cuña	Volumen de cuña en m3	Factor de Seguridad para $\phi=37^\circ$	Factor de Seguridad para $\phi=27^\circ$	Factor de Seguridad para $\phi=14^\circ$
3,4,E	65.4	5.306	3.558	2.34
2,4,E	27.3	6.12	4.104	2.704
1,2,3	14.9	5.129	3.439	2.266
2,3,4	8	16.875	11.349	6.808
1,4,E	7.75	12.068	8.111	4.962
1,3,E	2.27	16.896	11.334	7.38
2,3,E	1.73	11.101	7.448	4.817
1,2,4	1.58	7.465	5	3.298
1,2,E	1.54	18.252	12.244	7.979
1,3,4	0.76	27.387	18.37	12.015

Con base en los resultados se determinó que las cuñas formadas con los parámetros de resistencia de las discontinuidades caracterizadas eran estables, porque tienen Factores de Seguridad mayor a 2.3. Sin embargo, se consideró buscar el sostenimiento necesario para la cuña de mayor dimensión, que corresponde a la combinación de las discontinuidades 3, 4 y E para ambos trazos del túnel (Figura 38), ya que es la condición más crítica y al darle soporte se cubre la posibilidad de deslizamiento de las otras cuñas de menor dimensión.

En caso de que los parámetros de resistencia de las discontinuidades estimados con los métodos empíricos, basados en el criterio Barton-Bandis, tuviesen en realidad menor resistencia, se analizó la estabilidad del bloque máximo para una cohesión igual a cero, un ángulo de fricción igual a 15° , la cual representa la condición crítica de las lutitas en caso de que las anclas se alojaran en dicho material. Este análisis presentó un factor de seguridad igual a 1, por lo que se requiere soportar la peor condición de la formación de cuñas para aumentar su factor de seguridad.

Según el software de Undwedge para un F.S. de 1.5 se necesita un esfuerzo de 0.03 MPa. No obstante, se determinó las especificaciones de anclas de fricción de forma analítica al conocer las fuerzas actuantes y resistentes que proporciona el programa. De esta forma se aumentó la fuerza resistente en 1.36 MN equivalente a 136.49 ton para un factor de seguridad de 1.5.

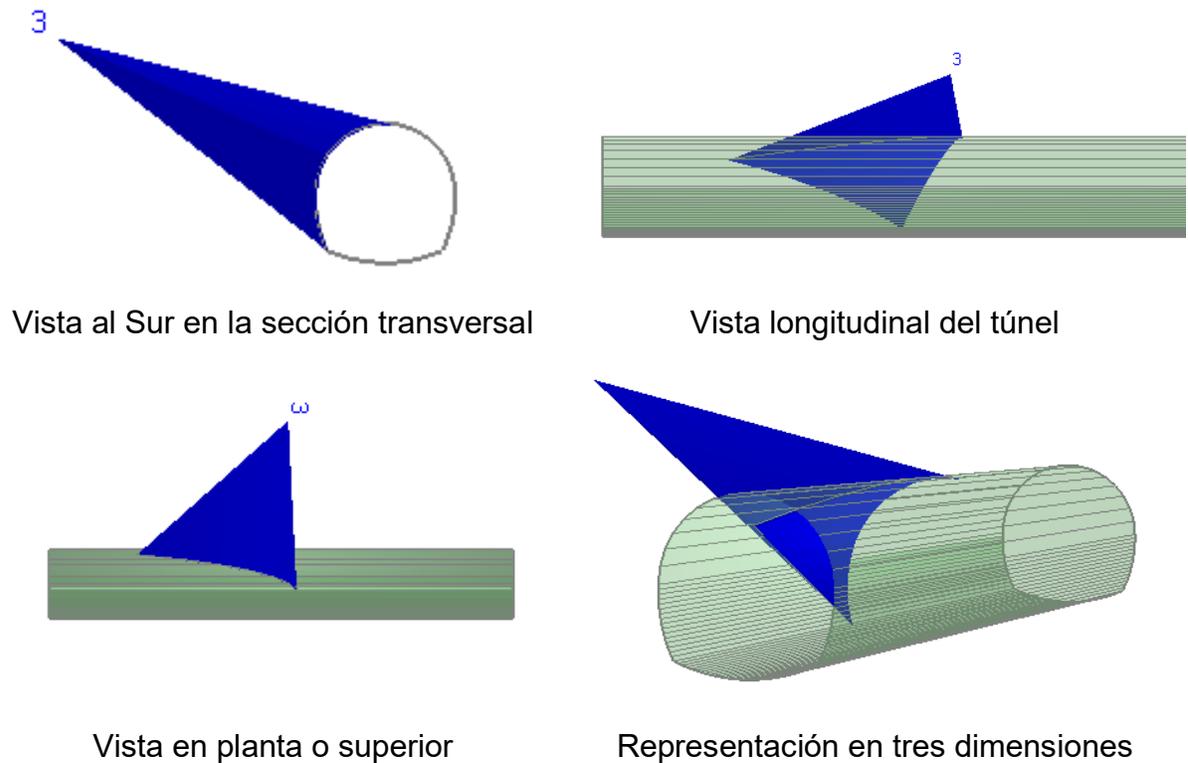


Figura 40. Vistas de frente en dirección al SE, de planta, de perfil y en 3D del máximo volumen de bloque en el túnel con la combinación 3,4,E.

Hoek y Brown (1980) en su libro de excavaciones subterráneas mencionan que la regla general empírica del espaciamiento entre anclas es cuidar que el espaciamiento no sea mayor de tres veces la distancia media de entre las fisuras. Análogamente, Barton (1974), en su clasificación Q, sugiere un sostenimiento de anclas, en donde su longitud mínima se calcula por la ecuación:

$$LB = 2 + 0.5B \quad \text{ó} \quad LB = H / ESR$$

Donde LB es la longitud del anclaje en metros, B la separación de anclaje en metros, H la altura de la excavación en metros y ESR un parámetro llamado *Excavation Support Ratio*, el cual se eligió con un valor igual de 1.6 de acuerdo a la tabla de la clasificación Q.

Tabla 25. Tipo de excavación (ESR) según el sistema Q.

Tipo de excavación		ESR
A	Minas temporales, etc.	3-5
B	Excavaciones verticales como lumbreras: sección circular y rectangular respectivamente.	2.5 , 2
C	Excavaciones permanentes, túneles de agua para proyectos hidroeléctricos (excluyendo presiones altas), túneles de abastecimiento de agua, etc.	1.6
D	Caminos secundarios y túneles ferroviarios, túneles de acceso, túneles de drenaje, etc.	1.3
E	Casas de máquinas, plantas de tratamiento, caminos principales, portales, intersecciones, etc.	1
F	Centrales Nucleoeléctricas subterráneas, estaciones de trenes, espacios públicos y deportivos, etc.	0.8
G	Muy importantes excavaciones y túneles con vidas útiles de 100 años aproximadamente o sin acceso a mantenimiento.	0.5

Tabla 26. Sistema de anclaje sugerido por Barton (1974).

Zonificación geotécnica	Portales	Túnel
Longitud de barras Lb (m) usando ESR	4.7	2.87
Lb para B=1x1	2.5	
Lb para B=1.5X1.5	2.75	

Al mismo tiempo, para determinar el número de anclas y su longitud se revisó que no fallara para tres casos: uno en donde el ancla se rompa (1), estimando así el número de anclas necesarias para un F.S. = 1.5, otra donde pudiera fallar la adherencia mortero-ancla (2) y finalmente que falle la adherencia del mortero con la roca (3), estimando una resistencia al corte de 0.2 MN como valor mínimo representativo de las lutitas. Para dichos cálculos se asumió un anclaje pasivo de varilla de acero corrugada con un $f_y=4200$ kg/cm² utilizando barras de 1 ½ " de diámetro estimando 28.73 tonf de capacidad ($k=0.6$), un mortero de resistencia a la compresión simple de 180 kg/cm² y la resistencia a la compresión simple de la roca, considerando el 10% de la UCS de la roca como la resistencia a la tensión. Los resultados se muestran en la siguiente Tabla.

Tabla 27. Resultado del número de anclas necesarias, así como la longitud de las barras necesarias para las diferentes revisiones de falla.

Para un F.S. 1.5	No. de anclas	Lba (m) (Rev. m-r (U.G. 1))	Lba (m) (Rev. m-r (U.G. 3))	Lba (m) (Rev. m-r (U.G. 4))	Lba (m) (Revisión mortero-ancla, U.G. 2 y 5)
Túnel Norte	5	5 m	1.92 m	12 m	1.33 m
Túnel Sur	4				

*Lba = Longitud de barra

*Rev. m-r = Revisión de adherencia mortero-roca

*F.S. = Factor Seguridad

*U.G. = Unidad Geológica

La longitud de anclas para las U.G. 1, 3 y 4 fue determinada por la revisión mortero- roca, debido a que la resistencia a la compresión de la roca fue menor a la del mortero (180 kg/cm²), por lo que, para las zonas 2 y 5 se eligió la longitud de ancla calculada a partir de la revisión mortero-ancla.

Posteriormente, con las longitudes de anclas calculadas de la Tabla se procedió a determinar los factores de seguridad con el programa de Unwedge, variando el patrón del anclaje (separación) con el objetivo de verificar que tanto afectaba en el factor de seguridad para incrementar la fuerza resistente 136.49 ton o 1.3385 MN, estimando una capacidad por ancla de 28.73 tonf, una capacidad de tensión del anclaje de 0.059 MN (calculado para cinco anclas) y una resistencia al corte de 0.2 MN.

Tabla 28. Resultados de la separación y longitud del anclaje.

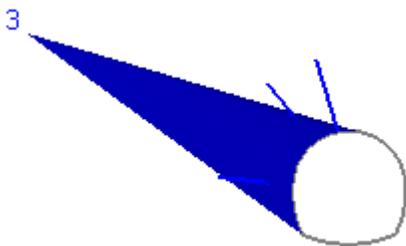
Patrón de anclaje		Lb=5m	Lb=4m	Lb=3m	Lb=2m
1x1 5 anclas	F.S. *	1.336	1.231	1.231	1.231
	F.S. **	1.654	1.57	1.508	1.508
	Metros de varilla	25	20	15	10
1.5x1.5 4 anclas	F.S. *	1.308	1.247	1.182	1.182
	F.S. **	1.524	1.463	1.398	1.398
	Metros de varilla	20	16	12	8
2x2 3 anclas	F.S. *	1.149	1.045	1.105	1.105
	F.S. **	1.252	1.045	1.105	1.05
	Metros de varilla	15	12	9	6

* sin considerar resistencia al corte del anclaje.

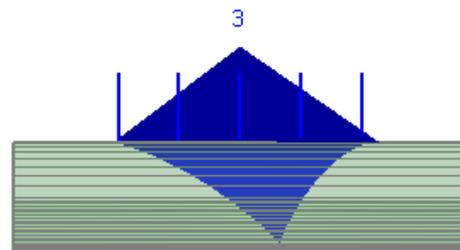
** considerando la resistencia al corte de 0.2 MN

El F.S. sin soporte fue de 1 para parámetros de resistencia $c=0$ y $\phi=15^\circ$, que finalmente para obtener un F.S. cercano a 1.5, se determinó que el patrón más adecuado era 1 metro y una longitud de 3 m sin necesitar concreto lanzado.

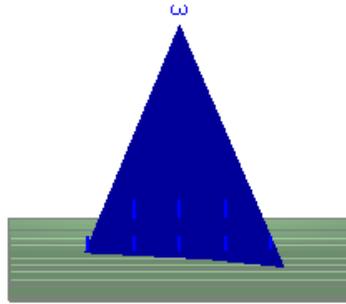
Nótese en la tabla anterior que también la separación de 1.5 m con una longitud de 4 m pudiera ser funcional, pero, ya que al aumentar la separación a 1.5 o 2 m requiere longitudes de hasta 5 metros o 4 m, y generalmente, las anclas se venden en barras de 3 m, entonces la recomendación final es que la separación sea de 1 m, requiriendo al menos 5 anclas para estabilizar el bloque, y una longitud de varilla de 3 m.



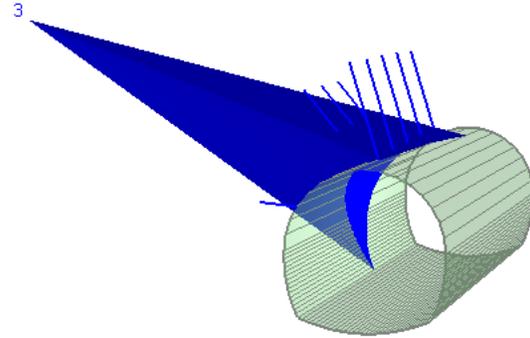
Vista al Sur en la sección transversal



Vista longitudinal del túnel



Vista en planta o superior



Representación en tres dimensiones

Figura 41. Vistas de frente en dirección al SE, de planta, de perfil y en 3D del soporte óptimo en el túnel para la combinación 3,4,E.

Es importante recalcar que este análisis no considera el estado de esfuerzos ni las propiedades del macizo rocoso que pudieran intervenir en los elementos estudiados en la teoría de bloques como la deformación elasto-plástica, el desmoronamiento de rocas y la falla al frente de la excavación. Así como, para rocas anisotrópicas donde domina la estratificación, se sugiere evaluar a estabilidad de los bloques en forma de losas.

Determinación de los esfuerzos actuantes en el entorno de la excavación

Existen varias teorías para determinar los esfuerzos actuantes en el entorno de una excavación. Particularmente, por las condiciones topográficas del trazo del túnel y las calidades de roca se pueden considerar tanto la teoría de presiones por aflojamiento, que toma en cuenta el efecto de la profundidad, y la que no la considera, como las presiones activas de terreno (proceso de redistribución).

El éxito o fracaso de la teoría elegida para el modelo matemático que se intenta representar del modelo geológico geotécnico dependerá principalmente de las propiedades mecánicas del macizo rocoso y de los esfuerzos *in situ* del túnel.

De acuerdo al Manual de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad, las calidades de rocas del modelo geotécnico del túnel sugieren un comportamiento de desmoronamiento de rocas para la zona de los portales y de baja cobertura de roca en el túnel (entiéndase como un espesor menor a dos veces el diámetro del túnel), mientras que, para los tramos del túnel alejado de las zonas de los portales para coberturas mayores de roca se estima un comportamiento elasto-plástico.

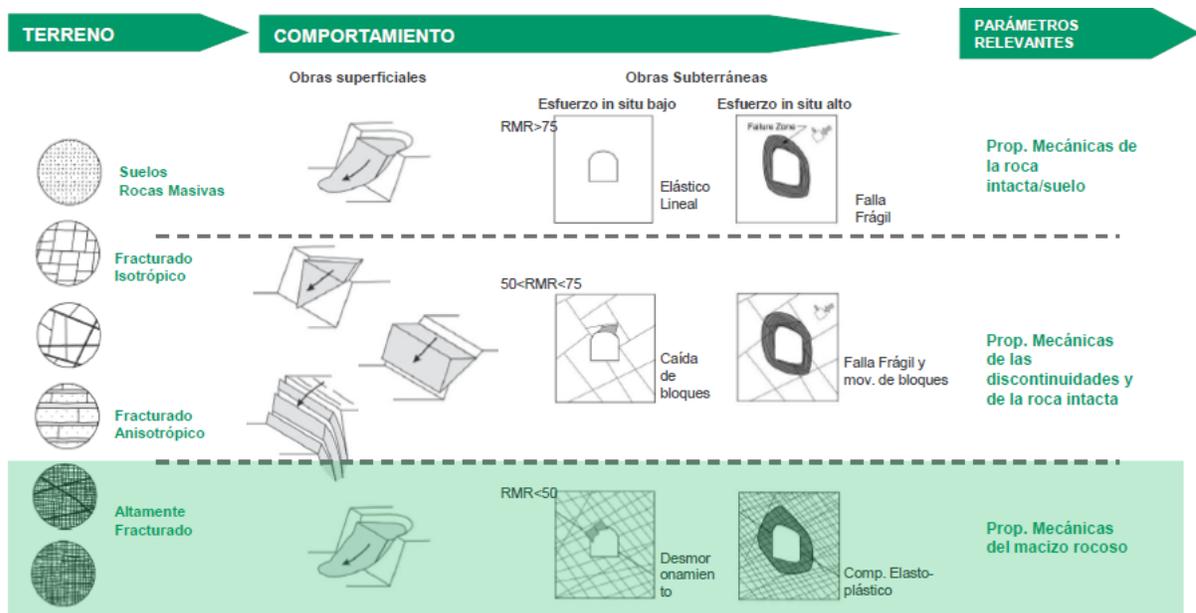


Figura 42. Tomada del Manual de Diseño de Obras Civiles de CFE. Sección B: Geotecnia.

Desmoronamiento de rocas durante la excavación

En túneles someros, un macizo rocoso de baja resistencia muy fracturado presenta el fenómeno de desmoronamiento de rocas, conocido en inglés como “caving”, el cual es un problema grave que puede surgir durante la construcción del túnel, ya que puede presentarse el colapso del frente de excavación cuyo patrón de falla puede migrar hasta la superficie, por lo que, previo a presentar un análisis del diseño geotécnico, se debe conocer la carga sobre ademe y determinar la influencia de la cercanía del túnel a la superficie.

Carga sobre adema

El diseño geotécnico de un túnel somero debe considerar el peso de la roca fracturada en túneles someros, donde las deformaciones inducidas por esfuerzos pueden ser insignificantes comparadas con el aflojamiento de los bloques de rocas sobre el revestimiento del túnel. Por esta razón, no queda más que diseñar el sistema de ademado para resistir este peso.

La carga sobre ademe es la presión máxima estimada sobre el techo de un túnel somero, el cual se refiere a la carga de un volumen de terreno que entra en descompresión a la hora de excavar. El criterio de Terzaghi delimita una carga de roca en pies (ft) a partir del estado de la roca. Por otra parte, para precisar la presión máxima se utiliza una ecuación que considera el peso volumétrico, la relación del esfuerzo horizontal y vertical, la zona de aflojamiento, el ancho del túnel B y los parámetros de resistencia del material. Este criterio fue el utilizado para estimar el peso muerto de la roca suelta sobre el túnel.

En este caso, según Terzaghi, los materiales de este proyecto corresponden al estado de roca 4 y 5, de manera que la carga de roca H en pies es igual a $0.25 \text{ a } 1.1 \text{ por } [15\text{ft (B)} + 15\text{ft (Ht)}]$, esto es 7.5 ft a 33 ft (2.28 m a 10.05 m).

Tabla 29. Teoría de Terzaghi.

Estado de la roca	Carga de roca H_p en pies	Observaciones
1. Dura y masiva	cero	Sólo se necesitará refuerzo escaso si hay desprendido o chasquido
2. Dura pero estratificada o esquistosa**	0 a 0.5B	Refuerzo escaso más que nada como protección contra desprendimientos.
3. Masiva, ligeramente fisurada	0 a .0.25 B	La carga puede cambiar en forma errática de un punto a otro.
4. Medianamente fracturada en bloques algo abiertos	0.25B a 0.35 (B+Ht)	No hay presión lateral
5. Muy fracturada en bloques y las fracturas abiertas	(0.35 a 1.1)(B+Ht)	Poca o ninguna presión lateral
6. Totalmente triturada pero químicamente inalterada	1.1(B+Ht)	Presiones laterales considerables. Los efectos de las infiltraciones hacia el piso del túnel requieren apoyo continuo para las partes bajas de los marcos o bien marcos circulares.
7. Roca comprimida, profundidad moderada.	(1.1 a 2.2)(B+Ht)	Considerable presión lateral. Se requiere plantilla apuntalada. Es preferible usar marcos circulares.
8. Roca comprimida a gran profundidad	(2.1 a 4.5)(B+Ht)	
9. Roca expansiva	Hasta 250 pies independientemente del valor (B+Ht)	Marcos circulares indispensables. En casos extremos, úsese refuerzo elástico.

Notas del criterio:

*La Carga de roca H_p está en pies sobre el techo del túnel con ancho B (en pies) y altura Ht (en pies) a una profundidad superior de más de $1.5(B+Ht)$. Adicionalmente, se supone que el techo del túnel se encuentra abajo del nivel freático. Si se localiza permanentemente arriba del nivel freático, los valores que se indican en 4 a 6 podrán disminuirse en 50 por ciento.

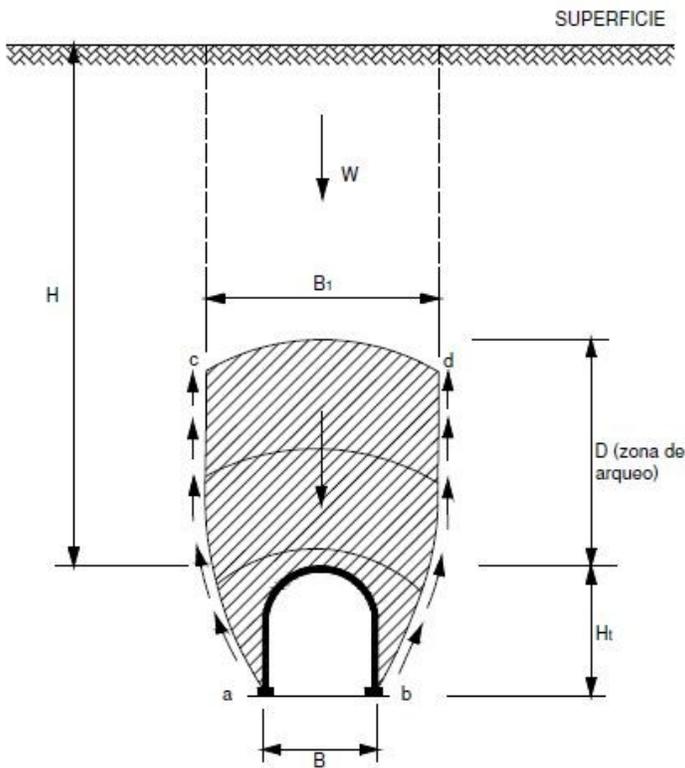
**Algunas de las formaciones rocosas más comunes contienen capas de lutita. Cuando no está meteorizada, la lutita verdadera no está peor que otras rocas estratificadas. Sin embargo, la palabra pizarra se aplica muchas veces a sedimentos arcillosos muy compactos que todavía no adquieren las propiedades de la roca. Esta mal llamada lutita puede comportarse en un túnel como una roca comprimida y aun expansiva.

***Si una formación consiste en una secuencia de capas horizontales de arenisca o caliza y de lutita inmadura, la excavación del túnel se complica muchas veces con una compresión progresiva de la roca en ambos lados del túnel, provocando un movimiento descendente del techo, Además, una baja resistencia al deslizamiento en los límites entre la lutita y la roca, probablemente reducirá mucho la capacidad de apuntalar que tiene la roca encima del techo. Por lo tanto, en esta clase de formaciones, la presión sobre el techo puede ser tan grande como una formación muy fracturada en bloques.

En cuanto a la presión ejercida por esta carga de roca, Terzaghi propuso la siguiente ecuación para materiales friccionantes para determinar la carga máxima:

$$\sigma_v = \frac{\gamma B_1}{k \tan \phi} \left(1 - e^{-k \tan \phi \left(\frac{z}{B} \right)} \right)$$

$$B_1 = B + 2 H_t \tan \left(45 - \frac{\phi}{2} \right)$$



B1 semiancho de la zona de aflojamiento potencial en la clave del túnel.

B y Ht ancho y alto del túnel respectivamente

ϕ ángulo de fricción del suelo

σ_v esfuerzo vertical estimado en la clave en MN/m²

γ peso volumétrico del material en MN/m³

k relación de presión horizontal y vertical en los límites de la zona de aflojamiento

z la profundidad a la que se quiere conocer la presión.

Figura 43. Arqueo sobre un túnel, Terzaghi (1945).

Tabla 30. Cargas sobre ademe en MN/m².

Profundidad z (m)	Unidad Geológica				
	1	2	3	4	5
8.5	0.1	0.1	0.1	0.5	0.1
13	0.2	0.1	0.2	0.6	0.1
25	0.2	0.2	0.2	0.7	0.1
33	0.2	0.2	0.2	0.7	0.2
57.0	0.2	0.2	0.2	0.8	0.2

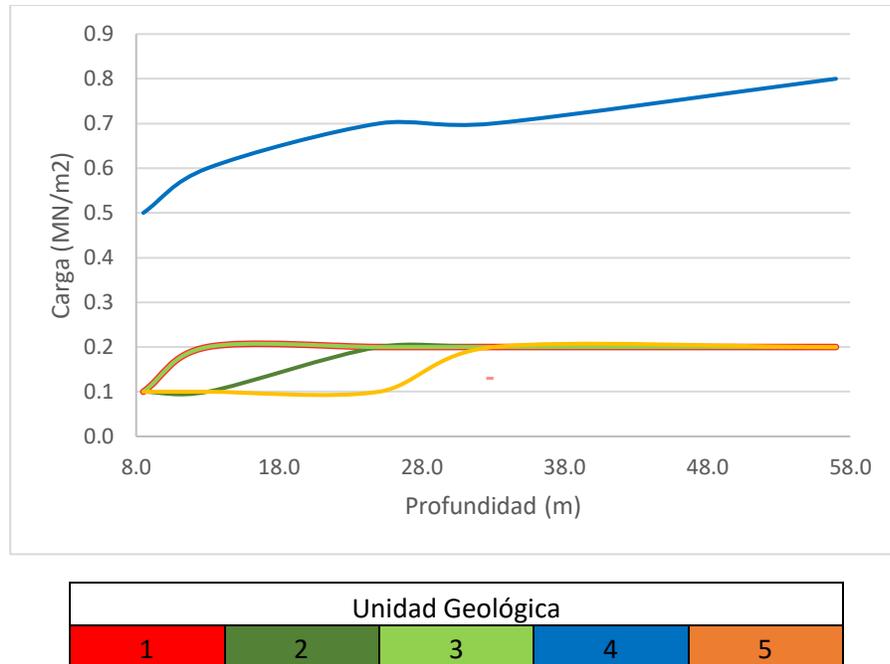


Figura 44. Carga máxima estimada según Terzaghi.

Además de obtener los resultados de la carga máxima para las diferentes profundidades según la zonificación geotécnica con el criterio de Terzaghi, se observa en la gráfica anterior, cómo los esfuerzos verticales alcanzan un límite por el efecto de la profundidad, a excepción de la zona 4, de donde es posible reconocer las cargas máximas y la profundidad a la que se mantienen constantes. Aunque el concepto de carga sobre ademe ya está en desuso, puede ser aplicado para un prediseño de un túnel e incluso para un diseño ejecutivo, si se le correlaciona con otros métodos, como en este caso se hizo con un programa de elementos finitos que utiliza métodos numéricos.

Comportamiento elasto-plástico con métodos numéricos

En un análisis del comportamiento elasto-plástico, lo primero que se recomienda es hacer uso de la teoría distribución de esfuerzos para conocer la distribución y concentración de los esfuerzos inducidos que depende de la geometría de la excavación, del estado de esfuerzos *in situ*, de los parámetros de resistencia y módulo de deformabilidad del macizo rocoso, entre otros.

Comúnmente para los análisis tenso-deformacionales se recurre a métodos numéricos que constituyen simplificaciones bidimensionales o deformaciones planas porque son muchos más rápidos, y consecuentemente, más económicos que los análisis tridimensionales, debido al costo para el cliente, que no siempre es rentable de acuerdo para un prediseño, y del tiempo de cómputo y de mayor complejidad para el diseñador. A pesar de esto, un modelo en 3D representa un panorama completo del problema geotécnico al excavar porque se recrea un estado de esfuerzos realista del frente de la excavación con forme se va excavando. Sin embargo, para un prediseño geotécnico, un modelo en 2D representa el problema fundamental del comportamiento elasto-plástico para las diferentes secciones transversales analizadas. La esencia de ambos modelos es la representación de la redistribución tridimensional de los esfuerzos, en particular del efecto de arco longitudinal, mediante una serie de cálculos bidimensionales sucesivos.

Sin embargo, los análisis de esfuerzo-deformación se limitaron a la zona lejos de los portales, ya que estos requieren un diseño de detalle utilizado métodos numéricos en tres dimensiones y su diseño de detalle en estas zonas del túnel no son objeto de esta tesina. No obstante, este trabajo define si el diseño de los portales requiere de soportes distintos e incluso de un modelo en tres dimensiones que represente las condiciones más reales para su evaluación.

De hecho, los métodos numéricos consisten en discretizar el terreno que alojará el túnel mediante el uso de elementos finitos, diferencias finitas y/o elementos discretos. Con estos métodos se puede determinar de manera detallada los esfuerzos y deformaciones en el terreno debido a la excavación y con ellos se puede determinar los esfuerzos actuantes.

La decisión de aplicar un medio continuo en los métodos numéricos para este prediseño, es consecuencia del tipo del comportamiento del terreno que se espera en el proyecto, del grado de fracturamiento y del tamaño de bloque. No obstante, a pesar de que se encuentra muy fracturado, existe la incertidumbre por la escasa exploración y una mala recuperación en los barrenos donde se pudiera ignorar un escenario más anisotrópico como la estratificación con intercalaciones de otras rocas deleznable, las cuales influirán en el comportamiento del macizo rocoso como un medio continuo-discontinuo, es decir, considerar ambos comportamientos, continuo, además de la posibilidad de formar bloques. Pero esta consideración debe hacerse posterior a las recomendaciones y conclusiones de este prediseño para un diseño ejecutivo.

Lo que sí es válido para el prediseño del túnel es analizar una secuencia constructiva en la que, por un lado, se excava y por el otro se soporta; excavación y sostenimiento siempre irán de la mano, de forma que, en la modelización del proceso de este análisis elasto-plástico, se procuró apegarse a la realidad de los métodos convencionales.

En resumidas cuentas, se utilizó el programa RS2, el cual es un programa de métodos numéricos que se basa en los Elementos Finitos para llevar a cabo varias simulaciones del procedimiento constructivo del túnel en el tramo lejos de los portales. Para lograr esto, se asumió un material homogéneo, isotrópico, elástico lineal, una deformación plana, el modelo geotécnico previamente caracterizado y la geometría del túnel del cliente.

Una vez construido el modelo geotécnico con el estado inicial de esfuerzos, asumiendo una k igual a uno, se procedió a discretizar el modelo numérico con un mallado, el cual se basó en 300 nodos, empleando elementos de forma triangular (6 noded triangles), un factor de gradación de 0.1 y un modelo de deformación plana. Se impusieron las condiciones de frontera, restringiendo los desplazamientos en X en las fronteras laterales y los desplazamientos en la dirección Y en la frontera inferior. Posteriormente se definieron las etapas de excavación que simulan de forma más realista el procedimiento constructivo. La primera etapa se refiere al estado de esfuerzos sin la excavación y la segunda etapa a la excavación para una sección completa. Se decidió, una sección completa por las dimensiones del túnel que no exceden los 4.5 metros de diámetro y por los resultados observados en este análisis.

Analizar las secciones transversales en el programa de RS2 tiene como objetivo observar lo siguiente:

1. La distribución de esfuerzos para conocer la concentración de esfuerzos y las magnitudes de σ_1 y σ_3 .
2. Los desplazamientos totales, verticales y horizontales en metros con la excavación del túnel dependiendo del módulo de deformabilidad (Young) de la zonificación geotécnica.

De tal manera que, el programa permite visualizar cuantitativamente la forma de la deformación del túnel para diferentes etapas de excavación, observando en cada zonificación del túnel el comportamiento del macizo rocoso hasta encontrar el procedimiento constructivo que brinde la mayor estabilidad y de esa manera se optimiza el proceso. Entonces, durante este análisis se concluyó una sección completa.

No obstante, existen diferentes variaciones sobre el avance, número de etapas, tamaños y secciones de la excavación. Sin embargo, este diseño geotécnico pretende verificar de forma más realista que el procedimiento constructivo no ocasione problemas serios en el túnel sin soporte.

3. El Strength Factor (S.F.) o Factor de Resistencia, el cual se refiere cuantitativamente a la relación entre la resistencia de falla del macizo rocoso (comportamiento plástico) y el esfuerzo inducido de acuerdo al criterio Hoek y Brown. Es decir, cuando el S.F. es menor a uno, los esfuerzos inducidos son más grandes que la resistencia del macizo rocoso y entonces ese macizo rocoso estaría bajo un comportamiento plástico cercano a la falla en la sección analizada del túnel.

4. La máxima deformación al corte o Maximun Shear Strain brinda la máxima deformación de la zona de túnel como la suma de las deformaciones en sus dos componentes X y Y, denotado como ϵ_{xy} , comúnmente llamado en inglés como "engineering shear strain", ya que shear strain es el promedio de las deformaciones en X y Y, y el RS2 presenta la "engineering" que es la suma total.

5. El SSR o Reducción de Resistencia al corte consiste en reducir los parámetros de resistencia del macizo rocoso cuando el análisis de esfuerzo de elementos finitos es ejecutado. Durante este proceso se utilizan diferentes factores de reducción (Strength Reduction Factor) hasta que el modelo no converge y así se determina el SRF.

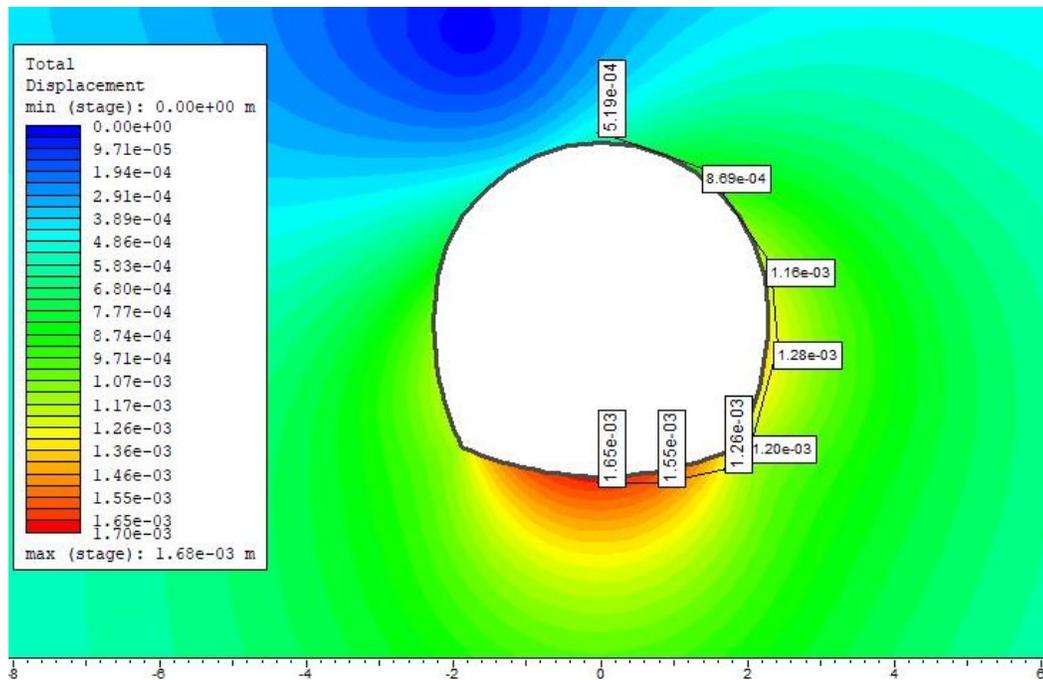
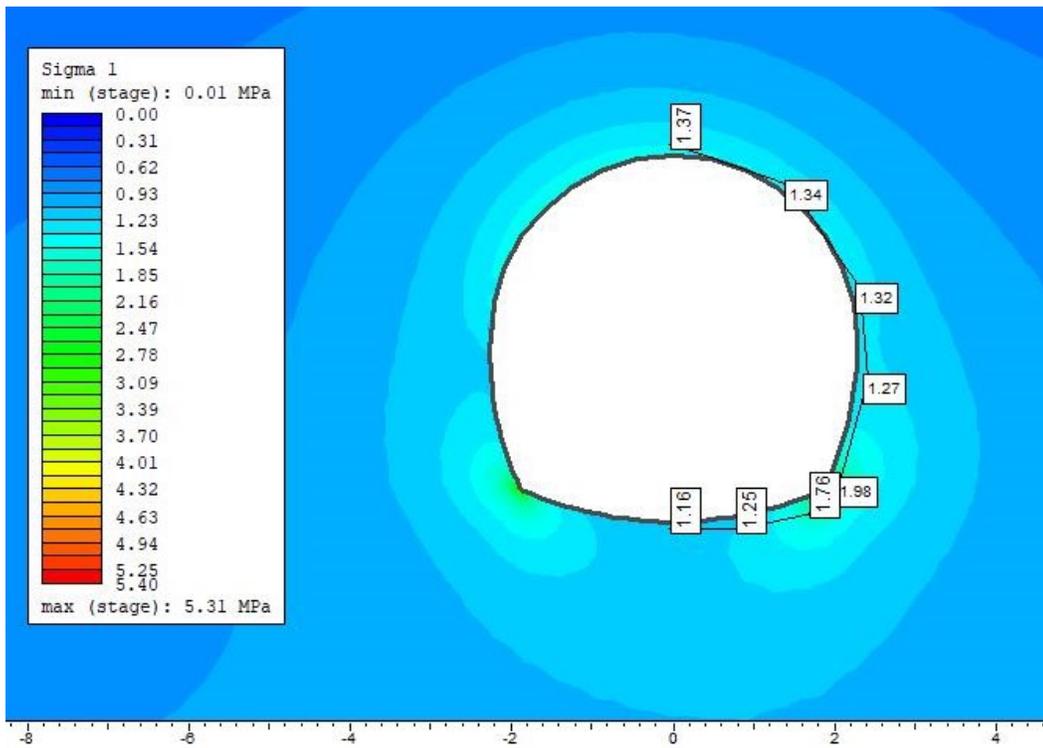
Finalmente, se analizaron 3 secciones transversales del trazo del túnel, las cuales tienen coberturas de roca mayores a 2 veces el diámetro del túnel que representan las condiciones geotécnicas promedio del túnel (cadenamientos 1+290, 1+420 y 1+620 km).

A continuación, se presentan algunas figuras del análisis realizado y algunos comentarios que representan las condiciones geotécnicas A, B y C. No obstante, para mayor detalle se puede ver el Anexo RS2.

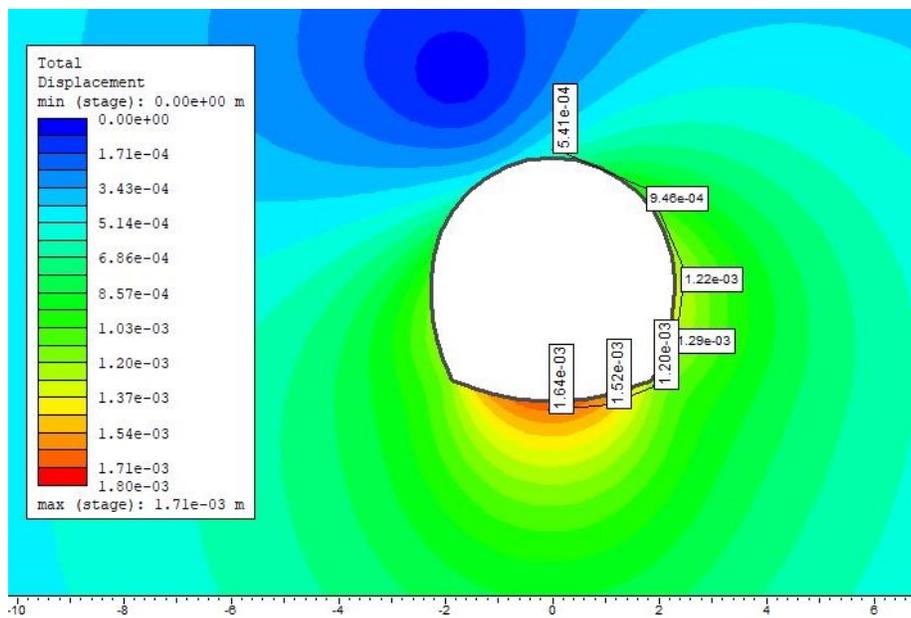
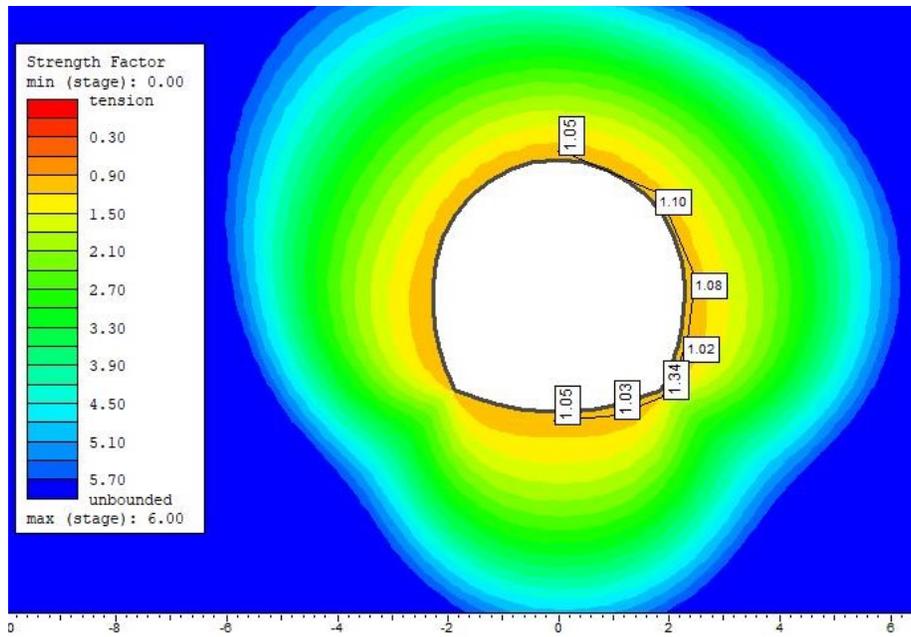
Condición Geotécnica A

Sección del túnel	Zona	Cobertura de roca	Peso Vol. (MN/m ³)	Módulo de deformabilidad	Parámetros de resistencia del Criterio Hoek y Brown			Relación de Poisson
1+620 km	VII	33.8 m	$\gamma=0.025$	E=2129 MPa	mb=1.18779	s=0.00058	a=0.51826	v=0.27

Comportamiento Elástico



Comportamiento Plástico

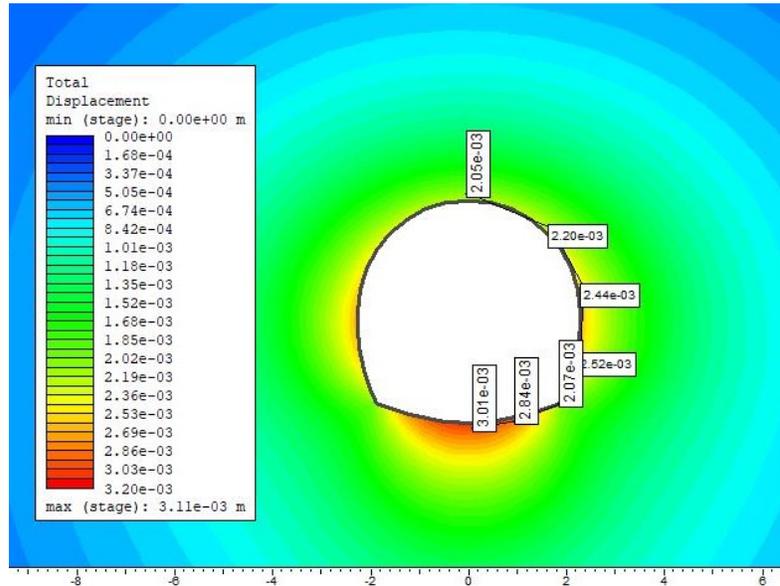
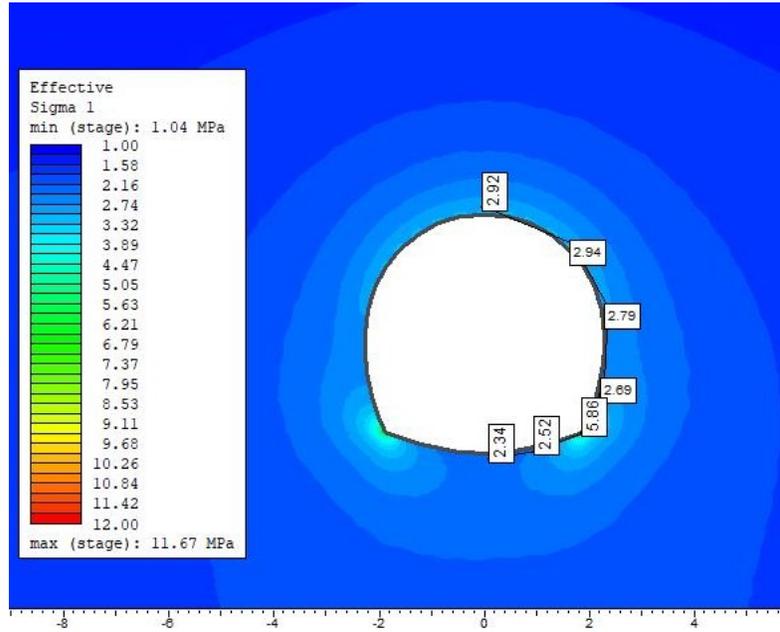


Nótese que para la condición geotécnica A, el radio plástico que genera la excavación de 4.6 m del túnel es menor a 1 m, los valores de Strength Factor, que indican la relación del esfuerzo inducido entre la resistencia del macizo rocoso para el comportamiento plástico, presentan relaciones superiores a 1 y respecto a la deformación, se estima una deformación máxima de 1.8 mm en el piso del túnel.

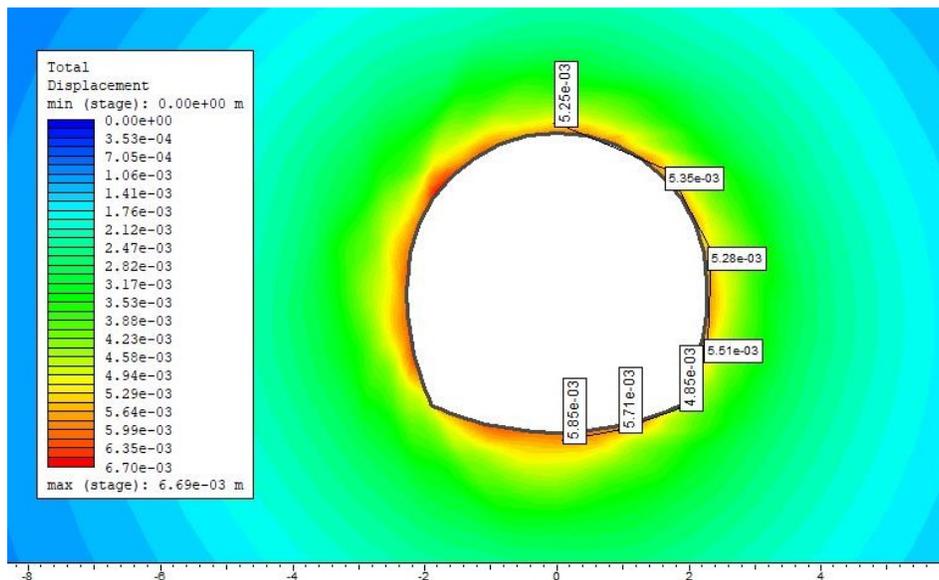
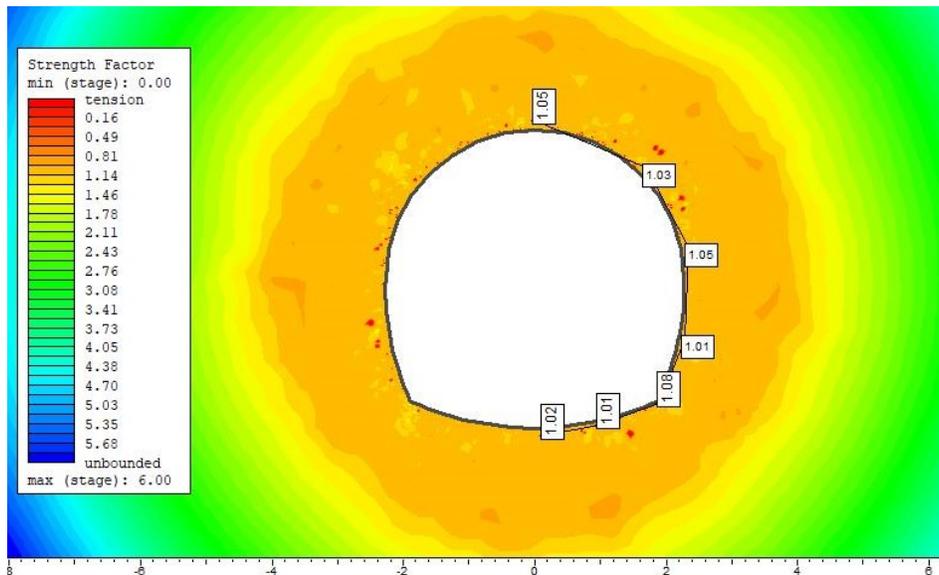
Condición Geotécnica B

Sección del túnel	Zona	Cobertura de roca	Peso Vol. (MN/m ³)	Módulo de deformabilidad	Parámetros de resistencia del Criterio Hoek y Brown			Relación de Poisson
1+420 km	IV	57 m	$\gamma=0.026$	E=1833 MPa	mb=1.63807	s=0.00159	a=0.50992	$\nu=0.26$

Comportamiento Elástico



Comportamiento Plástico

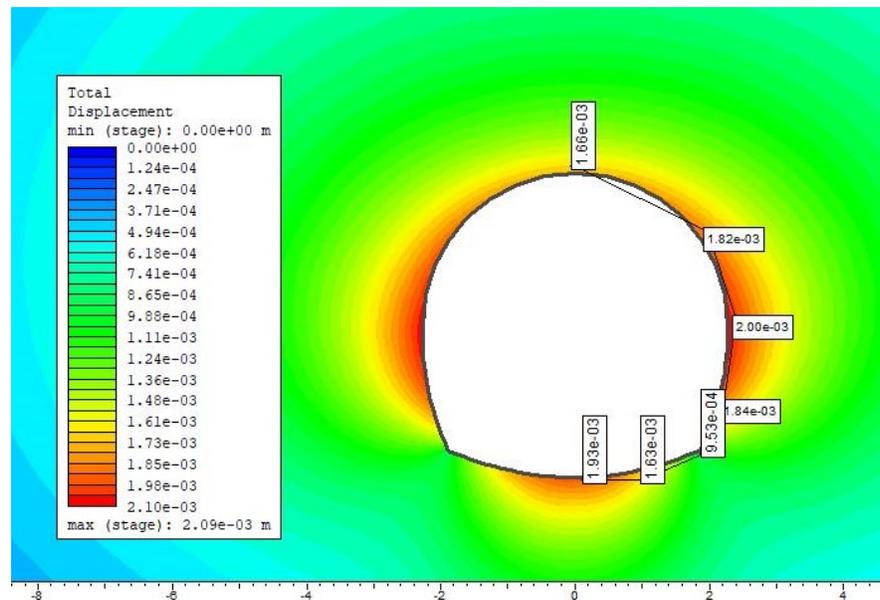
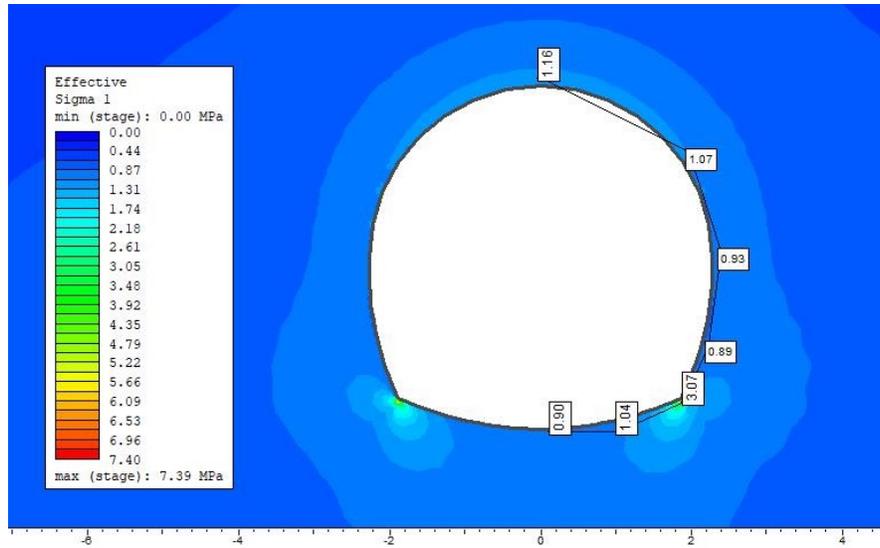


Nótese que para la condición geotécnica B, el radio plástico que genera la excavación de 4.6 m del túnel alcanza los dos metros y los valores de Strength Factor, que indican la relación del esfuerzo inducido entre la resistencia del macizo rocoso para el comportamiento plástico, son cercanos a 1 y su deformación máxima es de 6.7 mm en la periferia del túnel.

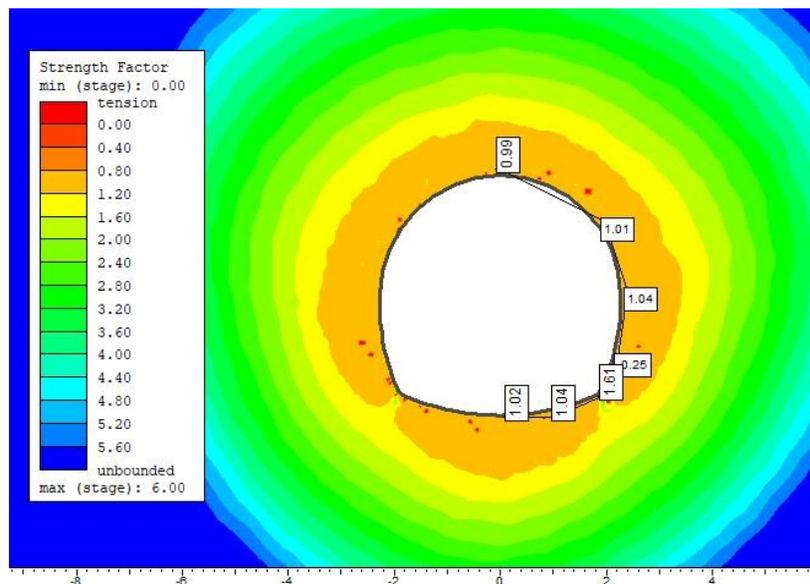
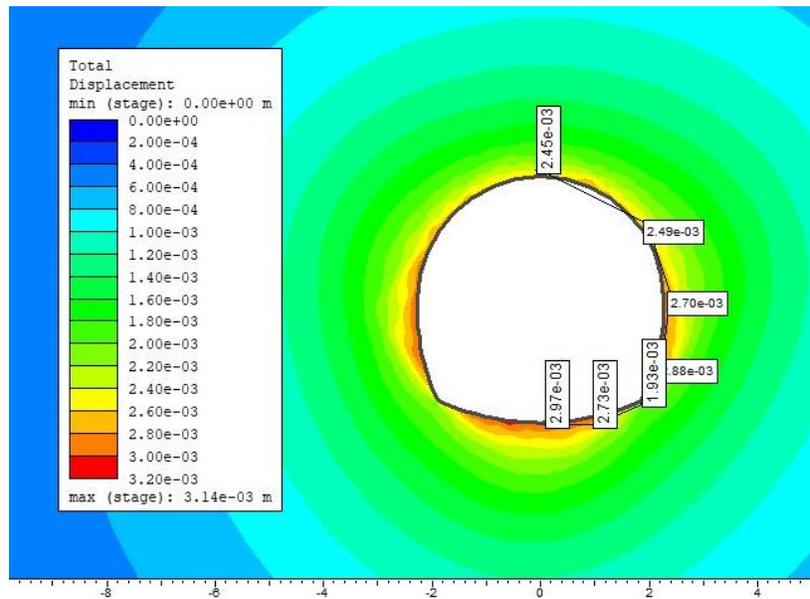
Condición Geotécnica C

Sección del túnel	Zona	Cobertura de roca	Peso Vol. (MN/m ³)	Módulo de deformabilidad	Parámetros de resistencia del Criterio Hoek y Brown			Relación de Poisson
					mb=1.27916	s=0.00058	a=0.51826	
1+290 km	II	38 m	$\gamma=0.02067$	E=965 MPa				$\nu=0.27$

Comportamiento Elástico



Comportamiento Plástico



Nótese el radio plástico que genera la excavación de 4.6 m del túnel y los valores de Strength Factor, que indican la relación del esfuerzo inducido entre la resistencia del macizo rocoso para el comportamiento plástico, presentan algunos valores menores a 1, por lo que se sugiere un sistema de soporte para la condición geotécnica C. Adicionalmente, se estiman una deformación máxima de 3.2 mm en la periferia del túnel.

Observaciones generales:

Se observó que reducir el área de la excavación realmente no presentaba mucha diferencia en la acumulación de esfuerzos, sino por el contrario para el procedimiento constructivo es preferible tener mayor área para la colocación del soporte. Por ejemplo, para la condición geotécnica C será necesario colocar marcos metálicos y concreto lanzado, por eso, para optimizar el procedimiento constructivo es preferible tener la sección completa.

El método de la descarga consistió en una “simulación” del proceso de excavación. En una primera etapa se calcula el estado inicial de esfuerzos utilizando el coeficiente k , el cual fue igual a 1 (en esta fase no se realiza ningún cálculo tenso-deformacional); posteriormente, se remueve la sección de la excavación; entonces, los esfuerzos iniciales se redistribuirán hasta encontrar un nuevo estado de equilibrio con su correspondiente generación de estados deformacionales. Una limitación de este método es que, dependiendo de las propiedades resistentes de los materiales, pueden generarse estados de rotura durante el proceso de redistribución de la etapa 2, especialmente en zonas de esquinas o donde el terreno real sea especialmente débil. Una forma de analizar este efecto es realizar la descarga en múltiples etapas e ir removiendo desplazamientos.

Avances longitudinales de la excavación del túnel

El avance del túnel se caracteriza por una pronunciada redistribución de esfuerzos que puede interpretarse como un efecto de arqueado en el techo del túnel. Dicho efecto, así como la propagación del asentamiento de la clave a lo largo del eje del túnel, sólo puede ser analizado correctamente con un modelo tridimensional. Sin embargo, este modelado suele ser mucho más complejo y no siempre es rentable para el cliente de acuerdo al costo del proyecto o los estudios que se están realizando en esta fase del proyecto. Por lo que se decidió tomar las recomendaciones de avance de las clasificaciones geomecánicas para este prediseño geotécnico. No obstante, por las condiciones geotécnicas también se revisó el caso de que falle el frente de la excavación por un método simple.

Análisis de falla de frente de la excavación

La falla de frente en túneles se refiere al colapso del frente de la excavación, ésta se presenta con mayor frecuencia con las siguientes condiciones: poca cobertura de roca sobre el túnel, rocas de mala calidad, bajos valores en los parámetros de resistencia y módulo de deformabilidad, y flujo de agua (no es necesario que se presenten todas las condiciones).

Hacer esta revisión de falla al frente antes de evaluar el proceso de excavación en una sección transversal es importante porque, evidentemente, si el Factor de Seguridad es bajo la inestabilidad del frente no permitirá los avances, ni el soporte de métodos convencionales analizados a partir de un comportamiento elasto-plástico.

Para analizar el F.S. de falla al frente de la excavación se utilizó la fórmula de Horn (1961), que a pesar de ser un método simple, representa el escenario de una falla a corto plazo con condiciones de corte no drenadas. Brevemente, el método consiste en un equilibrio límite de fuerzas actuantes y resistentes para determinar el factor de seguridad de la falla. Por lo que no considera deformaciones ni la presencia del nivel freático. De hecho, su mecanismo de falla se idealiza como una cuña de forma prismática y una chimenea rectangular que representa la zona plástica, ambos durante el cálculo se analizan como elementos rígidos, y otra particularidad del método, es que la chimenea nunca alcance la superficie. Por lo que, las secciones que se pudieron evaluar fueron el cadenamiento 1+290, 1+420 y 1+620 km, considerando los esfuerzos de una media sección donde el rango plástico nunca alcanzó la superficie. Dichos valores de esfuerzos como σ_3 y la zona plástica máxima en el techo del túnel fueron obtenidos de los análisis con métodos numéricos en RS2 y se utilizaron para determinar la falla al frente de la excavación para la media sección.

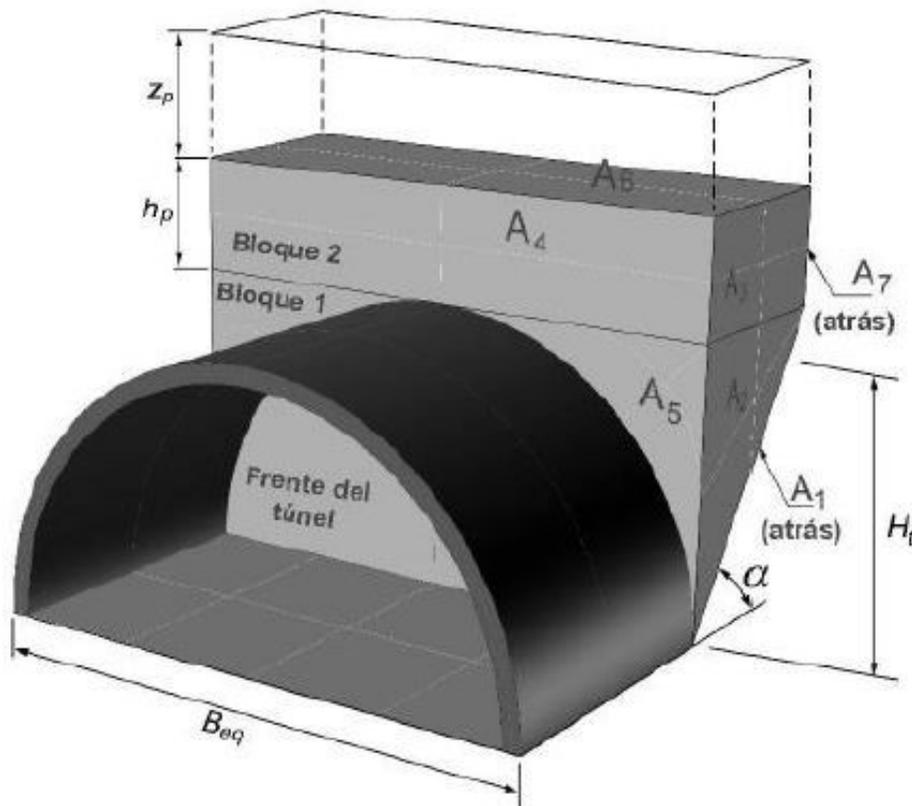


Figura 45. Representación geométrica según Horn (1961).

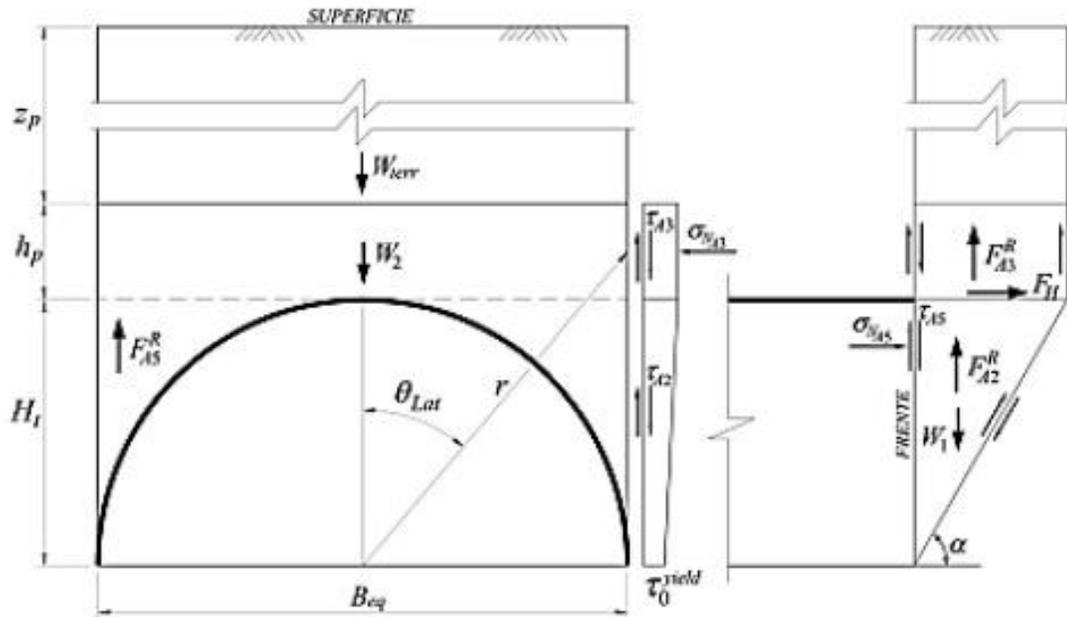


Figura 46. Representación de las fuerzas actuantes y resistentes para determinar el Factor de Seguridad por el Método de Horn (1961).

Tabla 31. Resultados de la estabilidad por el Método de Horn (1961).

Zona	1	4	2	3	4	1	2	4
cadenamiento	1+290	1+290	1+420	1+420	1+420	1+620	1+620	1+620
c (Mpa)	0.07	0.015	0.26	0.2	0.02	0.07	0.175	0.015
ϕ (°)	40	14	46	41	11.5	40	51.6	14
Peso Vol (MN/m ³)	0.021	0.023	0.025	0.026	0.023	0.021	0.025	0.023
Cobertura (m)	27.5	27.5	57	57	57	27.5	27.5	27.5
σ_{A3} (Mpa)	0.28	0.130	0.83	0.83	0.85	0.26	0.26	0.31
Zona Plástica (m)	0.565	4.050	0.24	0.455	4.1	0.624	0.186	3.373
F.S. Horn (1961)	7.43	0.68	26.95	13.76	0.64	8.16	6.06	0.75

Los resultados de las secciones analizadas muestran que la unidad litológica 4 presenta un Factor de Seguridad menor a 0.75, mientras que para el resto de las unidades litológicas es estable con un F.S. mayor a 6.06.

Por ende, el factor de seguridad es menor a 1 para las secciones 1+186, 1+344, 1+527 y 1+676, las cuales tienen coberturas menores de roca, condiciones topográficas que generan una distorsión en los esfuerzos inducidos y cuya zona plástica alcanza la superficie. Dichas secciones requieren otro análisis, de más a detalle, fuera de los alcances de esta tesina, como un análisis tridimensional para evaluar la estabilidad del frente dentro del túnel para la toma

de decisiones en el procedimiento constructivo. Sin embargo, se concluye que la presencia de lutitas es la condición más crítica en el avance de los túneles, sin importar la cobertura de roca.

Análisis del sistema de soporte

De acuerdo con Sigh y Goel (2006), un soporte se define como cualquier sistema diseñado o instalado para soportar y contener el perímetro entre la excavación y la colocación del revestimiento definitivo.

Se concluye de los análisis de estabilidad del túnel que habrá que proponer un sistema de soporte que en consecuencia requerirá de un procedimiento constructivo para cada zonificación geotécnica que resista los esfuerzos y deformaciones inducidas.

La clasificación del sistema Q de Barton recomienda para las diferentes zonificaciones geotécnicas, concreto lanzado reforzado con fibra, anclas y marcos metálicos.

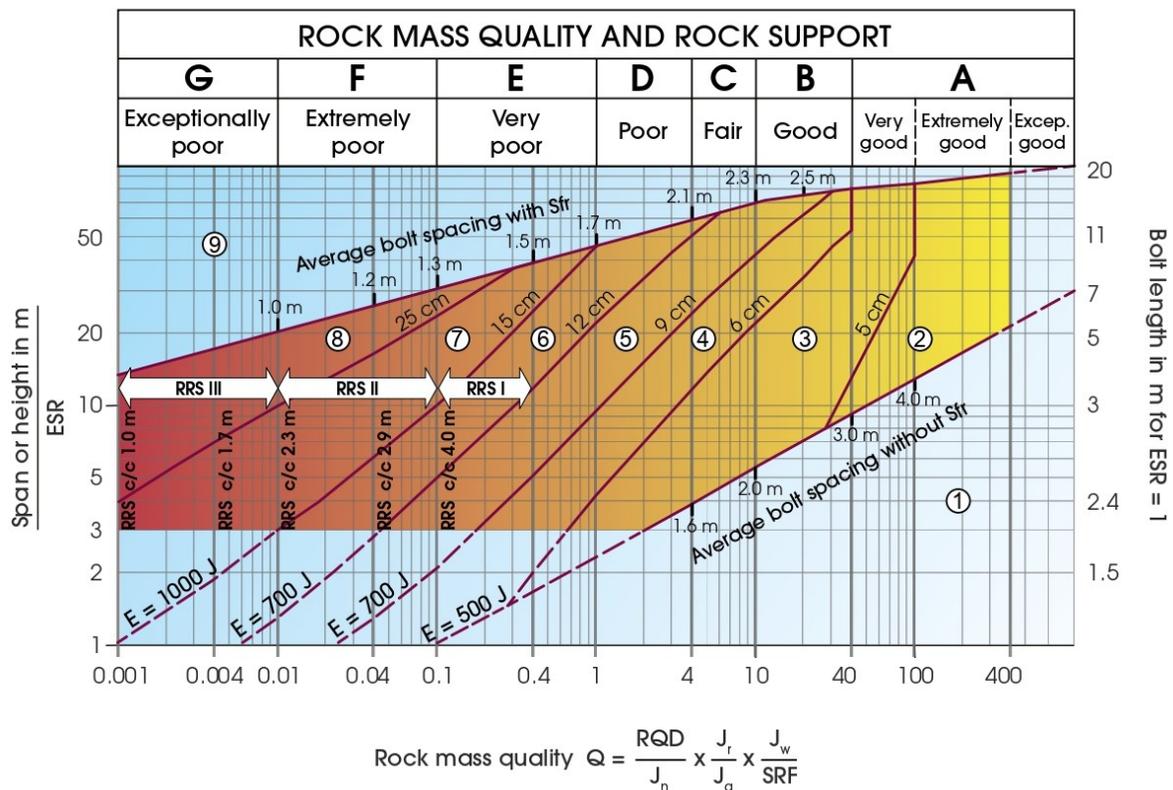


Figura 47. Sostenimiento recomendado por el sistema Q de Barton.

Se presenta a continuación las recomendaciones con las especificaciones de longitud, separación, espesor de los sistemas de soporte según Barton. Sin embargo, estos valores sólo se utilizaron como un parámetro inicial para el análisis del sistema de soporte final de este prediseño geotécnico.

Tabla 32. Resultados de la Q de Barton.

Zonificación Geotécnica	I	VIII	II, VII	III	VI	IV	V
Cadenamiento en km	1+203 1+232	1+641 1+668	1+232 1+345, 1+568 a 1+641	1+345 1+362	1+472 1+568	1+362 1+420	1+420 1+472
Q	0.12	0.16	0.29	0.42	0.58	2.08	3
Avance	1.4 m	1.5 m	2 m	2.3 m	2.6 m	4.3 m	5 m
Concreto lanzado	12 cm	12 cm	9 cm	8 cm	7 cm	5 cm	5 cm
Anclas	B=1.3 m Lb= 3 m	B=1.3 m Lb= 3 m	B=1.5 m Lb= 3 m	B=1.5 m Lb= 3 m	B=1.6 m Lb= 3 m	B=1.9 m Lb= 3 m	B=2 m Lb= 3 m
Marcos metálicos ligeros	RSS I	RSS I	RSS I	x	x	x	x

Notas:

*Avance calculado para un ESR= 1.6. Concreto lanzado reforzado con fibra, de 6 a 9 cm de espesor una energía de absorción (E) de 500 J, y de 9 a 12 cm, 700 J.

**Anclas de diámetro 20 mm.

***B se refiere al espaciamiento de anclaje en metros si se acompaña con concreto lanzado. LB es la longitud de anclas estimado para un ESR=1.6.

****RSS I es la abreviación de los marcos metálicos ligeros a cada 4 metros (espaciamiento centro a centro), barras de 16 a 20 mm de diámetro, con una longitud de avance sin sostener máximo de 10 m para 6 barras y 30 cm de concreto lanzado.

*****X se refiere a que no requiere de ese elemento de sostenimiento.

Por otro lado, la clasificación de Bieniawski (1989), el RMR, sugiere el siguiente avance y sostenimiento:

Tabla 33. Tabla de avances y sostenimiento según Bienawski (1989).

Clase RMR	Excavación	Sostenimiento		
		Anclas de fricción	Concreto lanzado	marcos
I 100-81	Sección completa Avances de 3 m	Innecesario, salvo alguna barra ocasional	No	No
II 80-61	Sección completa Avances de 1 a 1.5 m	Anclaje local en clave, con longitudes de 2 a 3 m, y una separación de 2 a 2.5 m.	5 cm, en clave para impermeabilización	No
III 60-41	Avance y banqueo. Avances de 1.5 a 3 m. Completar sostenimiento a 20 m del frente.	Anclaje sistemático de 3 a 4 m con separaciones de 1.5 a 2 m en clave y hastiales. Malla en clave.	5 a 10 cm en clave y 3 cm en hastiales	No
IV 40-21	Avance y banqueo. Avances de 1 a 1.5 m. Sostenimiento inmediato a menos de 10 m del frente.	Anclaje sistemático de 4 a 5 m con separaciones de 1 a 1.5 m en clave y hastiales con malla electrosoldada.	10 a 15 cm en clave y 10 cm en hastiales. Aplicación según avanza la excavación.	Marcos ligeros espaciadas 1.5 m cuando se requieran.
V 20-0	Fases múltiples. Avances de 0.5 a 1 m. Lanzar concreto inmediatamente, incluyendo el frente, después de cada avance.	Anclaje sistemático de 5 a 6 m con separaciones de 1 a 1.5 m en clave y hastiales con malla electrosoldada. Anclaje en solera.	15 a 20 cm en clave, 15 cm en hastiales y 5 cm en el frente. Aplicación inmediata después de cada avance.	Marcos pesados separadas .75 m con blindaje de chapas y cerradas en solera.

Tabla 34. Resultados del RMR.

Cadenamiento en km	1+203	1+232	1+345	1+362	1+420	1+472	1+568	1+641
	1+232	1+345	1+362	1+420	1+472	1+568	1+641	1+668
RMR	27-39	33-41	41-50	39-47	39-47	34-39	33-41	23-31
Clase	IV		III	III y IV		IV		

En definitiva, se concluye la necesidad de un sistema de soporte como concreto lanzado, anclas y marcos metálicos en todo el túnel, debido a las propiedades de resistencia de los macizos rocosos y a los estados de esfuerzo que estarán sometidos.

Nótese que tanto las recomendaciones de Barton y Bieniawski sugieren dos procedimientos constructivos. Uno a base de anclas y concreto lanzado, y otro colocando marcos metálicos, anclas y concreto lanzado.

Observaciones:

Por un lado, las anclas pasivas no serán capaces de desarrollar una presión de soporte adecuado, por lo que su colocación a pesar de esto, es cuestionable ya que no tienen un trabajo efectivo en este tipo de macizos rocosos, excepto para soportar la formación de cuñas, la cual en el capítulo anterior se definió un anclaje sistemático de 3 m de largo con separaciones de 1 m en la clave y hastiales.

Por su parte los marcos metálicos, en caso de colocarse, servirán de soporte ante la posible gravitación de cuñas o bloques inestables y/o zonas de material aflojado. Por ejemplo, frecuentemente se sugiere que se coloquen marcos de acero cuando se cruza zonas de brechas, fallas, o materiales deleznable como las lutitas, las cuales son rocas de extremadamente mala calidad y debido a la poca profundidad, los nuevos estados tenso-deformacionales inducidos por la excavación tenderán a generarse rápidamente.

Por otro lado, incluir un revestimiento primario de concreto lanzado es muy importante en los sistemas de estabilización porque mitiga el alto riesgo que se debilite y meteorice el macizo rocoso produciendo mecanismos mayores de inestabilidad. En ningún momento el concreto lanzado se debe tratar como un elemento estructural independiente, sino como un elemento de un sistema integral de soporte. Es relevante que la capa de concreto sea lo suficientemente delgada para que sea flexible y se acomode a los cambios de forma sin presentar grietas. Frecuentemente, se sugiere que el concreto lanzado se aplique reforzado con mallas, fibras metálicas o fibras sintéticas, con el objeto de lograr una resistencia adicional a la flexión.

Es importante señalar que las recomendaciones de soporte y revestimiento de las clasificaciones geomecánicas de Q y RMR sólo se tomaron como una referencia para la elección del soporte que se modeló en RS2 para determinar el más adecuado.

Finalmente, en el programa RS2 se simuló distintos sistemas de estabilización y soporte al definir las propiedades del soporte, los cuales pueden ser concreto lanzado, concreto, marcos metálicos, geotextiles, entre otros. A continuación, se presentan las propiedades mecánicas del soporte analizado.

Concreto lanzado reforzado	Peso Volumétrico (MN/m ³)	Módulo de deformabilidad en MPa	Relación de Poisson	Resistencia a la compresión simple (MPa)	Resistencia a la tensión (MPa)
	0.024	30000	0.15	35	3

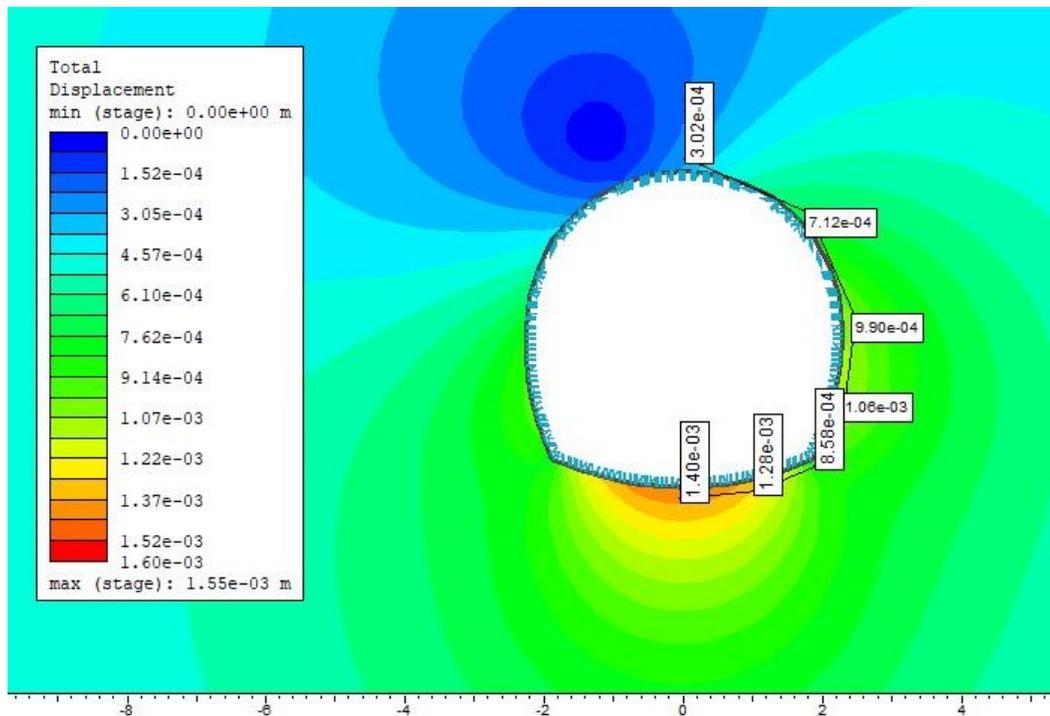
Marcos ligeros	Peso (kg/m)	Momento de Inercia (m ⁴)	Módulo de deformabilidad (MPa)	Relación de Poisson	Resistencia a la compresión simple (MPa)	Resistencia a la tensión (MPa)
	499	0.0129	200000	0.25	400	400

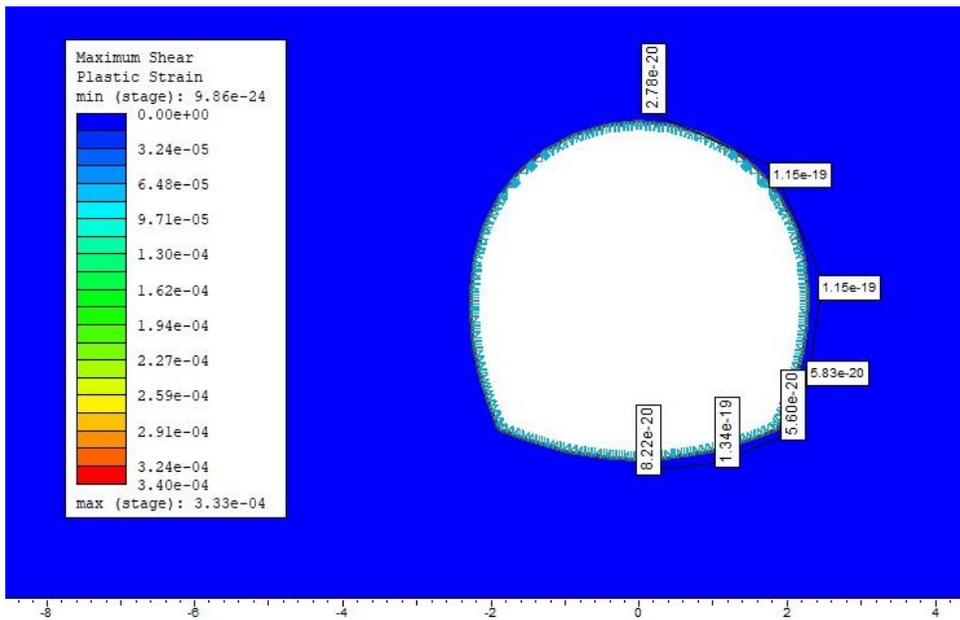
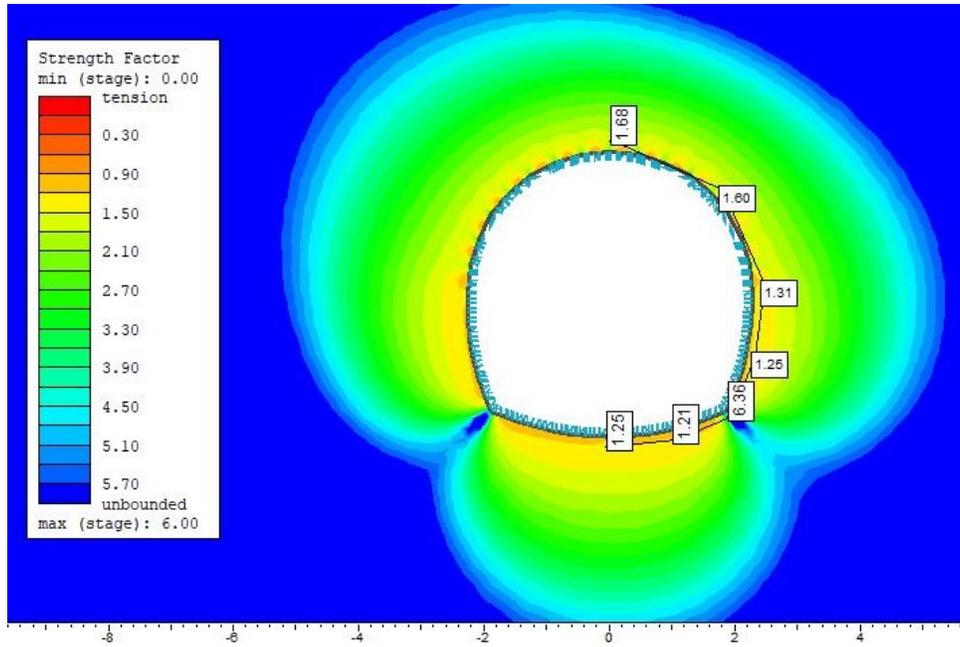
Posteriormente se colocó el “liner element” en una etapa donde se había reducido la carga al 50%, es decir, antes de llegar al comportamiento plástico con el objetivo de detener las deformaciones, por lo que se pudo observar el nivel de estabilidad alcanzado por la influencia del soporte en las opciones de Strength Factor y Maximum Shear Stress.

Condición Geotécnica A

Sección del túnel	Zona	Cobertura de roca	Peso Vol. (MN/m ³)	Módulo de deformabilidad	Parámetros de resistencia del Criterio Hoek y Brown			Relación de Poisson
1+620 km	VII	33.8 m	$\gamma=0.025$	E=2129 MPa	mb=1.18779	s=0.00058	a=0.51826	$\nu=0.27$

Soporte: concreto lanzado (espesor 5 cm)

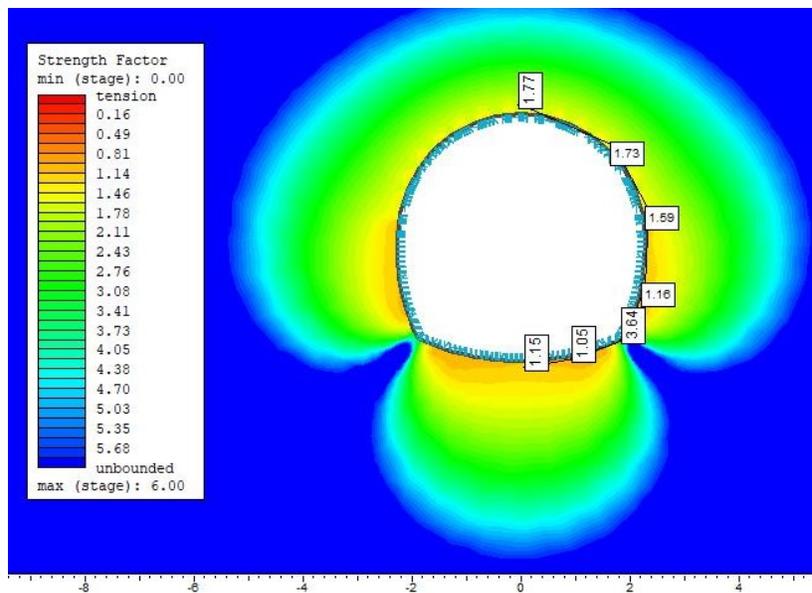
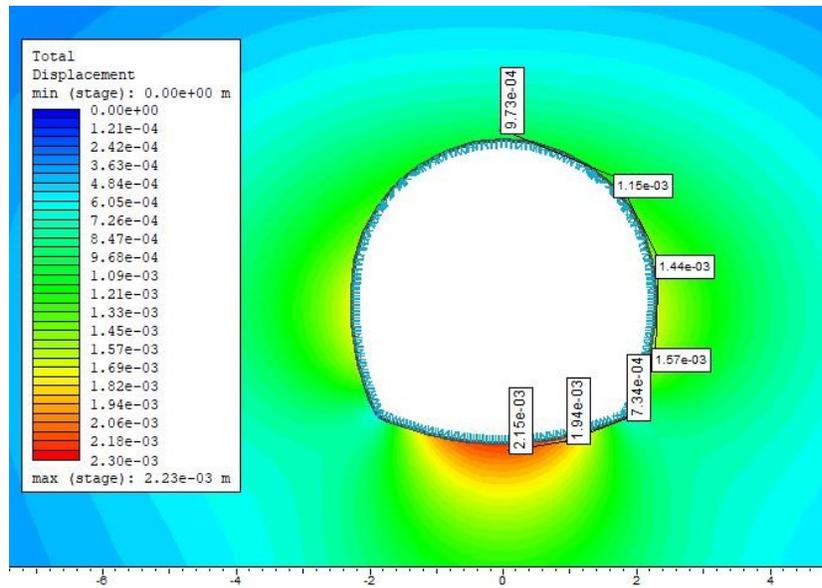


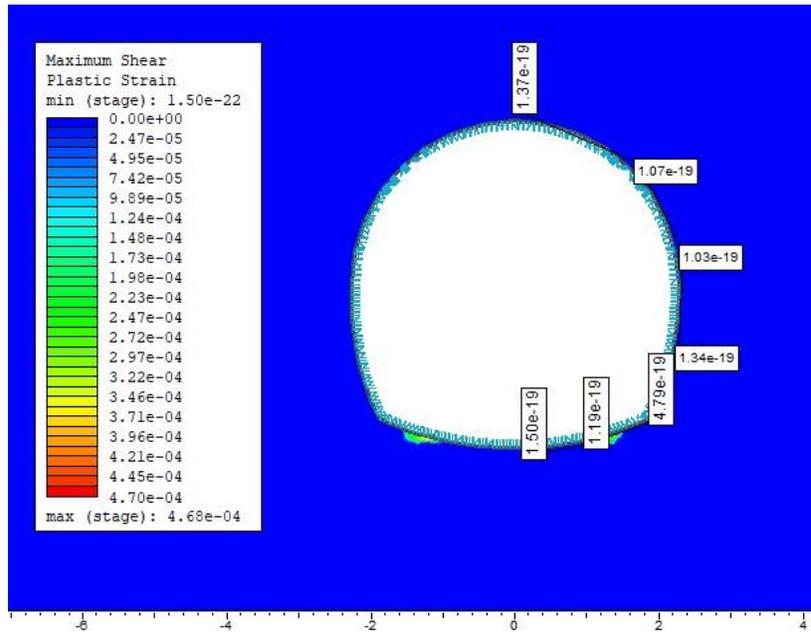


Condición Geotécnica B

Sección del túnel	Zona	Cobertura de roca	Peso Vol. (MN/m ³)	Módulo de deformabilidad	Parámetros de resistencia del Criterio Hoek y Brown			Relación de Poisson
1+420 km	IV	57 m	$\gamma=0.026$	E=1833 MPa	mb=1.63807	s=0.00159	a=0.50992	$\nu=0.26$

Soporte: concreto lanzado (espesor 10 cm)

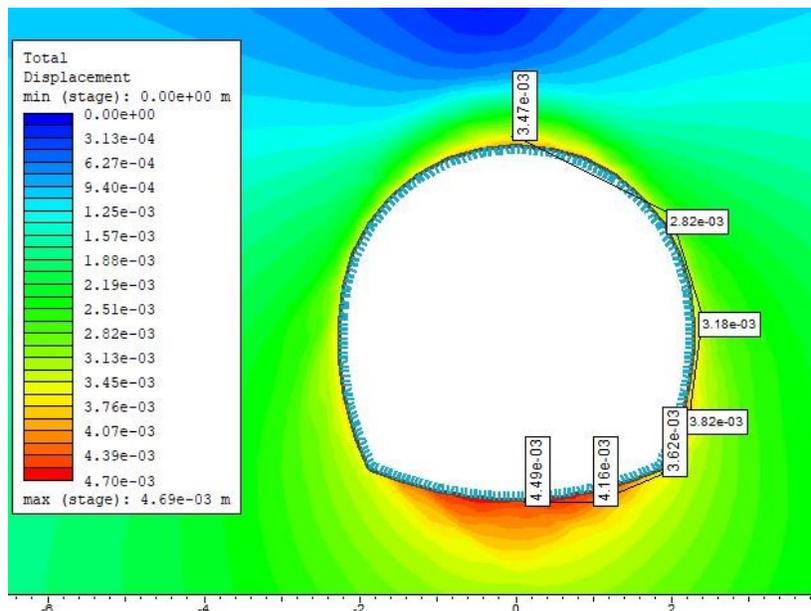


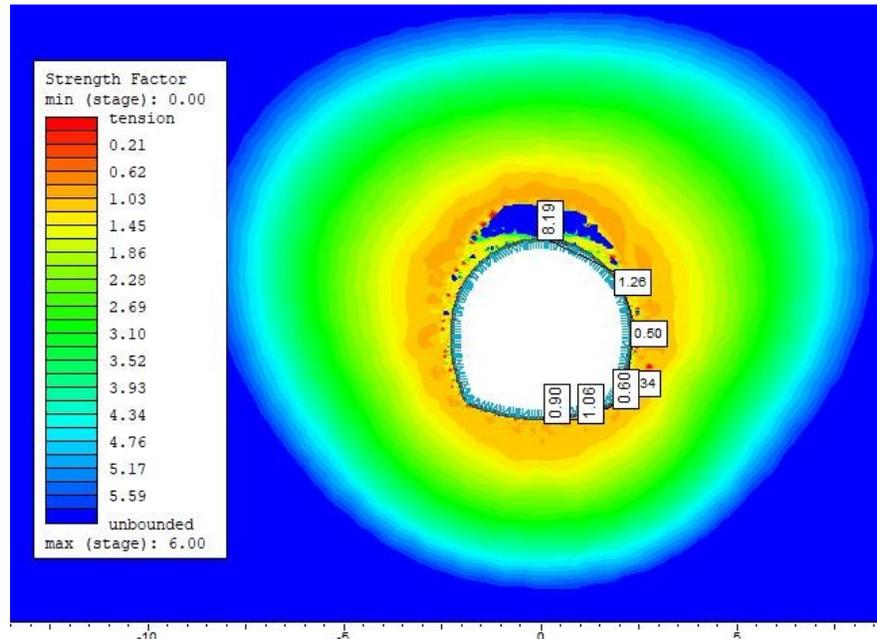


Condición Geotécnica C

Sección del túnel	Zona	Cobertura de roca	Peso Vol. (MN/m ³)	Módulo de deformabilidad	Parámetros de resistencia del Criterio Hoek y Brown			Relación de Poisson
					mb=1.27916	s=0.00058	a=0.51826	
1+290 km	II	38 m	$\gamma=0.02067$	E=965 MPa				$\nu=0.27$

Soporte: Concreto lanzado (espesor 20 cm) y marcos ligeros





Nótese que los desplazamientos en la periferia han sido mitigados, comparados con las figuras presentadas en los análisis de estabilidad del procedimiento de excavación. Además, se verifica en el Strength Factor, el cual debe superar la unidad para que sea estable, mientras que la deformación al corte es más pequeña (color azul fuerte).

En definitiva, el túnel requiere de un sistema de soporte para una excavación a sección completa por métodos convencionales para las diferentes condiciones geotécnicas.

Para la condición geotécnica A, basta con colocar 5 cm de concreto lanzado reforzado, para la condición B, 10 cm de concreto lanzado, y para la condición geotécnica C, 20 cm de concreto lanzado con marcos ligeros. Adicionalmente, no se debe olvidar la colocación de anclas pasivas, las cuales deberán de colocarse principalmente si durante la excavación se confirma la formación de grandes cuñas. Mientras que, la condición geotécnica D, el soporte estimado de las clasificaciones geomecánicas es de marcos metálicos ligeros a cada 4 metros (espaciamiento centro a centro), barras de 16 a 20 mm de diámetro y 30 cm concreto lanzado.

Particularmente, las zonas de mayor cuidado son las zonas de los portales del túnel, las cuales tienen cobertura de roca bajas, y la presencia ocasional de la unidad litológica 4 o lutitas, porque con este material se estima que el fenómeno de *caving* o desmoronamiento de roca desde el techo del túnel hacia la superficie se presenta con seguridad para coberturas de roca menor 8 m. Mientras que, el resto de las zonificaciones geotécnicas la cobertura del suelo y sus parámetros de resistencia no presenta el fenómeno de *caving*, sólo desmoronamiento y deformación del macizo rocoso en la periferia de la excavación. Por esta razón, se recomienda

que durante la excavación cuando se presente la zona 4 o las lutitas se coloque marcos metálicos independientemente del procedimiento constructivo asignado.

La zona más desfavorable es el portal de salida. Un diseño ejecutivo deberá considerar también si en la zona de los portales es necesario, además de las recomendaciones realizadas, si se debe mejorar el terreno antes de excavar, como un paraguas de micropilotes. Por lo que el cliente deberá tomar la decisión de excavar la ladera hasta asegurar una cobertura de roca mayor a 8 m, acortando la distancia del túnel, o bien, estabilizar el portal túnel: como construir un túnel falso o excavar por un método más costosos como el de enfilaje.

Procedimiento Constructivo

El procedimiento constructivo se refiere a la secuencia de pasos recomendados para la estabilidad en la construcción del túnel. Este prediseño geotécnico involucra cuatro procedimientos constructivos con métodos convencionales porque permite adecuarse a cada zonificación geotécnica para garantizar la estabilidad del túnel y optimizar las recomendaciones del soporte y revestimiento. Otro objetivo del método de excavación es no generar más fracturamiento en la roca, sino por el contrario, cuidar la geometría de la sección.

Los avances de excavación se definieron a partir de las clasificaciones geomecánicas, las cuales en consecuencia fueron diferentes para cada zonificación geotécnica. Pero al final, los avances se simplificaron para garantizar la seguridad de la excavación y para facilitar las medidas al constructor.

El procedimiento de excavación se resume en un ciclo de avance-destroce-acarreo (también llamado avance– desescombro) para una sección completa. En pocas palabras, primero se deberá romper el material (Excavación de Avance) para posteriormente con una cargadora de tipo frontal o una excavadora de cuchara se pueda retirar el exceso de material (Desescombro), y luego, se coloque el sistema de soporte definido para cada zonificación geotécnica. Y así, se repetirá este ciclo Excavación de avance– desescombro–sostenimiento.

Es evidente, que el procedimiento constructivo depende de las condiciones geotécnicas de cada zonificación definida en capítulos anteriores de esta tesina. En este caso, para el prediseño geotécnico se han definido cuatro procedimientos constructivos, los cuales difieren principalmente en los elementos que conforman el sistema de soporte, en el orden en que se construyen, en los avances sin sostenimiento y las especificaciones técnicas de los diferentes elementos del túnel.

Tabla 35. Procedimientos constructivos según la zonificación geotécnica.

Zonificación Geotécnica	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII
Cadenamiento en km	1+203-1+232	1+232-1+345	1+345-1+362	1+362-1+420	1+420-1+472	1+472-1+568	1+568-1+641	1+641-1+668
Procedimiento Constructivo	D	C	D	B	A	D	A	D

Con frecuencia se exige que el procedimiento constructivo se implemente oportunamente considerando las longitudes de pase y tiempos de estabilidad sin soporte, los cuales de acuerdo con Bieniawski (1989), corresponden a tiempos cortos, incluso del orden de horas para la condición geotécnica C y D, mientras el resto A y B no superan los 5 días con longitudes de pase menor a tres metros. Esta condición junto con la posibilidad de que se presente una falla al frente de la excavación fue determinante en las recomendaciones de los procedimientos constructivos porque se requiere de un tipo de sostenimiento que trabaje a corto plazo.

El procedimiento constructivo inicia en excavar el portal de entrada, el cual requiere retirar el exceso de material hasta llegar al cadenamiento 1+193 km. El análisis de estabilidad del talud frontal permite realizar dicho corte de hasta 45° sin riesgo de falla. Por otro lado, el portal de salida que se había marcado en el cadenamiento 1+673 km se encuentra en una zona con una cobertura de suelos que podrá ser retirado con el objetivo de disminuir el costo del sostenimiento del túnel. En otras palabras, el análisis de la estabilidad de los taludes concluyó que serán estables ante el emportalamiento, sin embargo, para el portal de salida el contacto geológico entre el suelo y la roca inferida por la exploración geofísica sugiere que se reubique el portal a un lugar más favorable, cadenamiento 1+643 km, debido a que la profundidad del terreno sobre el techo del túnel es pequeña, y particularmente, de depósitos no consolidados o que se encuentran en una zona alterada, de manera que puede sufrir deformaciones debidas a la insuficiente capacidad de soporte del suelo. Adicionalmente, a esta recomendación, según la U.S. Corps of Engineers (1997), recomienda proteger los taludes de la zona de los portales con un recubrimiento mínimo de al menos dos veces el diámetro del túnel por encima de la clave. De acuerdo a la geología estructural, se recomienda un solo frente de ataque de excavación en dirección al sur, con el objetivo de que las orientaciones de las discontinuidades sean las más favorables.

Como se ha mencionado en repetidas ocasiones el procedimiento constructivo de la zona de los portales requiere de un diseño más detallado, sin embargo, probablemente requerirá de un mejoramiento del terreno antes de la excavación como un emportalamiento por un método de enfilaje o un paraguas de micropilotes. Dicho método se recomienda para túneles someros en rocas fracturadas de baja resistencia y módulos de deformabilidad menor a 1000 MPa, similar a las características del macizo rocoso en los portales.

A continuación, se presentan la secuencia del sistema de soporte.

Procedimiento Constructivo A

1. Excavar la sección completa en una sola fase, con avances de hasta 3 m.
2. Colocar una capa de 5 cm de espesor de concreto lanzado reforzado con fibras.
3. Soporte de anclas espaciadas cada 1.5 m con una longitud de 3 m.

Procedimiento Constructivo B

1. Excavar la sección completa en una sola fase, con avances de hasta 3 m.
2. Colocar una primera capa de 5 cm de espesor de concreto lanzado reforzado con fibras.
3. Colocar una segunda capa de 5 cm de espesor de concreto lanzado reforzado con fibras.
4. Soporte de anclas espaciadas cada 1.5 m con una longitud de 3 m.

Procedimiento Constructivo C

1. Excavar la sección completa en una sola fase, con avances de hasta 2 m.
2. Colocar una primera capa de 5 cm de espesor de concreto lanzado reforzado con fibras.
3. Fijar la rastra y los segmentos de los marcos metálicos a cada 60 cm en toda la media sección.
4. Colocar una segunda capa de 10 cm de espesor de concreto lanzado reforzado con fibras, cubriendo completamente los marcos metálicos y el espacio entre ellos y la roca.
5. Soporte de anclas espaciadas cada 1.5 m con una longitud de 3 m.

Procedimiento Constructivo D

1. Excavar la sección completa en una sola fase, con avances de hasta 1.5 m.
2. Colocar una primera capa de concreto lanzado reforzado con fibras de 8 cm de espesor.
3. Fijar la rastra y los segmentos de los marcos metálicos a cada 60 cm en toda la media sección.
4. Colocar una segunda capa de concreto lanzado reforzado con fibras de 10 cm de espesor, cubriendo completamente los marcos metálicos y el espacio entre ellos y la roca.
5. Soporte de anclas espaciadas cada metro con una longitud de 3 m.

Notas:

- El concreto lanzado se recomienda por vía húmeda debido a que éste se encuentra reforzado con fibras.
- Los marcos se deben de colocar inmediatamente de la excavación, antes de la deformación del terreno.
- El concreto reforzado con fibras se diseñó para 35MPa de resistencia a la compresión simple y 3MPa de resistencia a la tensión. Nótese que una capa de concreto lanzado va puesto antes de la colocación de marcos metálicos, y posteriormente, otras capas los cubren rellenando los espacios roca-marcos.
- Los marcos metálicos propuestos tienen una resistencia a la compresión de 400MPa, 200GPa de módulo de deformabilidad, un peso de 499 kg/m, un momento de inercia 0.0129 m⁴ y se han sugerido con una separación a cada 60 cm (@0.6 m). Los marcos deberán ir sujetos a la roca con anclas de 1 ½" de diámetro y 3 m de longitud, soldadas al perfil del marco. El desplante de los marcos deberá ser en rastras de concreto de regularización apoyado en roca *in situ*.
- Las anclas de fricción diseñadas fueron de 1 ½" de diámetro de varilla corrugada, de 3 m de longitud en barrenos de 3" de diámetro, fijados con mortero de cemento (180 kg/cm²). En su extremo y en contacto con la roca se debe colocar una placa roscada al ancla de 15x15 cm por 1.25 cm de espesor.

Tabla 36. Procedimiento Constructivo final.

Procedimiento Constructivo	A	B	C	D
Avance (m)	3	3	2	1.5
Anclas (Sb, Lb)	1.5X1.5, 3 m	1.5X1.5, 3 m	1.5X1.5, 3 m	1X1, 3 m
Concreto (cm)	5	10	15	18
Marcos Metálicos	-	@1.5	@0.6	@0.6

Notas: Separación de anclas (Sb), Longitud de Barras (Lb),
Separación de marcos centro a centro (@)

Tabla 37. Estimación del procedimiento constructivo a lo largo del túnel.

Procedimiento Constructivo	Longitud del procedimiento (m)
A	125
B	58
C	113
D	169

Conclusiones

Sobre el proyecto

El prediseño de este túnel es el resultado de la inversión realizada en la exploración, la caracterización y el análisis geotécnico. De haber existido mayor presupuesto para el proyecto, las incertidumbres respecto a los riesgos geotécnicos y las zonificaciones geotécnicas durante el trazo serían menores y hubiera sido posible establecer un diseño ejecutivo. No obstante, este prediseño sirve para determinar una factibilidad técnica y una estimación del sistema de soporte que requiere el túnel, el cual podrá optimizarse durante la construcción para así definir un diseño ejecutivo, ya que este prediseño tuvo que considerar las peores condiciones basadas en estimaciones en su mayoría empíricas a partir de escasos ensayos de laboratorio de suelos y rocas de una exploración geotécnica de semidetalle. Así como, este trabajo presenta las recomendaciones y las observaciones del procedimiento constructivo sugerido para el túnel. Por ejemplo, se ha concluido que los taludes para la zona de los portales serán estables para la excavación propuesta. Mientras, que también se sugiere aumentar la cobertura del portal de salida al reducir la dimensión del túnel para aumentar la estabilidad para el túnel y analizar la zona de los portales en un modelo tridimensional.

También, para los propósitos de este prediseño se siguió una serie de herramientas como modelos numéricos, cálculos analíticos, métodos y correlaciones empíricas para un primer acercamiento del comportamiento de la excavación del túnel. A pesar de esto, existe incertidumbre en los parámetros y la zonificación geotécnica del diseño, los cuales deberán corroborarse por el método observacional durante una siguiente etapa de ingeniería.

Posiblemente, la herramienta de modelización más adecuada para este proyecto en una etapa de diseño ejecutivo sea una representación explícita del sistema de fracturamiento (elementos discretos) o herramientas híbridas (elementos finitos con resistencias anisotrópicas con sus discontinuidades principales).

Además, durante la construcción se debe corroborar que los parámetros definidos, efectivamente, correspondan al comportamiento real observado durante la excavación y las observaciones al frente del túnel. En parte, porque la zonificación geotécnica se caracterizó por métodos empíricos asumiendo un macizo rocoso homogéneo e isotrópico, que sin duda es útil para esta fase de prediseño para una estimación inicial para identificar escenarios potencialmente inestables o de riesgo.

Este trabajo considera la excavación por métodos convencionales, por lo que, de acuerdo con el Manual de Diseño y Construcción de Túneles de Carretera de la Secretaría de Comunicaciones y Transporte (SCT), el rendimiento y el nivel de seguridad se limita a la calidad del terreno que, en ocasiones, repercute en rendimientos muy bajos elevando el costo de la obra.

Sobre la exploración

El túnel atravesará por cinco litologías estratificadas e intercaladas de la Formación *El Bosque*. Esta condición estructural combinado con una dirección del trazo del túnel que cambia permite que las litologías que se encuentran al norte del túnel posiblemente se repitan al sur. Por esta razón, la zonificación geotécnica, que se basa principalmente en cuatro barrenos, puede presentar inexactitudes en los cadenamientos presentados. A pesar de esto, se concluye que las areniscas de color verde sobreyacen a las areniscas de color pardo, y estas a su vez presentan intercalaciones menores a 4 m de lutitas y conglomerados, debido a que el túnel, estructuralmente hablando, se ubica en un flanco del sinclinal de Grijalva.

Los métodos geofísicos y los sondeos exploratorios fueron utilizados para estimar el contacto litológico y para caracterizar cada una de las unidades geotécnicas. Pero, esta exploración cumplió parcialmente sus objetivos, debido a que la roca se encuentra fracturada y los depósitos de suelo presentan fragmentos de rocas. Dichas condiciones geológicas dificultan la interpretación entre lo que es suelo, roca alterada y/o fracturada. A pesar de esto, con ayuda de la geología estructural se procedió a definir una zonificación geotécnica con base en el cadenamiento en km del trazo.

Para mejorar la caracterización en la siguiente exploración geotécnica de detalle se deberá obtener más muestras cúbicas de la matriz de los suelos, así como un mayor número de núcleos para el laboratorio de mecánica de rocas. Incluso, se sugiere realizar socavones para poder clasificar geomecánicamente los macizos rocosos.

Sobre la caracterización

Respecto a la caracterización de roca intacta, el criterio de Hoek-Brown, Mohr-Coulomb y Jaeger-Cook presentaron parámetros muy similares de ángulo de fricción y cohesión. Por ejemplo, la U.G. 2 tiene 56° con el criterio de Hoek y 55° con el de Jaeger, para la U.G. 1 la cohesión fue de 0.76 y 0.51 MPa. Por el contrario, para la U.G. 3 la diferencia entre ambos criterios fue de hasta 5° para el ángulo de fricción. En resumen, los valores de cohesión fueron más bajos con el criterio de Hoek-Brown. Ahora bien, desde el punto de vista geológico, los valores del criterio de Jaeger-Cook tienen mayor coherencia con la mineralogía y estructura de las rocas, específicamente, la arenisca que presenta un cementante de calcáreo, así como el conglomerado, evidentemente, tienen una cohesión más alta respecto a otras rocas, pero el criterio de Hoek-Brown no reflejó esta condición, en cambio el criterio de Jaeger-Cook si lo hizo. Adicionalmente, correlaciones empíricas como Barton-Bandis y el criterio de Jaeger-Cook permitieron acotar un rango de ángulos de fricción que caracterizan la resistencia de las discontinuidades.

No obstante, los resultados se limitan a un escaso número de pruebas de laboratorio y existen limitaciones del criterio de Hoek y Brown para macizos rocosos. los autores han enfatizado que no es aplicable para rocas anisotrópicas como bien lo es la estratificación de un macizo rocoso, pero si recomendable para macizos de rocosos muy fracturados y para este proyecto

las calidades de roca de los macizos con los ajustes por la orientación de las discontinuidades son menores a 50 en la clasificación del RMR y del GSI. Sin embargo, sin este castigo en el puntaje de la clasificación, la anisotropía de las rocas, el fracturamiento y la geología estructural sugieren utilizar el criterio de Hoek y Brown con extremo cuidado.

No se tiene registró de la existencia de un nivel freático de agua durante la exploración geotécnica realizada en septiembre, por lo que la caracterización geotécnica está acotada a una condición seca. Hasta cierto punto, la zona de estudio por su ubicación geográfica es conocida por lluvias frecuentes entre los meses julio, agosto y septiembre, por lo que para su construcción se debe considerar la posibilidad de infiltración de agua a través de las discontinuidades del macizo rocoso. Por esta razón, en la caracterización de discontinuidades se estimaron parámetros de resistencia con cohesión igual a cero para los análisis de formación de cuñas para justificar la disminución de resistencia por la presencia de agua en las discontinuidades y la estimación de resistencia por métodos empíricos.

Respecto a las clasificaciones geomecánicas

El GSI representa mejor la condición geológica de rocas estratificadas, débiles, fracturadas e intercaladas, evidentemente, fue adecuada para la caracterización de macizos rocosos fracturados porque es uno de los valores de estrada en el criterio generalizado de Hoek-Brown. Sin embargo, este valor corresponde aún rango que se ajusto con otras clasificaciones. Entonces, las clasificaciones del RMR y del sistema Q sirvieron como un criterio importante para zonificar geotécnicamente el trazo del túnel. Además, dichas clasificaciones sugieren recomendaciones para el avance de la excavación y el tipo de soporte que requiere, las cuales se utilizaron de primera instancia para definir el procedimiento constructivo. Adicionalmente, el ajuste por la orientación de las discontinuidades en la clasificación del RMR sirvió para precisar el valor del GSI, ya que ambas clasificaciones manejan la misma escala de calidades de roca. Es importante que estas clasificaciones a lo largo de la historia en túneles se puede concluir que funcionan bien para un macizo rocoso con mecanismos de falla de bloques.

En cuanto a la geología estructural, los datos estructurales propiamente corresponden a un área cubierta por un suelo residual, característico de Chiapas, por depósitos de un abanico aluvial y depósitos de talud, por lo que existen pocos afloramientos para su descripción de la *Formación El Bosque*. Sin embargo, se logró identificar las principales discontinuidades, de donde se concluyó que se presentan 5 discontinuidades, entre ellas, la principal, la estratificación de la *Formación El Bosque* en un flanco del sinclinal de Grijalva, la cual se caracteriza de ser persistente y continua que junto a otras discontinuidades forma una cuña potencialmente inestable dentro del túnel – específicamente en el hastial izquierdo y parte de la bóveda-. De acuerdo a estas discontinuidades se concluyó que el escenario más favorable es excavar en dirección al sur.

A pesar de la geología estructural mencionada, para los esfuerzos in situ al no contar con suficiente información disponible, se concluyó que el valor más adecuado de k (σ_h/σ_v) sería 1, con base en el fracturamiento de la roca, el túnel somero, la erosión y la bibliografía de las presas cercanas de CFE.

Sobre la zonificación geotécnica

La zonificación geotécnica se definió con base en las condiciones geotécnicas y no con las cinco unidades geológicas. En otras palabras, una zonificación geotécnica presenta un conjunto de características como calidades de roca, resistencias, deformabilidad y esfuerzos similares. De esta manera se precisaron ocho zonificaciones geotécnicas nombradas con números romanos del I al VIII según el cadenamamiento en km. Y finalmente, cuatro procedimientos de excavación – señaladas con letras mayúsculas A, B, C y D - y el diseño de sostenimiento se determinaron con base en los análisis geotécnicos para dichas zonificaciones.

Respecto a los análisis geotécnicos

Una vez que se generó el modelo geológico se establecieron los riesgos geológicos geotécnicos, los cuales señalaron, con base en la topografía del trazo, las calidades del macizo rocoso, los módulos de deformabilidad y la resistencia del macizo rocoso, el posible desmoronamiento de rocas por la cercanía a la superficie para las zonas de los portales y zonas someras del túnel, la formación de una cuña máxima - en el hastial izquierdo y parte de la bóveda del túnel-, y deformaciones inducidas para las zonas de mayor cobertura de roca.

Por otra parte, la zona de los portales requirió de un análisis diferente. La cobertura de suelo y la roca muy fracturada y alterada puede presentar un mecanismo de falla circular, por consiguiente, se revisó la estabilidad de los taludes frontales de los portales. El estudio de la estabilidad de taludes concluye que las excavaciones necesarias para los portales del túnel, considerando un talud con un ángulo de 45° y los resultados de la caracterización geotécnica, serán estables, aún bajo la condición de sismo (0.25) con factores de seguridad mayores a 1.6. Adicionalmente, se determinó que los taludes presentan factores de seguridad menores a 1, considerando una falla en el contacto roca suelo utilizando la resistencia residual donde la cohesión es cero y el ángulo es de 31° , sin considerar sismo.

También, se revisó la posibilidad que se presentase una falla al frente del túnel por un método simplificado, Método de Horn, calculando el factor de seguridad para las diferentes unidades geológicas, de donde se concluye que la presencia de lutita o U.G. 4 es la condición inestable para las secciones analizadas. Entonces, el hecho de que ésta se presente ocasionalmente y de forma intercalada en las areniscas con espesores menores a 4 m, se recomienda que

durante la excavación cuando se presente la U.G. 4 o las lutitas se coloque marcos metálicos independientemente del procedimiento constructivo asignado.

Por añadidura, se denotó la importancia de realizar un estudio de detalle utilizando métodos numéricos y un modelo tridimensional para determinar el procedimiento constructivo para un diseño ejecutivo, el cual está fuera de los alcances de este trabajo. No obstante, debido a que las deformaciones inducidas por esfuerzos pueden ser insignificantes comparadas con las que ocasiona el peso de la roca fracturada y el desmoronamiento de rocas, por esta razón, se estimó la carga sobre ademe con el criterio de Terzaghi para evaluar el esfuerzo que soportará el revestimiento. A pesar de que el concepto de carga sobre ademe ya está en desuso, puede ser aplicado para un prediseño de un túnel e incluso para un diseño ejecutivo, si se le correlaciona con otros métodos, como en este caso se hizo con un programa de elementos finitos que utiliza métodos numéricos.

La decisión de aplicar un medio continuo en los métodos numéricos para este prediseño, es consecuencia del tipo del comportamiento del terreno que se espera en el proyecto, del grado de fracturamiento y del tamaño de bloque. No obstante, a pesar de que se encuentra muy fracturado, existe la incertidumbre por la escasa exploración y una mala recuperación en los barrenos donde se pudiera ignorar un escenario más anisotrópico como la estratificación con intercalaciones de otras rocas deleznable, las cuales influirán en el comportamiento del macizo rocoso como un medio continuo-discontinuo, es decir, considerar ambos comportamientos, continuo, además de la posibilidad de formar bloques. Sin embargo, esta consideración debe hacerse posterior a las recomendaciones y conclusiones de este prediseño para un diseño ejecutivo.

El programa RS2 es una herramienta práctica para identificar los esfuerzos y deformaciones inducidas en función de la geometría de la excavación, relación de esfuerzos y las anomalías topográficas. Los análisis realizados en el programa consideraron un comportamiento plástico para definir la falla y las deformaciones máximas esperadas. Posteriormente, se analizó un comportamiento elástico, limitando también la carga en un 50%, lo cual permitió evaluar el comportamiento del sistema de soporte propuesto.

El soporte de anclas recomendado de 1x1 y 1.5 x 1.5 con longitudes de 3 m para evitar que una cuña se forme dentro del túnel podría ser aparentemente excesivo, pero la forma en que se caracterizaron las discontinuidades a partir de las clasificaciones geomecánicas y criterios empíricos de Barton-Bandis, bien justifican la recomendación. De hecho, para estimar la resistencia al corte se optó por elegir la condición más crítica, que un ancla tuviese que soportar un bloque, una resistencia ancla-roca, con la resistencia de las lutitas. Asimismo, este patrón de separación y longitud fue coherente con el sistema de soporte que sugieren las clasificaciones de Barton y Bieniawski. Es importante señalar que las recomendaciones derivadas del programa Unwedge para determinar la inestabilidad de bloques o cuñas formados dentro del túnel, corresponde a un bloque máximo de 88 ton que se forma en el techo y parte del hastial izquierdo.

Respecto al procedimiento constructivo

En definitiva, se concluye la necesidad de un sistema de soporte como concreto lanzado, anclas y marcos metálicos, debido a las propiedades de resistencia de los macizos rocosos y a los estados de esfuerzo que estarán sometidos. En la medida en que el túnel va profundizando y la calidad del macizo mejorando, las condiciones geotécnicas implican cada vez menor cantidad de soporte y/o reforzamiento del terreno. Sin embargo, en el trazo existen dos zonificaciones adicionales a los portales con bajos estado de esfuerzos causado por un espesor somero de cobertura de rocas: el cadenamamiento 1+345 a 1+362 y 1+472 a 1+568 km, en donde se recomendó también el procedimiento constructivo (D) con la mayor cantidad de soporte, y por ende, más costoso.

Este prediseño geotécnico indica las longitudes lineales de los procedimientos constructivos definidos de acuerdo a los análisis geotécnicos. Para el procedimiento constructivo D se utilizaron las recomendaciones sugeridas por Barton y Bieniawski, para el resto de los procedimientos A, B y C se tomaron los resultados obtenidos con los métodos numéricos en parte porque hay congruencia con lo que sugiere la Q y el RMR. Una conclusión muy particular de este trabajo fue que existieron diferencias notorias en el sistema de sostenimiento recomendado del sistema Q, el RMR y RS2, de los cuales el RMR fue más conservador y costoso que la Q, por fortuna el RS2 optimizó estas las recomendaciones.

Particularmente, el procedimiento constructivo D se debe evaluar de nuevo en un diseño ejecutivo porque podría ser más rentable iniciar el túnel lo más adentro posible del macizo rocoso buscando retirar el material alterado y fracturada para que el sostenimiento sea menos costoso. No obstante, esto es hasta cierto punto, pues llega un momento en que los taludes de corte empiezan a ser de tal altura que se requiere de medidas de estabilización y, en consecuencia, costosas. La otra opción es emplear medidas de sostenimiento especiales en los metros iniciales del mismo como un paraguas de micropilotes, que sin duda, también es costoso.

La recomendación del anclaje para todo el trazo intenta asegurar las cuñas de mayor volumen, mientras que con el concreto lanzado reforzado se pretende mitigar desprendimientos pequeños de cuñas entre los puntos de fijación de las anclas. En ningún momento, el concreto lanzado se debe tratar como un elemento estructural independiente, sino como un elemento de un sistema integral de soporte.

En conclusión, se intentó cubrir todos los riesgos geotécnicos con los análisis y las recomendaciones geotécnicas. Por ejemplo, la formación de cuña se basa en la teoría de bloque, pero este no considera en ningún momento esfuerzos, deformaciones o desplazamientos. Por esta razón los métodos numéricos con el uso de RS2 se verificó que el comportamiento elasto-plástico fuera estable para el túnel en las zonas de mayor cobertura y en las zonas de los portales se recomendó un modelo tridimensional.

En síntesis, representar el modelo geotécnico y sus zonificaciones geotécnicas en RS2 requiere que se establezcan criterios de deformación elástica y plásticas para evaluar de forma más realista las etapas de la excavación y la colocación del soporte. Por ejemplo, el avance más realista para un túnel de 4.6 m fue que se excavara a sección completa, es decir, que la redistribución de estados tensionales se generó de acuerdo al método convencional de excavación, para después, considerar la presencia de algún tipo de soporte. De manera que, se pone en evidencia que el diseño racional de los sistemas de ademado tiene que tomar en cuenta la naturaleza de los fenómenos de carga-deformación, tanto del macizo rocoso como del sistema de soporte.

Respecto a la verificación durante la ejecución de un diseño geotécnico

Es importante llevar a cabo la verificación de la excavación del túnel de acuerdo a lo establecido en el proyecto, cuidando especialmente el apego a su geometría, la zonificación geotécnica, los avances y especificaciones del revestimiento. Por lo que se sugiere instrumentar y monitorear el proceso de excavación. Esta instrumentación tiene como objetivo evaluar el diseño geotécnico y el comportamiento del túnel con el sistema de soporte elegido para tomar decisiones preventivas y/o correctivas. Por lo que para la etapa de diseño se recomienda colocar extensómetros e inclinómetros y una verificación topográfica acorde a la inversión del proyecto.

La auscultación se relacionará con el proceso constructivo durante la ejecución de un diseño geotécnico porque se debe evaluar constantemente el comportamiento de la obra para verificar que las premisas del diseño del proyecto sean válidas. Por otro lado, de no observar el comportamiento y las deformaciones esperadas se deberá hacer un proceso iterativo de retroanálisis de la obra subterránea durante su construcción. Por esta razón, como última conclusión, se recomienda un seguimiento de verificación topográfico, el cual permitirá comparar la sección teórica de la excavación del proyecto con la finalidad de evitar sobreexcavaciones. A su vez, se verificará que las deformaciones correspondan a los límites tolerables para mejorar o calibrar el diseño geotécnico propuesto. Mientras que para la etapa de construcción se recomienda medir convergencias en el interior del túnel.

Bibliografía

Barton N., (2013). Shear strength criteria for rock, rock joints, rockfill and rock masses: Problems and some solutions. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*. Vol.5 No. 4, 249-261.

Barton N. y Choubey, V., (1977). The Shear strength of rock joints in theory and practice. *Rock Mechanics* 1/2:1-54.

Bieniawski, Z. T. "Engineering Rock Mass Classifications: a complete manual for engineers and geologist in mining, civil, and petroleum engineering", A Wiley-Interscience publication, 1989, pp. 52-63.

Deere y Miller (1966). Engineering classification and index properties for intact rock. Illinois University at Urbana Department of Civil Engineering.

EXAMINE2D. Stress Analysis for Underground Excavations. Version 8.0 Rocscience, 2005..

Goodman, R.E. and Shi, G. (1985), "Block Theory and Its Application to Rock Engineering", Prentice-Hall, London.

González Cuevas y Casilla y Robles, Conceptos fundamentales del concreto.

Hoek E., Carranza-Torres, (2002). Hoek-Brown failure criterion, edition. Proc. North American Rock Mechanics Society.

Hoek, E. (1968). Brittle failure of rock. In *Rock Mechanics in Engineering Practice*. (eds K.G. Stagg and O.C. Zienkiewicz), 99-124. London: Wiley.

Hoek E., Diederichs M.S., (2006). Empirical Estimation of rock mass modulus. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences* 43 (2006) 203–215.

Horn (1961).

INVÍAS, (2015). Manual para diseño, construcción, operación y mantenimiento de carreteras del Instituto Nacional de Vías de Colombia.

Jaeger y Cook, (1979), *Fundamental of Rock Mechanics*, Third Edition. Chapman and Hall, London.

SCT, Secretaría de Comunicaciones y Transporte, Manual de Diseño y Construcción de Túneles de Carretera, Capítulos 4, 6 y 9.

NGI, Using the Q system: Rock mass classification and support design", Oslo, 2015, pp. 32-3.

Sheorey P. R., Mohan G. M., Sinha A., (2001). Influence of Elastic Constants on the Horizontal In-situ Stress. *Int. J. Rock Mech. Min. ci.*, 38(8), 1211–1216.

UNWEDGE. Underground Wedge Stability Analysis. Version 3.005 Rocscience, 2004.

PHASE2. Phase 2 Modeler. Version 5.047 Rocscience, 2004.

RS2 (2015). Finite element analysis for excavations and slopes software. Version 8.0, Rocscience Inc., Toronto.

Tablas

Tabla 1. Resultados de los ensayos de laboratorio de Mecánica de Rocas	33
Tabla 2. Resultados obtenidos del suelo por el LIEC S.A. de C.V.	41
Tabla 3. Resultado fisicoquímico del agua en el laboratorio del Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto A.C. (IMCYC).	41
Tabla 4. Zonificación geotécnica del trazo del túnel.	42
Tabla 5. Resultados de la Q de Barton.	46
Tabla 6. Resultados del RMR.....	47
Tabla 7. Resultados de la clasificación del GSI.	47
Tabla 8. Resistencia corregida a la compresión simple considerando el efecto de escala.	48
Tabla 9. Parámetros de resistencia de roca intacta según Hoek y Brown.....	49
Tabla 10. Parámetros de resistencia de Roca Intacta.	49
Tabla 11. Resultados de la caracterización de las discontinuidades de las diferentes zonificaciones..	52
Tabla 12. Resultados de la caracterización de las discontinuidades de las diferentes zonificaciones..	55
Tabla 13. Tabla comparativa de los resultados con los diferentes criterios para caracterizar la resistencia de las discontinuidades.....	55
Tabla 14. Parámetros de resistencia con el Criterio Hoek y Brown generalizado.	58
Tabla 15. Parámetros de resistencia en su equivalencia Mohr-Coulomb.	58
Tabla 16. Módulo de deformabilidad, Relación de Poisson, resistencia a la compresión simple de los macizos rocosos.....	59
Tabla 17. Resultados de los parámetros de resistencia con las	61
Tabla 18. Modelo Geotécnico.	62
Tabla 19. Tipo de análisis de equilibrio límite de los métodos en estabilidad de taludes.	66
Tabla 20. Modelo geotécnico de los portales del túnel.	66
Tabla 21. Resultados del análisis de estabilidad de taludes en condiciones seca y con sismo.....	66
Tabla 22. Resultados del análisis de estabilidad de taludes en condiciones seca y con sismo.....	68
Tabla 23. Factores de Seguridad ante el deslizamiento de cuñas para el Túnel Norte.	76
Tabla 24. Factores de Seguridad ante el deslizamiento de cuñas el Túnel Sur.	76
Tabla 25. Tipo de excavación (ESR) según el sistema Q.	78
Tabla 26. Sistema de anclaje sugerido por Barton (1974).....	78
Tabla 27. Resultado del número de anclas necesarias, así como la longitud de las barras necesarias para las diferentes revisiones de falla.....	79
Tabla 28. Resultados de la separación y longitud del anclaje.	80
Tabla 29. Teoría de Terzaghi.	84
Tabla 30. Cargas sobre ademe en MN/m ²	85
Tabla 31. Resultados de la estabilidad por el Método de Horn (1961).	98
Tabla 32. Resultados de la Q de Barton.	100
Tabla 33. Tabla de avances y sostenimiento según Bienawski (1989).	101
Tabla 34. Resultados del RMR.....	101
Tabla 35. Procedimientos constructivos según la zonificación geotécnica.	109
Tabla 36. Procedimiento Constructivo final.....	111

Tabla 37. Estimación del procedimiento constructivo a lo largo del túnel.	111
--	-----

Figuras

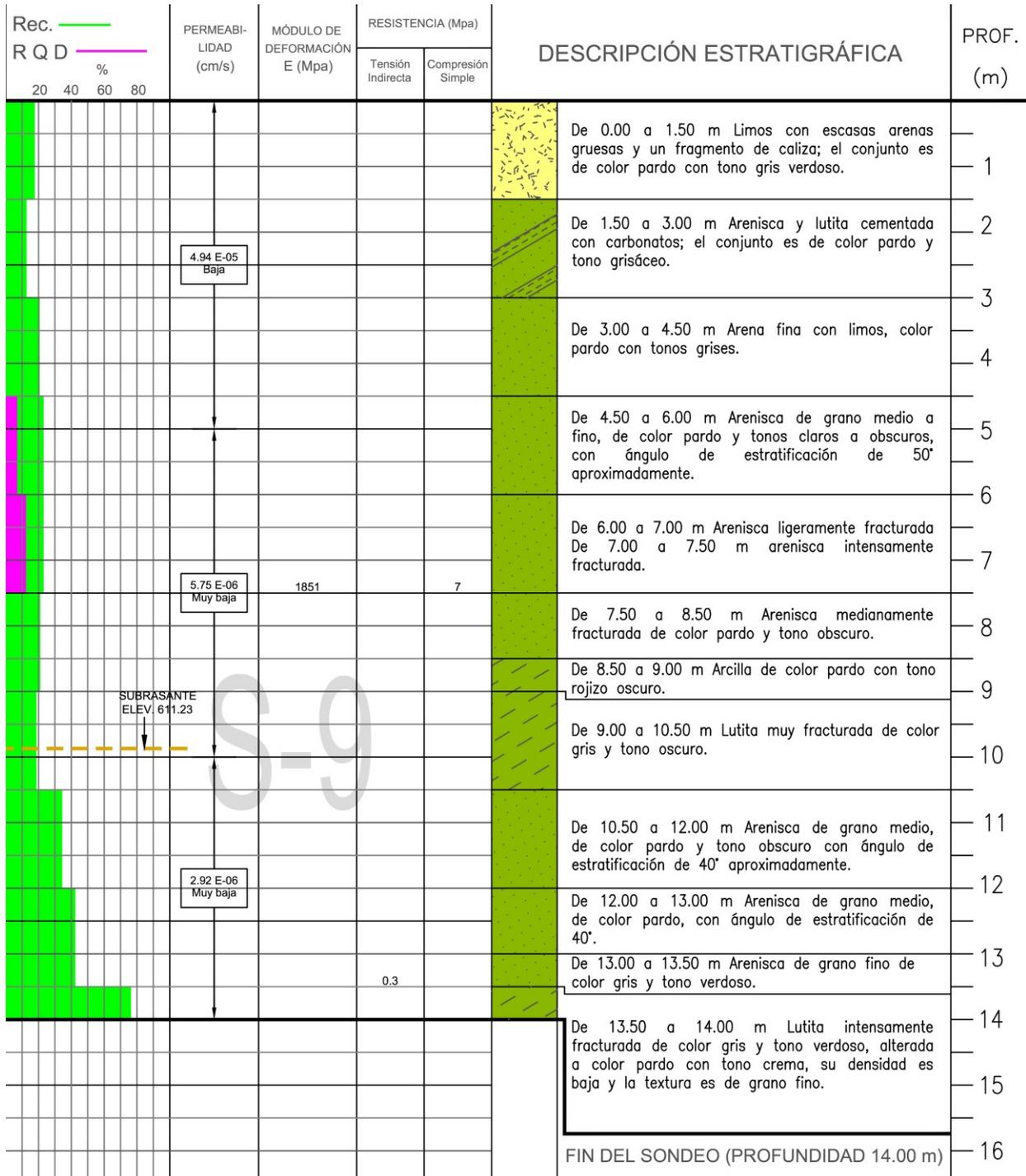
Figura 1. Ubicación del túnel en el anteproyecto hidroeléctrico.	3
Figura 2. Topografía del trazo del túnel.	4
Figura 3. Sección geométrica del proyecto ejecutivo.	6
Figura 4. Subdivisión de la provincia fisiográfica Tierras Altas de Chiapas y Guatemala (TACG).	8
Figura 5. Sección geológica regional de la zona de estudio.	8
Figura 6. Ubicación de la zona de estudio en la Depresión Central. Nótese la estructura geológica con patrón de drenaje del tipo dendrítico.	9
Figura 7. Geología Regional de la zona de los altos de Chiapas en la carta geológico-minera Tuxtla Gutiérrez E15-11 del SGM, 2005.	12
Figura 8. Estratigrafía regional.	14
Figura 9. Red Estereográfica de las discontinuidades de la zona de estudio. E=estratificación.	17
Figura 10. Fotografía tomada de Google Earth, en donde se observa el cambio de pendiente al norte debido a la Falla Normal Tuxtla-Socoltenango, con rumbo regional al NW 62° SE aproximadamente.	18
Figura 11. Representación del estado de esfuerzos de un macizo rocoso y su influencia con la topografía. Figura tomada de Amadei et al. (1997).	19
Figura 12. Planta geológica con la ubicación de la exploración geotécnica.	28
Figura 13. Perfil geológico del trazo del túnel. U.G. Unidad Geotécnica.	30
Figura 14. Clasificación de las rocas del túnel según Deere y Miller (1966).	32
Figura 15. Resultados de las pruebas triaxiales recibidas.	37
Figura 16. Esfuerzo desviador vs deformación en %.	37
Figura 17. Envoltente de falla con el primer criterio.	38
Figura 18. Ajuste en la deformación en 1%.	39
Figura 19. Círculos de Mohr corregidos.	39
Figura 20. Diagrama s-t.	40
Figura 21. Relación aproximada entre J_r/J_a y resistencia a la corte expresada como el ángulo de fricción según Barton y Grimstad (2014).	51
Figura 22. Ejemplos de resistencia al corte.	53
Figura 23. Relación de resistencia al corte y el ángulo de falla.	53
Figura 24. Ejemplos para encontrar el límite aproximado de los ángulos de fricción.	54
Figura 25. Envoltentes de falla según el criterio de Hoek y Brown (2002) para cada zonificación señalada en km.	57
Figura 26. Representación de la proporción de bloques del proyecto.	60
Figura 27. Modelo Geológico de la zona de los portales del túnel.	64
Figura 28. Superficies de falla analizadas; al pie del talud (color verde), fallas locales (color naranja y amarillo) y falla en el contacto litológico roca-suelo (color negro).	65
Figura 29. Resultados en el programa SLIDE con el método Fellenius para fallas locales.	67
Figura 30. Resultados en el Programa SLOPE/W con el método Bishop para fallas al pie.	67
Figura 31. Resultados en SLIDE con el método Bishop para fallas en el contacto roca-suelo.	68
Figura 32. Resultados en el programa SLIDE con el método Fellenius para fallas al pie del talud.	69

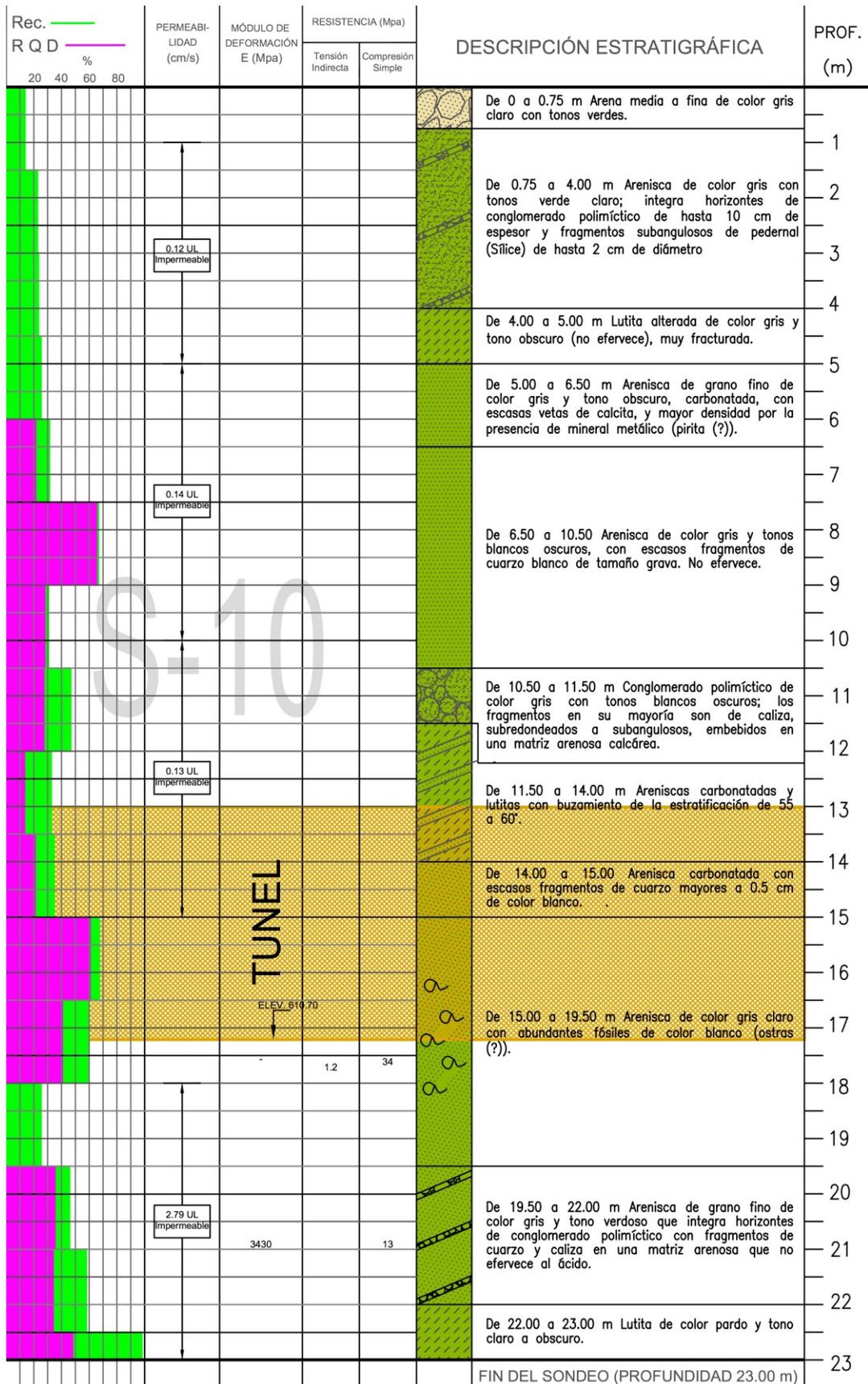
Figura 33. Resultados en el programa SLIDE con el método Fellenius utilizando la resistencia residual para falla en la zona del contacto roca-suelo.	69
Figura 34. Resultados en SLIDE para diferentes ángulos de fricción para fallas en el contacto roca-suelo SIN SISMO.	70
Figura 35. Resultados en SLIDE para diferentes ángulos de fricción para fallas en el contacto roca-suelo SIN SISMO.	70
Figura 36. Sección geométrica del túnel. Las unidades están en metros.	71
Figura 37. Gráfica múltiple GDE tomada de Russo (2007).	73
Figura 38. Red Estereográfica de las discontinuidades de la zona de estudio con el trazo del túnel norte (1+193 a 1+540 km) y del túnel sur (1+540 a 1+673 km). Datos de los echados y dirección de los echados de las estructuras analizadas.....	75
Figura 39. Representación de las cuñas formadas.	76
Figura 40. Vistas de frente en dirección al SE, de planta, de perfil y en 3D del máximo volumen de bloque en el túnel con la combinación 3,4,E.	77
Figura 41. Vistas de frente en dirección al SE, de planta, de perfil y en 3D del soporte óptimo en el túnel para la combinación 3,4,E.....	81
Figura 42. Tomada del Manual de Diseño de Obras Civiles de CFE. Sección B: Geotecnia.	82
Figura 43. Arqueo sobre un túnel, Terzaghi (1945).....	85
Figura 44. Carga máxima estimada según Terzaghi.	86
Figura 45. Representación geométrica según Horn (1961).....	97
Figura 46. Representación de las fuerzas actuantes y resistentes para determinar el Factor de Seguridad por el Método de Horn (1961).	98
Figura 47. Sostenimiento recomendado por el sistema Q de Barton.	99

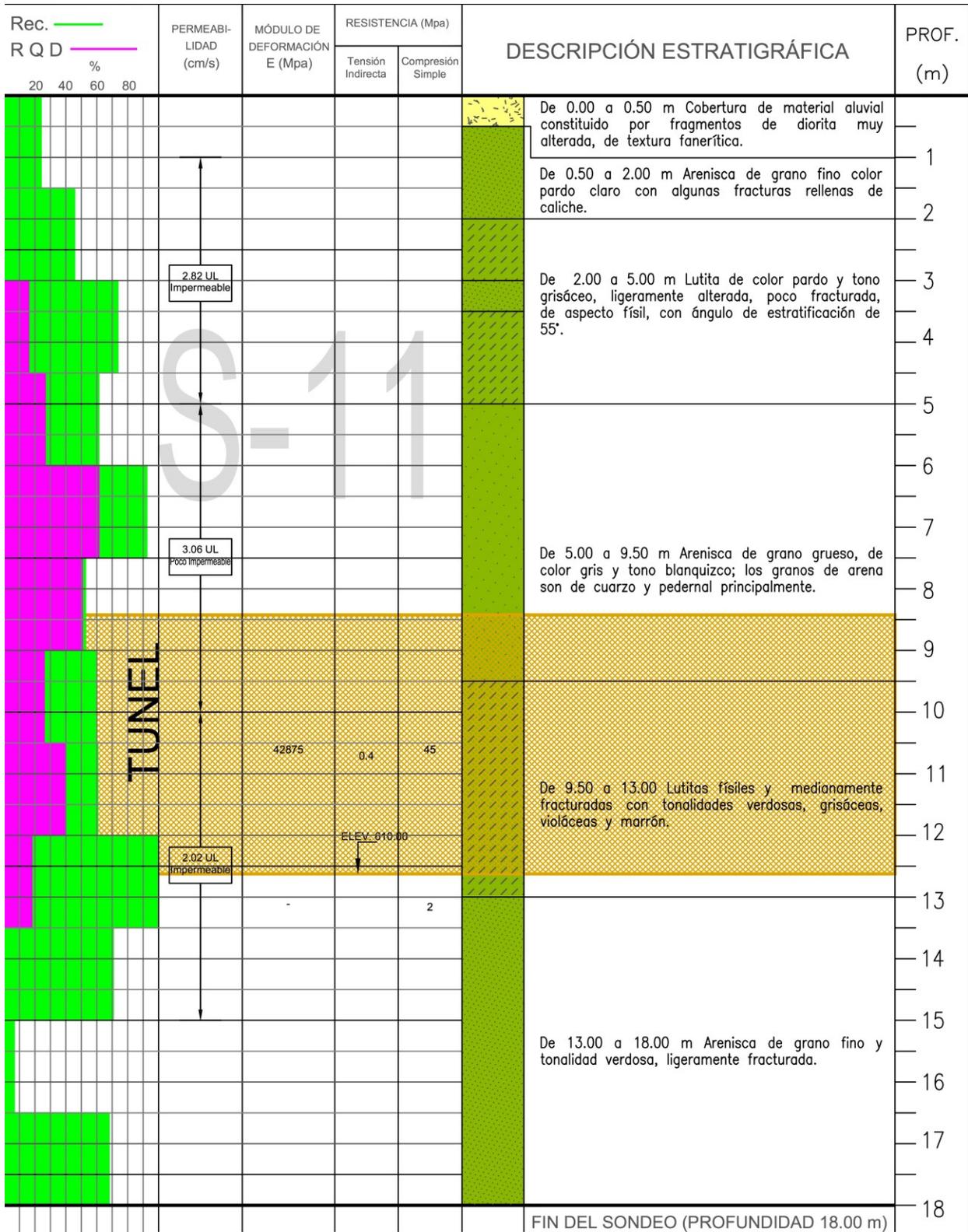
Fotografías

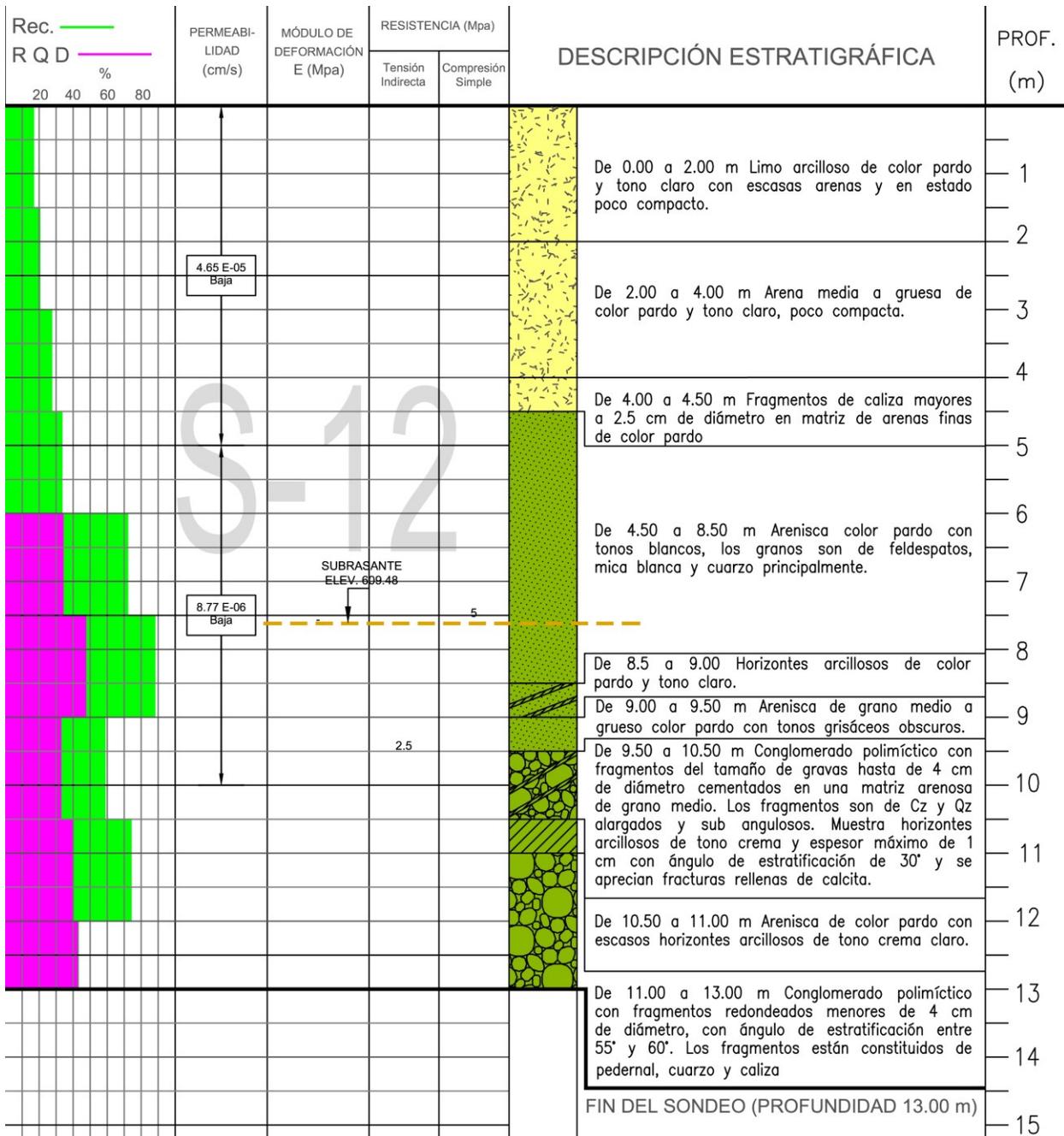
Fotografía 1. Sondeo 9.....	22
Fotografía 2. Sondeo 12.....	22
Fotografía 3. Sondeo 10.....	23
Fotografía 4. Sondeo 10.....	24
Fotografía 5. Sondeo 11.....	25
Fotografía 6. Sondeo 10.....	26
Fotografía 7. Sondeo 11.....	26
Fotografía 8. Sondeo 12.....	27
Fotografía 9. Fotos de la arenisca color pardo (U.G. 1).....	34
Fotografía 10. Fotos de la arenisca con fósiles de color verde (U.G. 2).	34
Fotografía 11. Fotos de la arenisca color verde (U.G. 3).	35
Fotografía 12. Fotos de la lutita color verde grisáceo (U.G. 4).....	35
Fotografía 13. Fotos del conglomerado de color pardo con tono claro (U.G. 5).....	36

Anexo









MÉTODO DE SÍSMICA DE REFRACCIÓN

1. PRINCIPIOS FÍSICOS

El método sísmico de refracción se basa en la propiedad que tienen los materiales del subsuelo de permitir la transmisión de ondas sísmicas (o elásticas). Las ondas sísmicas obedecen las leyes de refracción fundamentadas en los principios de Fermat y Huygens.

La teoría de la elasticidad permite el análisis del comportamiento de las ondas sísmicas, ya que la velocidad de transmisión depende de las constantes elásticas de los materiales en que se propagan tales como el Módulo de Young, la Relación de Poisson y el Módulo de Rigidez.

En forma indirecta, el peso volumétrico de los materiales es una propiedad índice importante para inferir la posible velocidad de transmisión de las ondas en el medio.

En la práctica del método sísmico de refracción, el propósito es conocer la distribución espacial del parámetro de velocidad de propagación de ondas sísmicas ó elásticas, de tal manera de poder zonificar los materiales del subsuelo en función de las variaciones de velocidad con que se transmiten las ondas sísmicas en los materiales que los constituyen, y de correlacionar tal parámetro con las condiciones geotécnicas tales como alteración, fracturamiento y compacidad.

No obstante que los parámetros obtenidos con este método son precisos, pudiera darse el caso de que el modelo sísmico no fuera totalmente correlacionable con la geología del sitio, debido fundamentalmente a que las capas del subsuelo no satisfagan cualquiera de las siguientes dos condiciones.

- a. La velocidad de propagación de cada una de las capas del subsuelo debe incrementarse con la profundidad.
- b. Cada una de las capas debe tener un espesor suficiente, mayor que la longitud de onda para poder ser detectadas.

Otro aspecto importante es la longitud de la línea sísmica, la cual debe ser cuando menos tres veces mayor que la profundidad que se desea investigar.

2. METODOLOGIA

En la aplicación del método sísmico de refracción se busca conocer el tiempo mínimo que tardan las ondas sísmicas o elásticas en propagarse desde el punto en que se generan mediante una excitación en las partículas del terreno, hasta los diferentes horizontes refractores del subsuelo, y de estos hasta emerger a la superficie, en donde las vibraciones son detectadas con una serie de geófonos cuya distribución en

conjunto se conoce como tendido sísmico. Las ondas sísmicas se generaron artificialmente en lugares previamente definidos denominados puntos de tiro (PT). El efecto se logró con el impacto de un cuerpo pesado, que en este caso fue un marro de 12 libras de peso sobre una placa metálica colocada en la superficie del terreno, los cuales están sincronizados con el registro de los detectores.

De las diversas ondas que se generan, las que tienen importancia en el presente estudio, son las ondas longitudinales o primarias. Los geófonos son elementos transductores que convierten el movimiento del terreno en una señal eléctrica que se envía al sismógrafo, el cual es un dispositivo electrónico que amplifica las señales y las presenta en forma gráfica. El sismograma es grabado inmediatamente en una pc para facilitar el proceso de análisis de las señales mediante el posterior uso de equipos de cómputo.

3. EQUIPO DE MEDICIÓN

El equipo utilizado fue un sismógrafo de 12 canales marca Geometrics, modelo ES-3000, acoplado con una lap-top que permite visualizar en pantalla la información registrada y poder analizar en forma inmediata el tiempo de viaje de los arribos tanto de las ondas longitudinales como transversales.

Como fuente de energía se realizaron impactos de un marro de 12 libras sobre una placa metálica, utilizando un dispositivo apropiado para lograr la sincronía necesaria entre el inicio de la perturbación del terreno y el inicio de la grabación de tal perturbación. Se utilizó un carrete con cable para la conexión de 12 geófonos al sismógrafo, con espaciamiento máximo de 15 m entre geófonos. Todos los geófonos usados son de componente vertical de 14Hz. Como fuente de poder para el sismógrafo, se utilizó una batería de 12 volts.

4. PROCESAMIENTO E INTERPRETACIÓN

Una vez obtenidos los sismogramas en campo, el procesamiento de la información incluyó la lectura de los tiempos de los primeros arribos que con las ubicaciones tanto de los puntos de tiro como de los geófonos, permitieron la elaboración de las gráficas tiempo-distancia (gráficas dromocrónicas) donde el eje de las ordenadas corresponde con los tiempos de arribo de las ondas longitudinales expresadas en milisegundos y el eje de las abscisas corresponde con las separaciones entre

SONDEOS ELÉCTRICOS VERTICALES TIPO SCHLUMBERGER

1 FUNDAMENTOS FÍSICOS

La propiedad eléctrica que se emplea para inferir las características de los materiales del subsuelo en los métodos eléctricos es la resistividad o su inverso, la conductividad. La resistividad es la oposición de los materiales al paso de la corriente eléctrica. Los materiales en el subsuelo conducen la corriente eléctrica en forma iónica y electrónica; en el primer caso la conducción se realiza a través de los fluidos contenidos en los poros de la roca y en el segundo caso la conductividad se realiza por medio de los minerales metálicos.

Para fines prácticos se considera que la conducción de la corriente eléctrica en el subsuelo predominantemente es de forma iónica, por lo que la resistividad eléctrica es un parámetro que depende las condiciones físico-químicas a las que se encuentran sometidas las rocas en el subsuelo tales como: el grado de saturación, grado de fracturamiento y compacidad entre otras.

La resistividad se calcula con una fórmula correspondiente a un medio homogéneo.

$$\rho_a = \Delta V / I * K$$

Donde:

ρ_a = Resistividad

ΔV = Diferencia de potencial

I = Corriente eléctrica

K = Constante que es función del arreglo geométrico

Cuando se emplean datos de diferencia de potencial y corriente en una fórmula, obtenidos para un medio heterogéneo o parcialmente homogéneo, a la resistividad obtenida se le denomina aparente y es la base para que mediante una serie de procesos se pueda obtener el espesor y la resistividad verdadera de los materiales del subsuelo.

La aplicación del método resistivo mediante sondeos eléctricos verticales (SEV's) se realiza con el fin de obtener una correlación de los valores de resistividad y espesores de las diferentes capas del subsuelo, para ello se empleó un dispositivo lineal y simétrico de cuatro electrodos tipo Schlumberger.

En este arreglo de cuatro electrodos, se integran dos al circuito de transmisión y dos al circuito de recepción. Los electrodos exteriores A y B constituyen el circuito en la superficie del terreno; la energía eléctrica circula por los materiales del subsuelo en forma tridimensional, creando un campo eléctrico cuyo potencial es medido a través de los electrodos M y N que constituyen el circuito de recepción.

El dispositivo electródico Schlumberger considera que los electrodos de potencial M y N se encuentran colocados a una distancia infinitesimal con respecto al centro del dispositivo, sin embargo para fines prácticos es suficiente hacer la distancia entre los electrodos M y N, menor o igual a la quinta parte de la distancia de separación que existe entre los electrodos A y B; esto permite un mínimo de error en las mediciones.

2 CARACTERÍSTICAS DEL EQUIPO EMPLEADO

El equipo utilizado en la obtención de los datos de campo, lo constituyó un equipo integrado por un resistivímetro, un transmisor de corriente, un motor generador, dos carretes con sus respectivos cables y electrodos metálicos de latón.

El resistivímetro es liviano y de fácil manejo, presenta pantalla digital con alta legibilidad donde se pueden observar valores de voltaje de las baterías; de potencial natural y de voltaje primario. Es de alta precisión, las escalas permiten leer desde varias decenas de volts a fracciones de milivolt, con resolución de hasta 0.1 milivolt. Presenta un sistema de compensación para el potencial natural del terreno y tiene una impedancia de entrada de 10 mega ohms.

El transmisor genera corriente continua, presenta las lecturas de corriente en una pantalla digital de alta legibilidad y tiene varias escalas de corriente con un sistema que permite medir la resistencia del terreno para poder seleccionar de forma adecuada las escalas de voltaje y corriente.

3. METODOLOGÍA DE CAMPO

Con los electrodos de potencial y de corriente colocados sobre la superficie del terreno, se realiza la lectura de la diferencia del campo potencial y de la corriente que circula en el subsuelo. Con los valores de corriente, voltaje y el factor geométrico, que relaciona las separaciones de los electrodos, se calcula la resistividad aparente. Para realizar cada medición se incrementa la abertura entre los electrodos de corriente A y B; sin embargo cuando los valores de la diferencia de potencial resultan muy pequeños, se aumenta la separación entre los electrodos M y N, debiéndose tomar al menos una lectura de datos con dos diferentes posiciones de electrodos de potencial y una sola posición de electrodos de corriente; este proceso se le denomina traslape.

La serie de intervalos de abertura máxima entre el centro del dispositivo y un electrodo de corriente ($AB/2$), fueron de 2, 3, 4, 5, 6, 8, 10, 13, 16, 20, 25, 32, 40, 50 y 65 m.

Las separaciones empleadas entre el centro del dispositivo y un electrodo de potencial (MN/2), fueron de 0.75 y 5 m.

Las lecturas de resistividad aparente son afectadas por las variaciones topográficas, por tanto considerando el área de estudio, se eligió que la abertura de los electrodos fuera realizada en la dirección que menos afectara los valores obtenidos.

Finalmente, para tener un control de calidad de las curvas, en el campo se calcularon y se marcaron los valores de resistividad aparente en una gráfica en forma simultánea a la captura de los datos.

4. PROCESAMIENTO E INTERPRETACIÓN

En términos generales, puede decirse que la finalidad de los sondeos eléctricos verticales y de la mayoría de los métodos geoelectrónicos, es la de inferir las estructuras y materiales del subsuelo.

Retomando los conceptos necesarios para la interpretación de los sondeos eléctricos verticales, se tiene que el problema inverso para medios estratificados, es el de determinar los parámetros del corte geoelectrónico (espesores y resistividades), a partir de la curva de resistividades aparentes suministrada por el sondeo eléctrico vertical.

La interpretación de los sondeos eléctricos verticales se inicia con las gráficas de los valores de resistividad aparente calculados contra la abertura de los electrodos de corriente (AB/2) en hojas de papel con escala logarítmica con tres ciclos por lado y en un módulo de 62.5 mm.

El que en la abscisa se representen los valores de AB/2 no implica que la profundidad de investigación sea igual en AB/2, sin embargo al adoptar la escala logarítmica se pone de manifiesto que la influencia de una capa disminuye con la profundidad.

Debido al movimiento que se realiza en los electrodos de potencial M y N, se observan saltos en algunos tramos de la curva de resistividad aparente, sin embargo esto se corrige desplazando los tramos a modo de obtener una curva continua.

La interpretación cuantitativa se realizó con métodos automáticos mediante un programa que utiliza las Curvas de Dar Zarrouk y con un programa que utiliza las técnicas de Ridge-Regression y Mínimos Cuadrados, alimentando como datos de entrada los valores de resistividad aparente y dando como resultado los espesores y resistividades del corte geoelectrónico.

Los valores de las abscisas o semidistancias electrónicas (AB/2) para formar la curva de resistividad aparente fueron: 1, 1.47, 2.15, 3.16, 4.64, 6.81, 10.0, 14.7, 21.5, 31.6 y 46.4. Esto permitió que las curvas de resistividad aparente graficadas sobre papel bilogarítmico sean una función suave, continua y acotada.

El programa está basado en la semejanza que existe entre la curva de resistividad aparente (CRA) y la curva de Dar Zarrouk (CDZ) a partir de un mismo perfil geoelectrico. Cada uno de los valores muestreados de la CRA se consideran como de un CDZ, con tantas capas como muestras tenga la curva. El programa calcula los espesores y resistividades de las capas, así como la resistividad aparente que producirá el perfil geoelectrico correspondiente.

La curva de resistividad aparente calculada (RO-CAL) es comparada con los valores iniciales de la curva observa (RO-OBS); si el error está dentro de un valor de tolerancia elegido, el número de capas se reduce hasta llegar a un modelo geoelectrico final y con ello, a la solución del problema. En este caso contrario, el programa vuelve a recalcular los espesores y resistividades.

1. ESPECTRO DE DISEÑO SÍSMICO DEL SITIO

Se llevó a cabo el estudio de la respuesta sísmica del terreno con objeto de determinar los espectros de respuesta del sitio y el espectro de diseño recomendado para la revisión sísmica de la estructura proyectada, los cuales definen con detalle el nivel de aceleración espectral a que estará expuesta la estructura de la obra de toma ante la ocurrencia de sismos severos.

En términos generales, los espectros de diseño sísmico establecidos en los manuales y reglamentos ofrecen una configuración robusta por incluir, para las diferentes zonas geosísmicas, un amplio intervalo de sitios con respuestas dinámicas diversas. El estudio de la respuesta sísmica del terreno para un sitio en particular permite definir con mejor detalle la forma del espectro de diseño y optimizar el valor del coeficiente sísmico sin poner en riesgo la seguridad de la estructura proyectada.

Los resultados del estudio de la respuesta sísmica del terreno consideran los siguientes aspectos principales:

- Resultados obtenidos de los trabajos ejecutados en campo
- Condiciones de peligro sísmico que caracterizan a la zona
- Propiedades dinámicas de los depósitos de suelo estudiados
- Tipo y naturaleza de los acelerogramas empleados como movimiento de entrada
- Acelerogramas obtenidos en la superficie del terreno
- Espectros de sitio
- Espectro de diseño sugerido para la revisión sísmica de las estructuras proyectadas.

Para determinar la respuesta sísmica de un sitio en particular es necesario establecer las condiciones dinámicas regionales y locales. Para las primeras se requiere conocer la

ubicación y características de las zonas potencialmente generadoras de eventos sísmicos que tengan efecto en el sitio de interés. Las condiciones de tipo local están asociadas a los efectos de sitio, definidos por la naturaleza dinámica que presentan los materiales que componen al depósito de suelo en estudio.

Para especificar el movimiento del sitio de interés se establece primero el movimiento que se tendría en el sitio si este fuera terreno rocoso; posteriormente se toman en cuenta los efectos de sitio en forma explícita. Para cuantificar el movimiento en terreno firme se determina el peligro sísmico uniforme que caracteriza a la zona donde se encuentra el sitio de interés.

1.1. Temblores que afectan a la zona

La sismicidad observada en el territorio mexicano, principalmente a lo largo de la costa del Pacífico, desde Jalisco hasta Chiapas, es una de las más altas del mundo. En esta región, los temblores se producen por la subducción de las placas oceánicas de Cocos y Rivera bajo la placa Norteamericana. Al igual que en otras partes del mundo el proceso de ocurrencia de temblores mexicanos de subducción está constituido por períodos de acumulación de energía que culmina con la generación de un temblor cuando se sobrepasa la resistencia de corte entre las placas.

En la brecha de Michoacán se generaron los sismos del 25 de octubre de 1981 ($M_s=7.3$), 19 de septiembre de 1985 ($M_s=8.1$) y 30 de abril de 1986 ($M_s=7.0$). Esta región, en particular, produce pocos sismos pequeños y puede dar lugar a sismos de gran tamaño. Al igual que la brecha de Jalisco, esta brecha puede adquirir el potencial sísmico más elevado de la zona de subducción mexicana y los tiempos de recurrencia más largos (70 años, aproximadamente).

Existe consenso general en la comunidad científica que, actualmente, la región con mayor potencial sísmico en el país es, precisamente, el área cubierta por las brechas de Guerrero y San Marcos. En esta región se originó el gran terremoto del 7 de abril de 1845 ($M_s=8.2$, aprox.). Este temblor fue uno de los temblores más fuertes del siglo XIX. En esta región también se generaron grandes temblores en 1899 ($M_s=7.9$), 1907 ($M_s=7.7$), 1908 ($M_s=7.6, 7.0$), 1909 ($M_s=6.9$) y 1911 ($M_s=7.8$). La actividad sísmica intensa cesó por 46 años hasta el 28 de julio de 1957 cuando se generó otro gran temblor conocido como temblor del ángel. Los sismos intensos más recientes generados en esta región tuvieron lugar los días 11 y 19 de mayo de 1962 ($M_s=7.1, 7.0$), 29 de Septiembre de 1985 ($M_s=8.2$) y 25 de abril de 1989 ($M_s=6.9$). Un gran sismo de esta zona tiene grandes posibilidades de ocurrencia, ya que en la zona noroeste (desde cerca de Petatlán hasta Acapulco) no se han producido grandes temblores en los últimos 80 años, mientras que en la porción sureste (desde Acapulco hasta cerca de Ometepec) no ha dado lugar a grandes temblores después del terremoto de 1957. Esta región puede producir un sismo con $M_s=8.2$, o bien, dos a cuatro con $M_s=7.9$.

Con menor frecuencia ocurren grandes temblores bajo el continente, con profundidades mayores que 50 km, conocidos como sismos de profundidad intermedia. También se conocen como sismos de fallamiento normal porque se producen por un mecanismo de litósfera oceánica subducida. El 19 de junio de 1858 un terremoto se sintió fuertemente causando fuertes daños en varias poblaciones importantes del centro del país.

Se considera que, aun cuando los sismos de profundidad intermedia están asociados al mecanismo de subducción, los efectos y daños que causan ocurren lejos de las costas del Pacífico.

En una pequeña porción al noreste del país, conocida como valle Mexicali-Imperial, también suceden grandes temblores por el movimiento relativo de fallas transcurrentes.

Los sismos que afectan al territorio nacional han sido divididos en los cinco grupos principales que se indican en la figura 13. El peligro sísmico combinado de estos eventos ha sido considerado para la construcción de los espectros de diseño adoptados en México (MDS-CFE, 1993, 2008).

Para definir las acciones sísmicas de diseño, se requiere calcular las ordenadas espectrales en roca ante la ocurrencia de temblores máximos posibles. Se han obtenido expresiones empíricas que relacionan dichas ordenadas con la magnitud y distancia focal, usando bases de datos de diferentes fuentes sísmicas. Estas relaciones se conocen como leyes de atenuación y están implantadas en el programa Peligro Sísmico en México del año 2004. Para sitios arbitrarios de terreno firme, este programa permite calcular espectros de peligro uniforme (5% de amortiguamiento) asociados a distintos períodos de retorno e incluyen el efecto ponderado de los sismos de distintos orígenes, dependiendo de la sismicidad de las diversas fuentes y su distancia al sitio de interés.

1.2. Excitación en terreno firme

Los efectos sísmicos regionales pueden traducirse en movimientos sísmicos inducidos en la base del depósito en estudio; esto significa que es posible asociar diferentes historias de aceleración con la excitación producida por eventos sísmicos que corresponden a las distintas fuentes sismogénicas involucradas, lo que permite aislar los efectos sísmicos regionales de aquellos de tipo local gobernados por las propiedades geométricas y materiales del depósito.

Bajo este esquema resulta adecuado tomar acelerogramas representativos del movimiento en el basamento del depósito, para posteriormente cuantificar la respuesta dinámica en la superficie. En este sentido los registros acelerométricos pueden ser de tres tipos:

- Tomados de mediciones directas ante la ocurrencia de un temblor.
- Generados a partir de la aplicación de funciones de Green y modelos de fuente, representativos de eventos sísmicos de una magnitud y distancia epicentral específica.

- Generados a partir del peligro sísmico esperado en un período de retorno o tiempo de exposición específico.

El último tipo se refiere a la construcción de acelerogramas sintéticos que reflejen la totalidad del peligro sísmico que enfrentarían estructuras desplantadas en un sitio de interés. En la determinación del peligro, se toman todas las fuentes sísmicas potenciales que puedan tener impacto. Es decir, se generan temblores cubriendo todas las magnitudes y distancias epicentrales posibles entre el sitio estudiado y las fuentes potenciales. En este ejercicio se lleva cuenta de las frecuencias con que ocurre cada temblor generado y se asocia con los niveles de intensidad sísmica producida, por ejemplo, aceleración máxima del terreno. El inverso de las frecuencias acumuladas son los períodos con los que se espera que se excedan ciertos valores de las intensidades sísmicas estudiadas. En esta forma de proceder, se incluyen, desde luego, los sismos más desfavorables.

Para la determinación del Peligro Sísmico esperado en la zona de la obra de toma se fijaron períodos de retorno buscando alcanzar los niveles de aceleración esperados en el terreno firme de la zona y se calcularon los espectros de diseño correspondientes. Este espectro corresponde a un sitio rocoso, es decir, de terreno firme. Se determinó el espectro de amplitudes de Fourier asociado al espectro de diseño y se ajustaron a su forma series de tiempo (acelerogramas sintéticos). Para ello se utilizaron señales de ruido blanco de carácter aleatorio. Los acelerogramas sintéticos son posibles realizaciones del movimiento esperado en el sitio de interés si este fuera terreno firme o roca. Aunque no reflejan las condiciones reales del terreno, si reflejan el peligro sísmico debido a la productividad sísmica regional en un período de retorno específico.

El espectro de peligro uniforme para terreno firme se determinó para el 5% de amortiguamiento estructural y se presenta en la figura 15. Este espectro incluye el efecto ponderado de los sismos de distintos orígenes, dependiendo de las diversas fuentes y su distancia al sitio de interés.

1.3. Simulación del movimiento del terreno

La determinación de acelerogramas sintéticos permite realizar análisis inelásticos tanto del suelo como de la estructura. En este tipo de análisis, llamados paso a paso, se requieren acelerogramas sintéticos que tomen en cuenta el carácter aleatorio tanto de las amplitudes como de las fases de dichas señales. Es recomendable generar diversos acelerogramas sintéticos que sean compatibles con los espectros de respuesta esperados para las fuentes sísmicas potenciales y/o de peligro uniforme.

Criterios de Simulación

Se hizo uso de un método de simulación de temblores que permite generar acelerogramas sintéticos que cumplen con las amplitudes espectrales prescritas. El principio del método es construir señales transitorias cuyos Espectros de Amplitudes de Fourier (EAF) guarden semejanza, al menos en promedio, con un EAF objetivo.

Usualmente, el EAF objetivo corresponde con un movimiento prescrito que es combinado con fases aleatorias para adquirir representación en el dominio del tiempo.

Para la simulación se construye una serie de tiempo de ruido blanco gaussiano, con media cero y varianza uno, modulada con una ventana temporal.

El espectro de Fourier de esta serie de ruido, $S(\omega)$, se multiplica por el EAF prescrito, $|A_p(\omega)|$; de este modo, el acelerograma simulado se obtiene haciendo uso de la síntesis de Fourier, de acuerdo con la expresión

$$A_s(t) = \mathfrak{F}^{-1}\{|A_p(\omega)|S(\omega)\}$$

donde \mathfrak{F}^{-1} representa la transformada inversa de Fourier.

Acelerogramas Sintéticos

Para especificar el EAF objetivo se hace uso de la relación que existe entre el espectro de respuesta de pseudovelocity para amortiguamiento nulo y el EAF de la aceleración del movimiento de la excitación. Estadísticamente, se sabe que las respuestas espectrales de pseudovelocity no amortiguadas son envolventes del EAF. Con rigor, para cualquier tipo de señales, se demuestra que el EAF es casi siempre menor que el espectro de pseudovelocity. En combinación con esta similitud, para deducir espectros de pseudovelocity S_v no amortiguados a partir de espectros de pseudoaceleración S_a amortiguados, se adaptó una correlación semiempírica propuesta por Newmark y Rosenblueth en 1971, dada por

$$S_v = \frac{S_a}{\Omega} (1 + \beta \zeta \Omega T_D)^\kappa$$

donde Ω es la frecuencia natural angular del oscilador, T_D es la duración del movimiento, ζ es el amortiguamiento del espectro de pseudoaceleración (nominalmente del 5%), y $\beta = 0.6$. Cuando $\zeta \Omega T_D$ varía aproximadamente entre 8 y 40 se recomienda que $\kappa = 0.4$. Para la mayoría de los espectros de diseño obtenidos se cumple esta condición.

Con estos criterios se generaron familias de acelerogramas sintéticos para roca correspondientes con los espectros de peligro uniforme. Las historias de aceleración se presentan en la figura 14.

La validez de los acelerogramas generados se verifica mediante la comparación de los espectros de respuesta elástica producto de estas simulaciones (5% de amortiguamiento), con el espectro de peligro uniforme. La comparación se muestra en la figura 15, donde los espectros obtenidos de las simulaciones se presentan con líneas delgadas.

El promedio de los espectros calculados con las simulaciones se muestra con línea continua en color azul en la misma figura 15 y, como se observa, reproduce razonablemente al espectro de peligro uniforme (línea roja discontinua).

Para caracterizar dinámicamente a los materiales que componen al depósito de suelo en el sitio de interés, se ejecutaron los siguientes trabajos de campo:

- Un tendido geosísmico para su análisis por el Método de Dispersión de Ondas Superficiales (MASW, Multichannel Analysis of Surface Waves)
- Un punto de monitoreo con Vibración Ambiental (VA)

La coordenada UTM del sitio donde se ejecutaron estos trabajos fue 524,899.9m E, 1,839,547.1m N, en la zona 15Q, la cual se encuentra en la margen derecha del río, aproximadamente 34 m aguas abajo del eje de la cortina de la obra de toma y 3 m a la derecha del eje del eje del desarenador (planos PGOT-2 y PGOT-3).

1.4. Tendidos Sísmicos de Onda Superficial

Para caracterizar dinámicamente a los materiales que componen al depósito de suelo en la zona de interés, se realizó un tendido geosísmico para su análisis por el Método de Dispersión de Ondas Superficiales (MASW). Mediante esta técnica es posible determinar la velocidad de propagación de ondas de corte de las diferentes unidades estratigráficas que constituyen al subsuelo, obteniendo los perfiles sísmicos y los modelos geodinámicos del sitio explorado.

Para la ejecución del tendido se colocaron 24 geófonos (sismodetectores) en línea recta, espaciados 4 m entre ellos y se utilizaron cinco puntos de tiro (PT) alineados con ellos, generando la fuente de ondas mediante el golpe de marro en una placa metálica asentada en el terreno; tres puntos de tiro se ubicaron entre los geófonos 6 y 7, 12 y 13, y 18 y 19 y dos en cada extremo del tendido, a una distancia de 4 m de los geófonos extremos 1 y 24. En cada tiro se realizó una grabación de 2 s. En las fotografías 129 a 131 se muestra el equipo empleado y la ejecución del tendido sísmico en el sitio explorado.

Se utilizó un sismógrafo digital marca GEOMETRICS, modelo GEODE de 24 canales con sensores de 4.5 Hz de frecuencia natural, con grabación en disco y selectores de filtros, amplitudes y grado de sensibilidad (ganancias) para cada traza. Los sismogramas se grabaron digitalmente, para su posterior análisis a través de una computadora portátil y el empleo de programas de cómputo.

1.5. Vibración Ambiental

Para establecer la completa caracterización dinámica de la zona estudiada, se realizó una medición complementaria de Vibración Ambiental (VA) en el sitio. El interés fue establecer el intervalo aproximado en que se ubica el período dominante de vibración del suelo.

Las mediciones de vibración se realizaron colocando sensores capaces de registrar las amplificaciones inducidas en términos de aceleración de partícula en función del tiempo. Cada sensor fue orientado para capturar las historias de velocidad y aceleración en las componentes longitudinal, transversal y vertical.

La adquisición de datos se realizó con sensores de alta sensibilidad de tres componentes y la grabación de las señales con un registrador digital modelo Geode, marca Geometrics. Las señales de los sismómetros se digitizaron con un intervalo de 0.01 s y cada muestra se grabó en 24 bits.

Los instrumentos empleados son de tecnología reciente y se contó con el software necesario para transferir los registros medidos en campo a la computadora para cuantificar los parámetros de la dinámica de la partícula: desplazamiento, velocidad, aceleración y frecuencia del pulso dominante, en cada una de sus tres componentes, además del amortiguamiento, velocidad de partícula pico y espectros de potencia. El equipo y el monitoreo del punto de VA se muestra en la fotografía 131.

1.6. Velocidad de propagación de ondas

El movimiento del suelo compuesto por unidades estratigráficas de materiales blandos, o sueltos, genera amplificaciones dinámicas producto de los efectos locales asociados a sus propiedades. El sitio investigado presenta capas de suelo que se asocian con este tipo de terrenos y produce amplificación de las ondas sísmicas que en él se propagan. Las ondas sísmicas producen un efecto de difracción múltiple al encontrarse con las fronteras entre estratos, generan interferencias destructivas y constructivas que se traducen en atenuaciones y amplificaciones, respectivamente. Es de interés fundamental en la respuesta dinámica del suelo determinar las amplificaciones que experimenta el movimiento sísmico al momento en que las ondas se propagan a través de las capas de suelo.

Buscando establecer los niveles de amplificación dinámica que presenta el sitio, se analizaron los datos obtenidos del tendido sísmico MASW ejecutado en campo, aplicando la técnica de Dispersión de Ondas Superficiales. Con ello se determinó la variación de la velocidad de propagación de ondas de corte (V_s) con la profundidad y se estimaron los valores de la velocidad de propagación de ondas compresionales (V_p).

El método MASW se fundamenta en el estudio de las ondas superficiales. Con él se pueden resolver y caracterizar las diferentes capas sísmicas del terreno, tomando en cuenta los siguientes conceptos principales:

- Se define como dispersión el cambio de velocidad de propagación de las ondas Rayleigh (CR) en función de la longitud de onda o de la frecuencia.

- Este fenómeno solamente se manifiesta cuando el medio no es homogéneo en términos de la distribución de los valores de velocidad de ondas de cortante según la vertical.
- En un medio con valores de velocidades de ondas S crecientes con la profundidad, las componentes de alta frecuencia (menor longitud de onda) se transmiten a menor velocidad de fase que aquellas de baja frecuencia (mayor longitud de onda) que además profundizan más en el terreno.

En la figura 16 se presentan los resultados obtenidos, mostrando la variación de la velocidad de propagación de ondas S con la profundidad, asociadas a cada unidad que forma parte del subsuelo en los sitios explorados.

Tabla 7. Profundidad y velocidades de propagación de ondas S y P MASW de las unidades estratigráficas representativas.

Profundidad (m)	Velocidades de Onda		Peso Vol. (t/m ³)	Relación de Poisson	Módulos Dinámicos	
	Vp (m/s)	Vs (m/s)			E (t/m ²)	G (t/m ²)
0 a 3.5	1,043	281	1.7	0.461	39,979	13,683
3.5 a 12	1,897	554	1.9	0.453	172,788	59,443
12 a 21	2,580	1,057	2.0	0.399	637,390	227,778

1.7. Módulos dinámicos y relación de Poisson

A partir del conocimiento de los valores de velocidad de propagación de ondas, y en complemento con los valores de los pesos volumétricos (ρ) de los materiales que caracterizan al depósito de suelo estudiado, se definieron los parámetros elastodinámicos Relación de Poisson (ν), Módulo dinámico de rigidez (G) y Módulo dinámico de elasticidad (E)

Para ello, se aplicaron las relaciones siguientes,

$$\nu = \frac{\left(\frac{V_p}{V_s}\right)^2 - 2}{2\left(\frac{V_p}{V_s}\right)^2 - 2}$$

$$G = V_s^2 \rho$$

$$E = 2G(1 + \nu)$$

Los resultados de este análisis se presentan también en la tabla 7 destacando que en el cálculo de los módulos dinámicos se consideraron los valores de los pesos volumétricos que se indican en la misma tabla.

1.8. Funciones de transferencia

El sitio de la obra de toma está formado por capas de suelo superficiales y de poco espesor con propiedades dinámicas que tienden a mejorar con la profundidad. Se cuenta con una descripción de la estratigrafía donde se tienen las propiedades dinámicas de los materiales. Incluyen a las velocidades de propagación de ondas de compresión y a las ondas de cortante.

Para evaluar la respuesta dinámica del subsuelo en estudio se construyó un modelo geodinámico a partir de las velocidades de propagación, el amortiguamiento del suelo y los pesos volumétricos asociados a cada unidad estratigráfica.

Para establecer la función de transferencia representativa del terreno en estudio, se emplearon las propiedades dinámicas obtenidas del MASW y para considerar las posibles variaciones de las propiedades establecidas, se utilizó un modelo estadístico que permitió determinar la respuesta sísmica del medio estratificado. Se trata de un modelo teórico de propagación de ondas con que se calcula la respuesta sísmica de un medio con estratificación horizontal de extensión lateral infinita, sujeto a la incidencia vertical de ondas de cortante en la base. Cada estrato se caracteriza por su espesor, velocidad de ondas de corte, densidad de masa y amortiguamiento; el semiespacio se representa con su velocidad de propagación de ondas de corte y su densidad de masa.

El carácter estadístico del modelo adoptado, permite tomar en cuenta la incertidumbre que se tiene en los datos. Esta forma de proceder permite asignar valores de desviación estándar elevados cuando se tienen grandes incertidumbres en la valoración de los parámetros.

El procedimiento consiste en generar datos aleatorios, considerando los valores medios y las desviaciones estándar establecidas. Es decir, para cada simulación, se genera una posible realización de los parámetros que describen la estratigrafía. Por ejemplo, para la simulación i -ésima, el parámetro $v_i = U(\mu, \sigma)$, donde U es un número aleatorio que sigue una distribución lognormal, con media μ y desviación estándar σ .

Con este criterio se genera un modelo estratigráfico y se calcula la función de transferencia del sistema dinámico. Así se procede con un número suficiente de simulaciones hasta que el promedio de las funciones de transferencia converja en la función de transferencia esperada.

Considerando el comportamiento del suelo y los modelos construidos, en la figura 17 se presentan las funciones de transferencia determinista (línea azul continua), obtenidas de

las propiedades definidas con el MASW, la función de transferencia media (línea roja discontinua) y media más desviación estándar (línea negra punteada) obtenidas del análisis probabilista.

El período dominante de vibración del sitio se establece a partir de la forma que presentan las funciones de transferencia, mediante el inverso de la frecuencia de vibración asociada al máximo nivel de amplificación. Para el sitio de estudio el período dominante es cercano a 0.1 s.

Complementariamente, se analizaron los registros capturados con la técnica de Vibración Ambiental (VA) para establecer el intervalo en que se ubica el período dominante de vibración en la zona de estudio.

A partir de los espectros de Fourier calculados de los registros de VA, se obtuvo la razón espectral entre las componentes horizontales y la vertical de un mismo registro (técnica de Nakamura o REHV), para determinar las frecuencias dominantes de vibración del terreno. En la figura 18 se presentan los resultados obtenidos al aplicar la técnica de Nakamura para el punto medido en el sitio de estudio. En estos cocientes se determinó que las frecuencias dominantes de vibración del terreno, congruentes con la formación estratigráfica del sitio, se ubican aproximadamente en 22 Hz, asociadas con un período dominante de vibración de 0.045 s.

1.9. Estimación de la respuesta sísmica del terreno

Las amplificaciones dinámicas del sitio, están caracterizadas por las funciones de transferencia de los modelos postulados que para este estudio se ha adoptado la que resulta del promedio más una desviación estándar (figura 18). Para conocer la respuesta sísmica en la superficie del depósito se realizó la convolución de esta función de transferencia con las 10 simulaciones del movimiento en roca (figura 14), que es equivalente al que se tendría en la base de la estratigrafía sin considerar el efecto de superficie libre de esfuerzos. En la figura 19 se ilustran los acelerogramas en la superficie del depósito de suelo considerando el comportamiento dinámico del suelo.

Para determinar la respuesta sísmica del sitio en estudio es necesario construir espectros de sitio a partir de la respuesta establecida para la superficie del terreno. De esta forma, la excitación en la superficie del depósito corresponde a la del terreno firme modificada por las características de las unidades estratigráficas que forman al depósito.

En términos generales, las etapas que definen el procedimiento para evaluar la respuesta dinámica del terreno de estudio se resumen de la forma siguiente:

- Se obtiene el espectro de amplitudes de Fourier del acelerograma en terreno firme.
- Por medio del método Thomson-Haskell se obtiene la función de transferencia del depósito en estudio, a partir de sus propiedades dinámicas.
- Por otra parte, se construye la función de transferencia de un oscilador de un grado de libertad caracterizado por su período y amortiguamiento material.

- En el dominio de la frecuencia se convoluciona el espectro de Fourier de la excitación por la función de transferencia del depósito y por la función de transferencia del oscilador.
- Con la antitransformada de Fourier, se regresa al dominio del tiempo y se registra la respuesta máxima del sistema integral.

Bajo este escenario, el espectro de pseudoaceleraciones que representa la respuesta máxima de los osciladores de un grado de libertad, caracterizados por su frecuencia de vibración (Ω) y amortiguamiento (ξ), bajo el ambiente sísmico postulado y los efectos de sitio establecidos, se representa por la siguiente expresión:

$$Sa(\Omega, \xi) = \max_t \left\{ \frac{-\ddot{X}(\omega)}{1 + 2i\xi \frac{\omega}{\Omega} - \frac{\omega^2}{\Omega^2}} \right\}$$

Donde el argumento de la función $\max_t \{ \bullet \}$ representa la respuesta máxima del oscilador ante la excitación $\ddot{X}(\omega)$ ocurrida en la superficie del depósito de suelo. En el dominio del tiempo la respuesta máxima se obtiene al aplicar la síntesis de Fourier.

En la Figura 18 se ilustra esquemáticamente el proceso de convolución entre los espectros de amplitudes de Fourier de la excitación, la función de transferencia del depósito de suelo y la función de transferencia del oscilador de un grado de libertad.

Después de aplicar el proceso descrito, se calcularon los espectros de respuesta para el sitio de estudio. En la figura 21 se ilustran con líneas delgadas los espectros de respuesta de los acelerogramas presentados en la figura 19 para ductilidades estructurales $Q=1, 1.5, 2$ y 3 . En esta figura con trazo rojo se indica el promedio de los espectros de respuesta.

1.9.1. Espectro de diseño

Buscando envolver a los espectros de respuesta promedio calculado, se construyeron los espectros de diseño aplicables a la revisión sísmica de la estructura de obra de toma proyectada.

Con base en los resultados obtenidos, los espectros de diseño sísmico representativo del sitio se consideran aquellos que cubren a los espectros de respuesta promedio. La forma que adoptan los espectros de diseño postulados se muestran con línea gruesa continua en la misma figura 21 para diferentes ductilidades estructurales. Para $Q=1$, el espectro de diseño propuesto se reproduce a partir de la siguiente forma funcional.

$$a = \frac{Sa(T_e)}{g} = \begin{cases} a_0 + (\beta c - a_0) \frac{T_e}{T_a}; & \text{si } T_e < T_a \\ \beta c; & \text{si } T_a \leq T_e < T_b \\ \beta c \left(\frac{T_b}{T_e} \right)^r; & \text{si } T_b \leq T_e < T_c \\ \beta c \left(\frac{T_b}{T_e} \right)^r \left[k + (1-k) \left(\frac{T_e}{T_c} \right)^2 \right] \left(\frac{T_e}{T_c} \right)^2; & \text{si } T_e \geq T_c \end{cases}$$

- a es la aceleración espectral normalizada con la aceleración de la gravedad
- a_0 es la aceleración máxima del terreno
- c es la aceleración máxima espectral o coeficiente sísmico
- T_e es el período estructural
- T_a es el límite inferior de la meseta del espectro de diseño
- T_b es el límite superior de la meseta del espectro de diseño
- T_c es el período de inicio de la rama descendente en que los desplazamientos espectrales tienden correctamente al desplazamiento del terreno
- r es el factor que controla la caída de la tercera rama
- k es el parámetro que controla la caída de la ordenada espectral para $T_e \geq T_c$
- β es el factor de amortiguamiento
- g es la aceleración de la gravedad

En estas expresiones T_a y T_b son los períodos que delimitan la meseta espectral con ordenada c; d y T_c la ordenada y el período correspondientes a la intersección entre las dos ramas descendentes. El parámetro β se usa para introducir variaciones en el amortiguamiento nominal, especificado de 5%; para este amortiguamiento se tiene que $\beta=1$.

Las formas espectrales para $T < T_b$ han sido usadas por muchos años en los reglamentos mexicanos de construcción. Para $T > T_b$, se proponen dos nuevas formas con el propósito de tener una mejor descripción no sólo de las aceleraciones sino también de los desplazamientos espectrales para este intervalo de períodos. En particular, el parámetro k que controla la caída de la segunda rama descendente del espectro tiene la forma

$$k = \frac{D_{\max}}{Sd_{\max}/\beta}$$

donde D_{max} es el desplazamiento máximo del terreno y Sd_{max}/β es el desplazamiento máximo espectral al 5%.

Los parámetros que definen la configuración de los espectros de diseño para $Q=1$ son los indicados en la siguiente tabla.

Tabla 8. Parámetros que definen la forma del espectro de diseño para $Q=1$

a_0	c	T_a	T_b	T_c	k	r	β
0.25	0.67	0.09	0.2	3.0	1.25	0.5	1.0

1.9.2. Modificación en las ordenadas espectrales

Las ordenadas de los espectros de diseño construidos para $Q=1$ son sujetas a modificaciones atribuibles a diferentes mecanismos; los principales son,

- Cambios por amortiguamiento estructural distinto al 5%
- Reducciones por comportamiento no lineal estructural (ductilidad)
- Reducciones por sobrerresistencia de los sistemas estructurales

Amortiguamiento estructural

La modificación de los espectros de diseño por efecto del amortiguamiento material cuando es diferente del 5% con respecto al crítico, se pueden cuantificar mediante la determinación del factor de amortiguamiento β con el siguiente criterio:

$$\beta = \left(\frac{0.05}{\zeta_e} \right)^\lambda$$

con

$$\lambda = \begin{cases} 0.45 & \text{si } T_e < T_c \\ 0.45 \frac{T_c}{T_e} & \text{si } T_e \geq T_c \end{cases}$$

donde

ζ_e amortiguamiento estructural, o amortiguamiento efectivo distinto al 5%.

Ductilidad

Los criterios de diseño modernos admiten incursiones en el intervalo de comportamiento inelástico cuando la estructura se sujeta a excitaciones que caracterizan el estado límite de falla. Esta situación limita la demanda de fuerzas en los elementos estructurales. Ello permite reducir la resistencia de diseño admitiendo un nivel de daño debido a la fluencia de algunos elementos. Para construir modelos simples, útiles para estructuras regulares con comportamiento no lineal, la mayoría de los códigos modernos se sustentan en la teoría de osciladores elastoplásticos de un grado de libertad. Con este modelo se determina la resistencia requerida para limitar la demanda de ductilidad a la capacidad de demanda especificada.

Es común expresar la resistencia requerida para una ductilidad admisible ante un cierto temblor, $V(T, Q)$, como una fracción de la resistencia requerida para el comportamiento elástico para el mismo temblor, $V(T, 1)$.

Sea Q' este cociente, frecuentemente referido como el factor de reducción de fuerzas:

$$Q'(T, Q) = \frac{V(T, 1)}{V(T, Q)}$$

Este factor depende, principalmente, del período estructural T y de la capacidad de ductilidad global de la estructura Q , además del amortiguamiento estructural.

La forma de Q' ha sido ampliamente estudiada en los últimos años. Se ha observado que, bajo circunstancias muy generales, la forma de Q' depende del cociente entre el desplazamiento espectral, $Sd(T)$, y el desplazamiento máximo del terreno, D_{max} , de la siguiente forma:

$$Q'(T, Q) = 1 + (Q - 1) \left(\frac{Sd(T)}{D_{max}} \right)^\alpha$$

donde $\alpha \approx 0.5$. Se destaca que la dependencia de Q' , tanto del período como del amortiguamiento, está implícita en $Sd(T)$.

El comportamiento no lineal asociado a la ductilidad de los materiales y composición estructural genera una reducción de las fuerzas sísmicas con fines de diseño. Esta reducción es función del factor de comportamiento sísmico Q y del período natural de vibración de la estructura T_e . El factor de reducción por ductilidad Q' se determina mediante la siguiente expresión:

$$Q' = \begin{cases} 1 + (Q-1) \sqrt{\frac{\beta}{k} \frac{T_e}{T_b}} ; & \text{si } T_e \leq T_b \\ 1 + (Q-1) \sqrt{\frac{\beta p}{k}} ; & \text{si } T_e > T_b \end{cases}$$

donde: $p = k + (1-k) \left(\frac{T_b}{T_e} \right)^2$

Los espectros inelásticos se obtienen al dividir los espectros elásticos ($Q=1$) por el factor reductor por ductilidad Q' .

Tabla 9. Factores de comportamiento sísmico para diferentes estructuras

Tipo de Estructura	Factor de reducción por comportamiento sísmico (Q)
Edificios	1.0, 1.5, 2.0, 3.0 o 4.0
Péndulo invertido	1.0, 1.5, 2.0, 3.0 o 4.0
Chimeneas y Silos	2.0 y 3.0
Tanques y depósitos	1.0, 1.25, 2.0 o 3.0

Sobrerresistencia

Existen reducciones adicionales asociadas a condiciones que aún se investiga su correcta cuantificación; sin embargo, se sabe que los sistemas estructurales tienen mayor capacidad para resistir las fuerzas sísmicas. El conocimiento actual establece que la magnitud de los factores de reducción por sobrerresistencia son fuertemente dependientes de su arreglo y capacidad estructural, de tal forma que entre más simple sea el sistema estructural el efecto de la sobrerresistencia se reduce.

El factor de reducción por sobrerresistencia R , se establece a partir de la forma siguiente,

$$R' = \begin{cases} R_0 + 0.5 \left(1 - \sqrt{T_e / T_a} \right) ; & \text{si } T_e \leq T_a \\ R_0 ; & \text{si } T_e > T_a \end{cases}$$

donde: R_0 es la sobrerresistencia índice, dependiente del sistema estructural

Tabla 10. Valores de sobrerresistencia índice para diferentes sistemas estructurales

Tipo de Estructura	Factor de sobrerresistencia índice (R_0)
Edificios	2.0, 2.5
Péndulo invertido	1.25
Chimeneas y Silos	1.25
Naves industriales	1.50
Depósitos	1.25

1.9.3. Espectros de diseño propuestos

Con base en la información establecida para el sitio y el tipo inferido de estructuras proyectadas, se propone que el espectro de diseño sísmico aplicable a la revisión dinámica de las construcciones, se construya con base en lo siguiente,

- Peligro sísmico uniforme del que se obtiene el espectro de respuesta en terreno firme.
- Función de transferencia del depósito obtenida del modelo probabilista.
- Factor de reducción por sobrerresistencia en función del tipo de estructura.
- Reducción de la aceleración espectral en función de la determinación de Q' .

El espectro de diseño lineal ($Q=1$) obtenido bajo este criterio para el 5% de amortiguamiento estructural se presenta en la figura 22 en escala aritmética y semilogarítmica, para factores de sobrerresistencia $R=1.0, 1.25, 1.5, 2.0$

Las ordenadas del espectro de diseño propuesto ya consideran el factor de sobrerresistencia; estas se podrán modificar por efectos de amortiguamiento estructural distinto del 5% admitiendo reducciones al incluir el factor de comportamiento sísmico estructural reductivo por ductilidad que establezca la empresa encargada del proyecto estructural.

Los espectros de diseño que se presentan con comportamiento no lineal estructural de cuatro ramas, con factores de comportamiento sísmico $Q=1.5, 2.0$ y 3.0 podrán ser utilizados en función de las características que presentan las estructuras proyectadas, por lo que el área encargada del análisis estructural deberá adoptar el factor de Comportamiento Sísmico (Q) y el factor de Sobrerresistencia (R) que correspondan y considerar los cambios asociados en las ordenadas espectrales.

Los parámetros útiles del espectro de diseño sugerido de la figura 22 para $Q=1$ y $R=1, 1.25, 1.5$ y 2.0 son los indicados en la tabla 11.

Tabla 11. Parámetros para la construcción de los espectros de diseño sísmico para Q=1

Parámetros	Sobrerresistencia			
	R=1.0	R=1.25	R=1.5	R=2.0
Coeficiente sísmico	0.67 g	0.54 g	0.45 g	0.34 g
Ordenada espectral para $T = 0$, a_0	0.25 g	0.20 g	0.17 g	0.13 g
Período característico T_a	0.09 s	0.09 s	0.09 s	0.09 s
Período característico T_b	0.2 s	0.2 s	0.2 s	0.2 s
Período característico T_c	3.0 s	3.0 s	3.0 s	3.0 s
r	0.5	0.5	0.5	0.5
k	1.25	1.25	1.25	1.25
β	1.0	1.0	1.0	1.0

A partir de estos valores de los parámetros es posible determinar las ordenadas espectrales para cualquier otra ductilidad en el intervalo Q=1-4 y cualquier otro amortiguamiento en el intervalo cercano a 5%, $\zeta=3-10\%$.

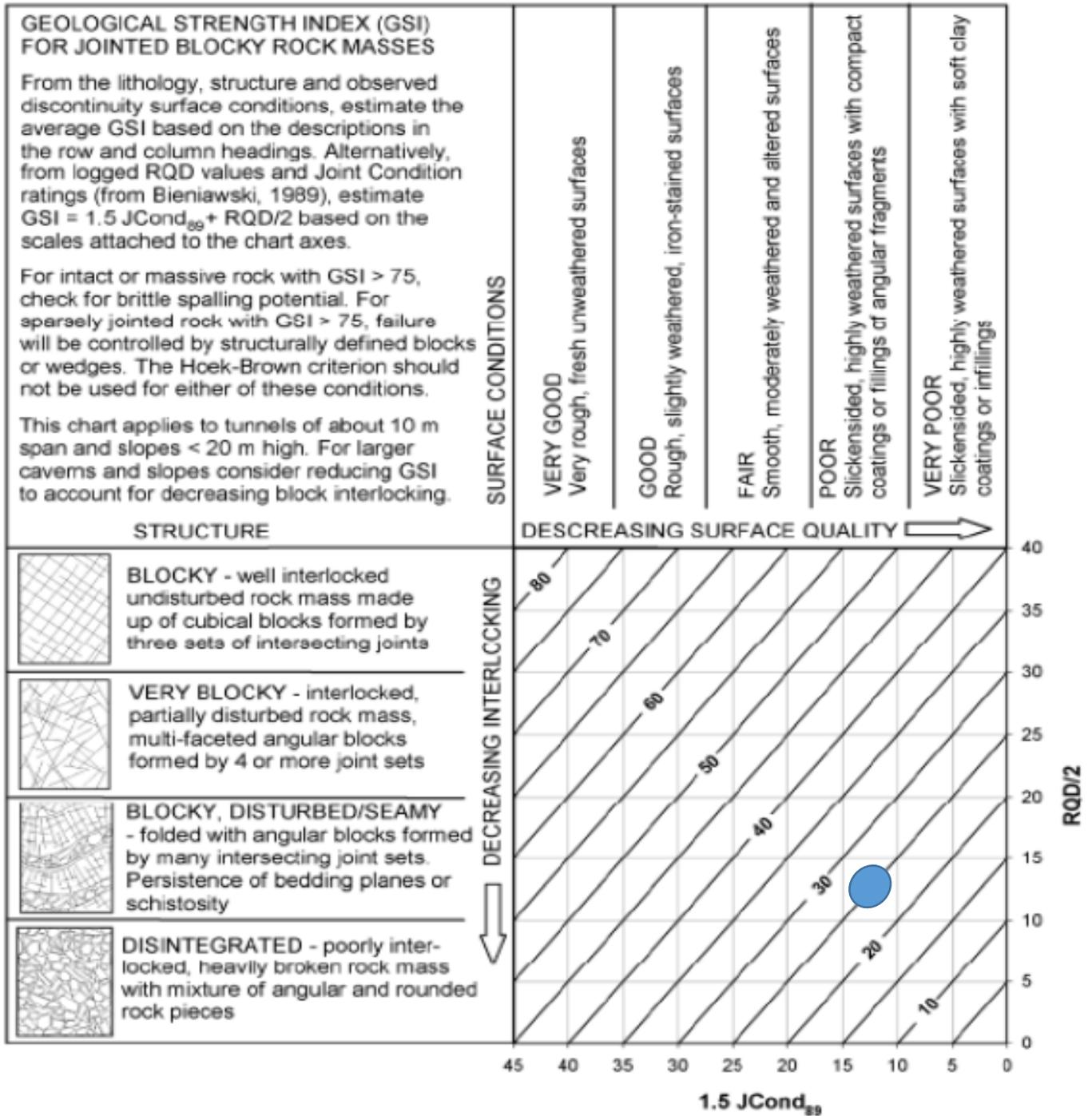
Se destaca que los espectros de diseño de la figura 22 son aplicables a construcciones pertenecientes al Grupo B. Para las del Grupo A se deberán incrementar las ordenadas espectrales un 50%.

En la obtención del espectro de diseño se ha considerado que las condiciones estratigráficas y propiedades proporcionadas, son representativas del terreno donde se desarrollará el proyecto. En caso de encontrar variaciones topográficas o estratigráficas importantes a las aquí consideradas, será necesario hacer una revisión de la respuesta dinámica obtenida.

Se sugiere emplear el espectro de diseño sísmico obtenido de este estudio; sin embargo, el criterio final sobre el espectro aplicable a la revisión dinámica de la estructura proyectada queda a juicio de la empresa encargada del diseño estructural y de la aprobación del corresponsable en seguridad estructural.

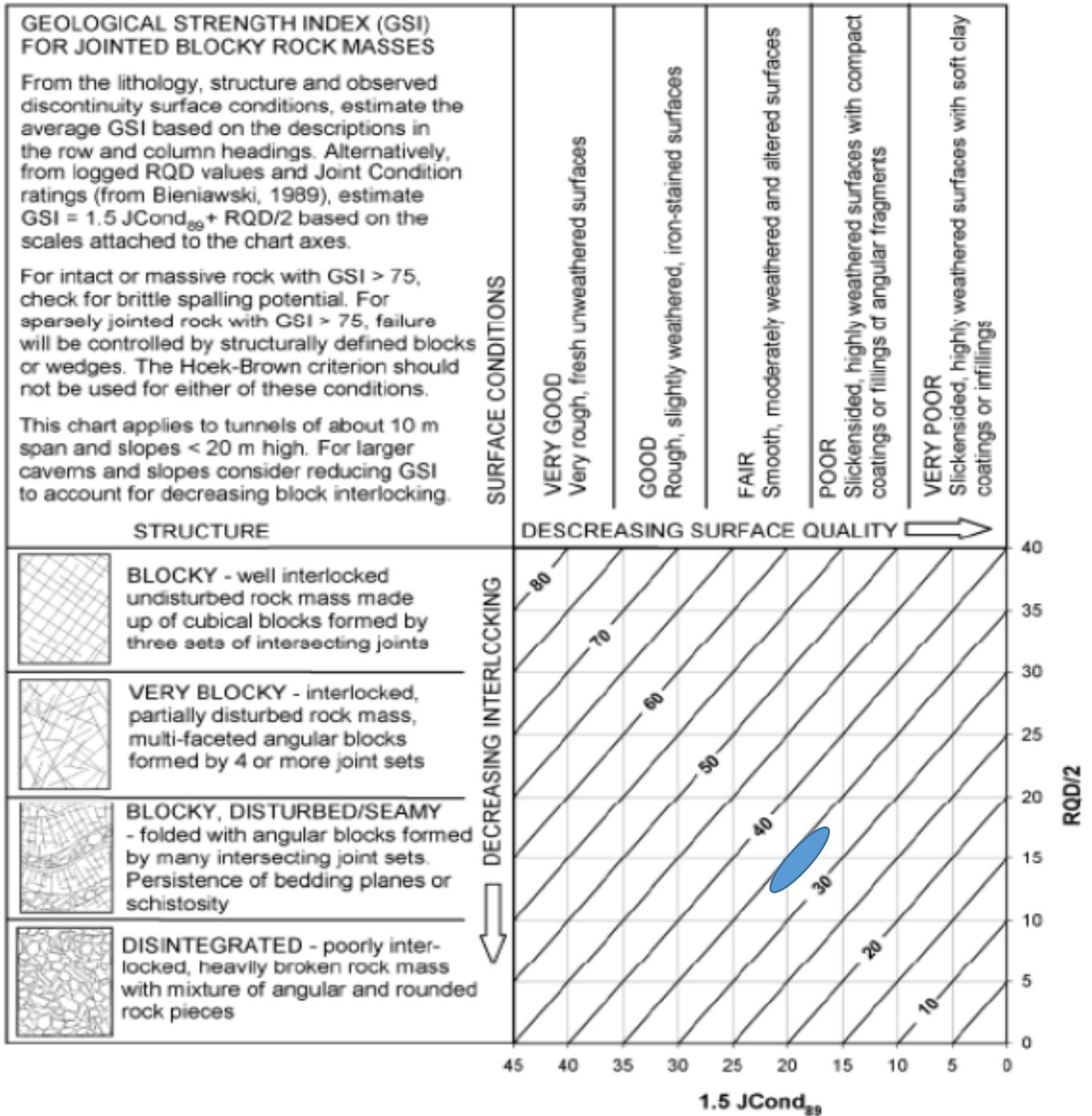
Zonificación Geotécnica:

1+203 a 1+232



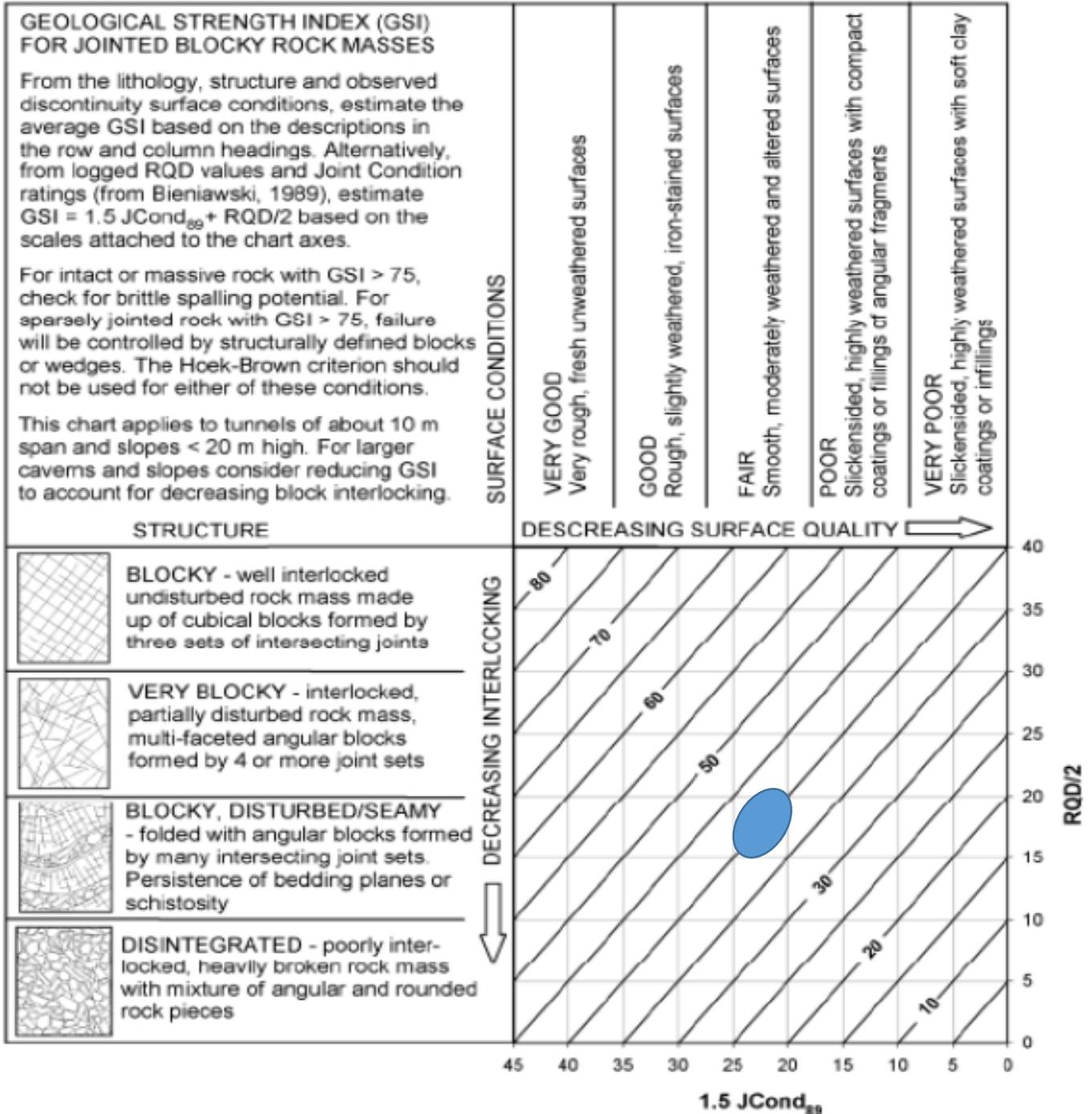
Zonificación Geotécnica

1+232 a 1+345



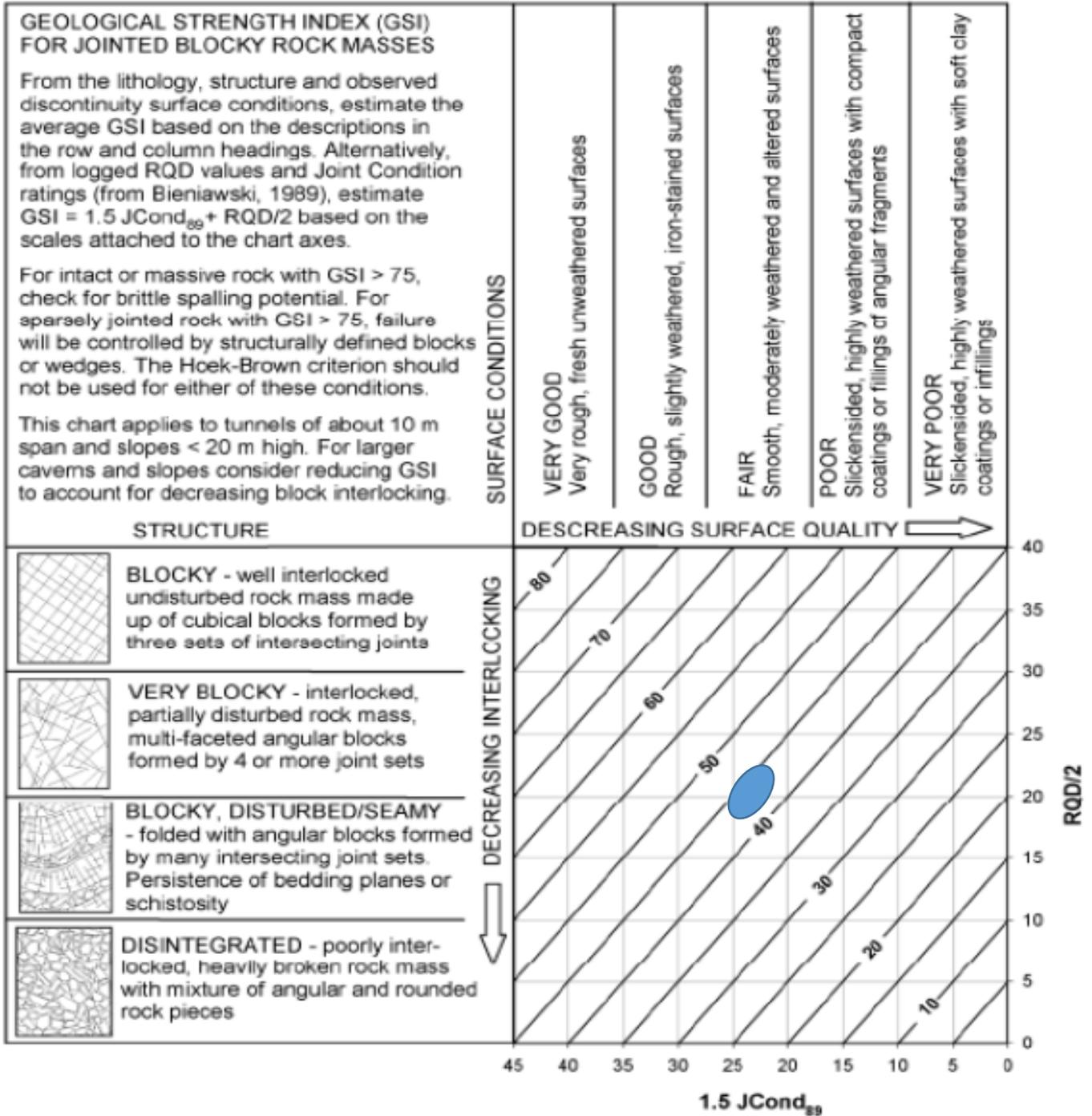
Zonificación Geotécnica

1+345 a 1+362



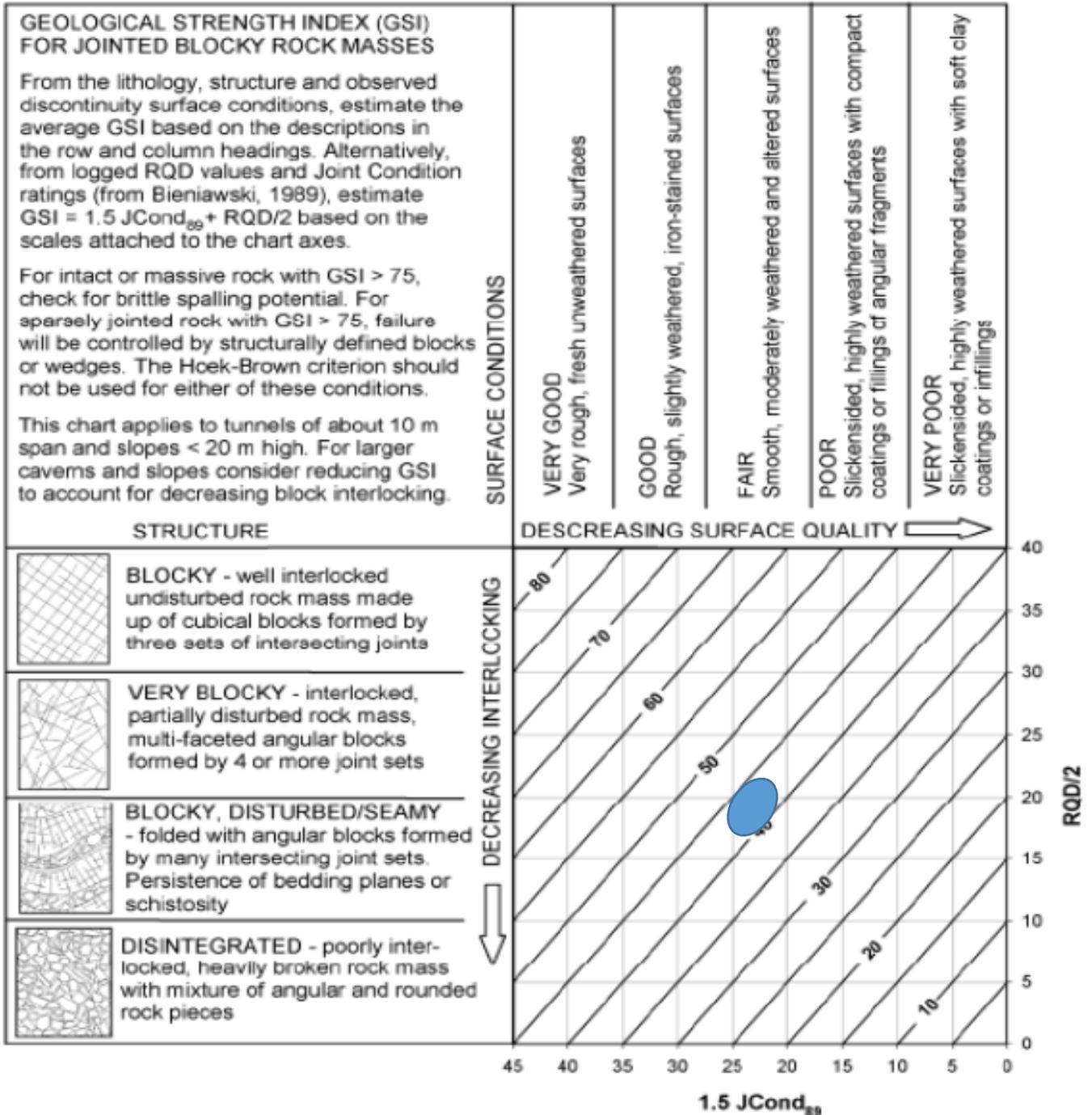
Zonificación Geotécnica

1+362 a 1+420



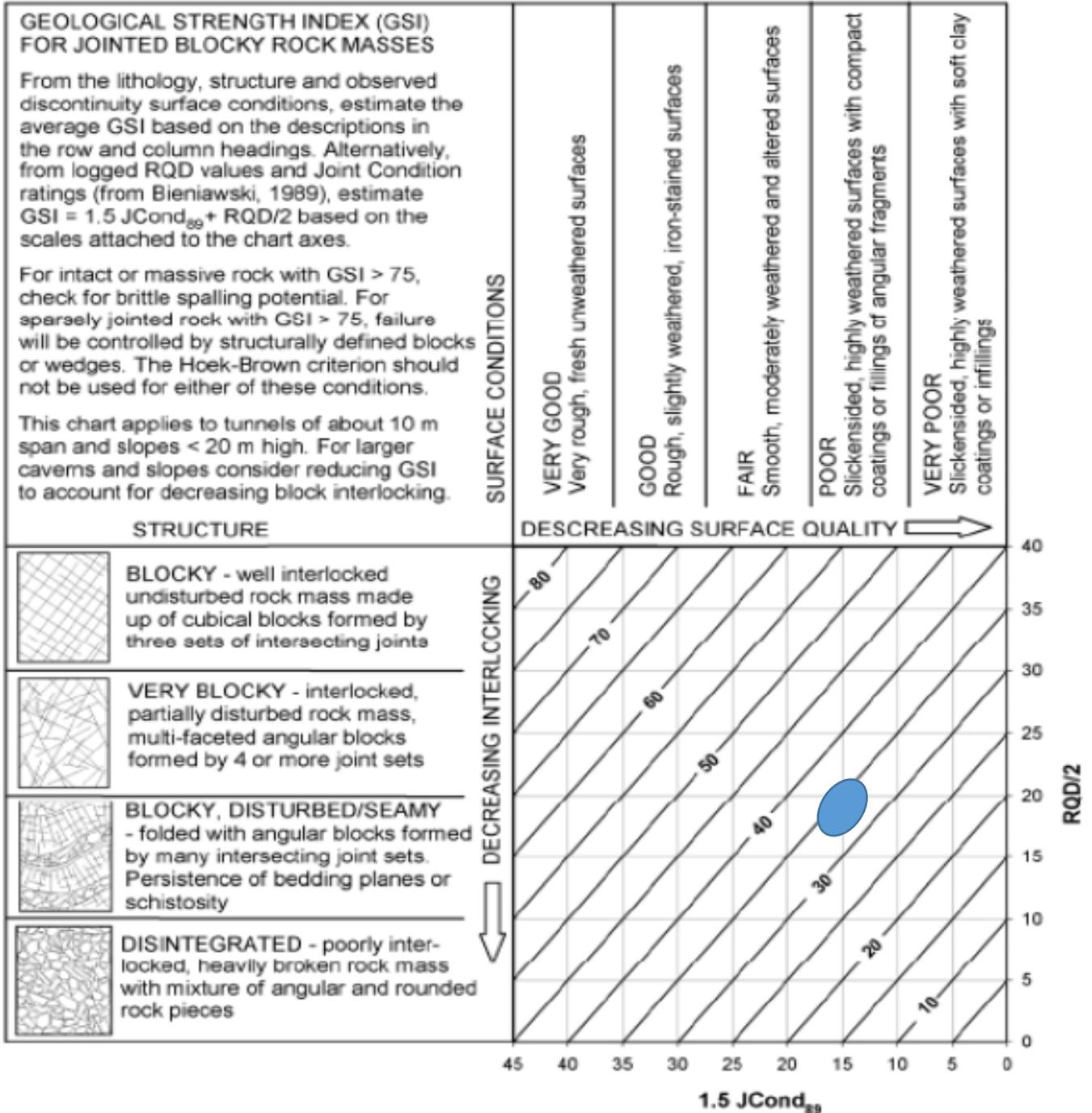
Zonificación Geotécnica

1+420 a 1+472



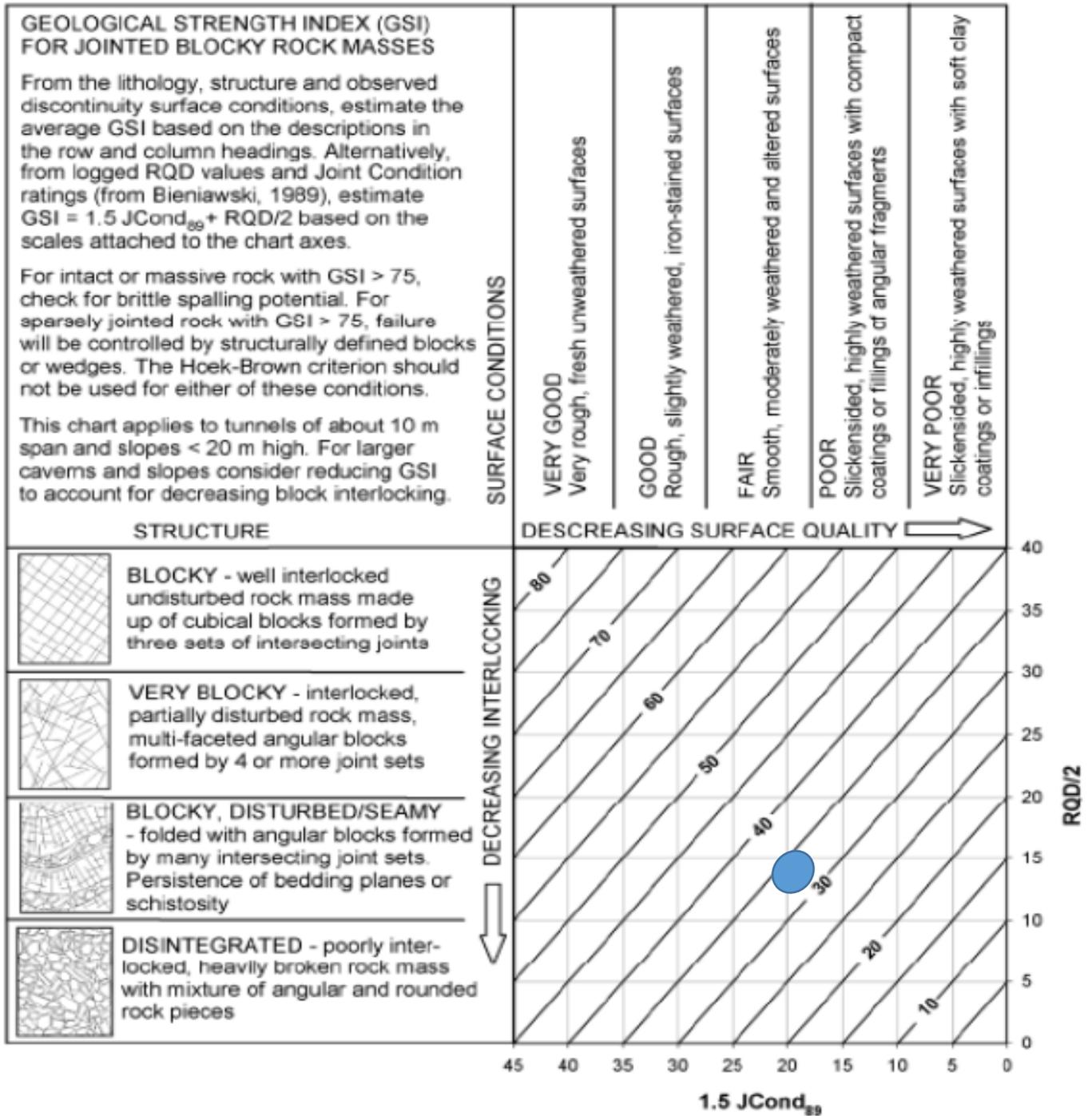
Zonificación Geotécnica

1+472 a 1+568



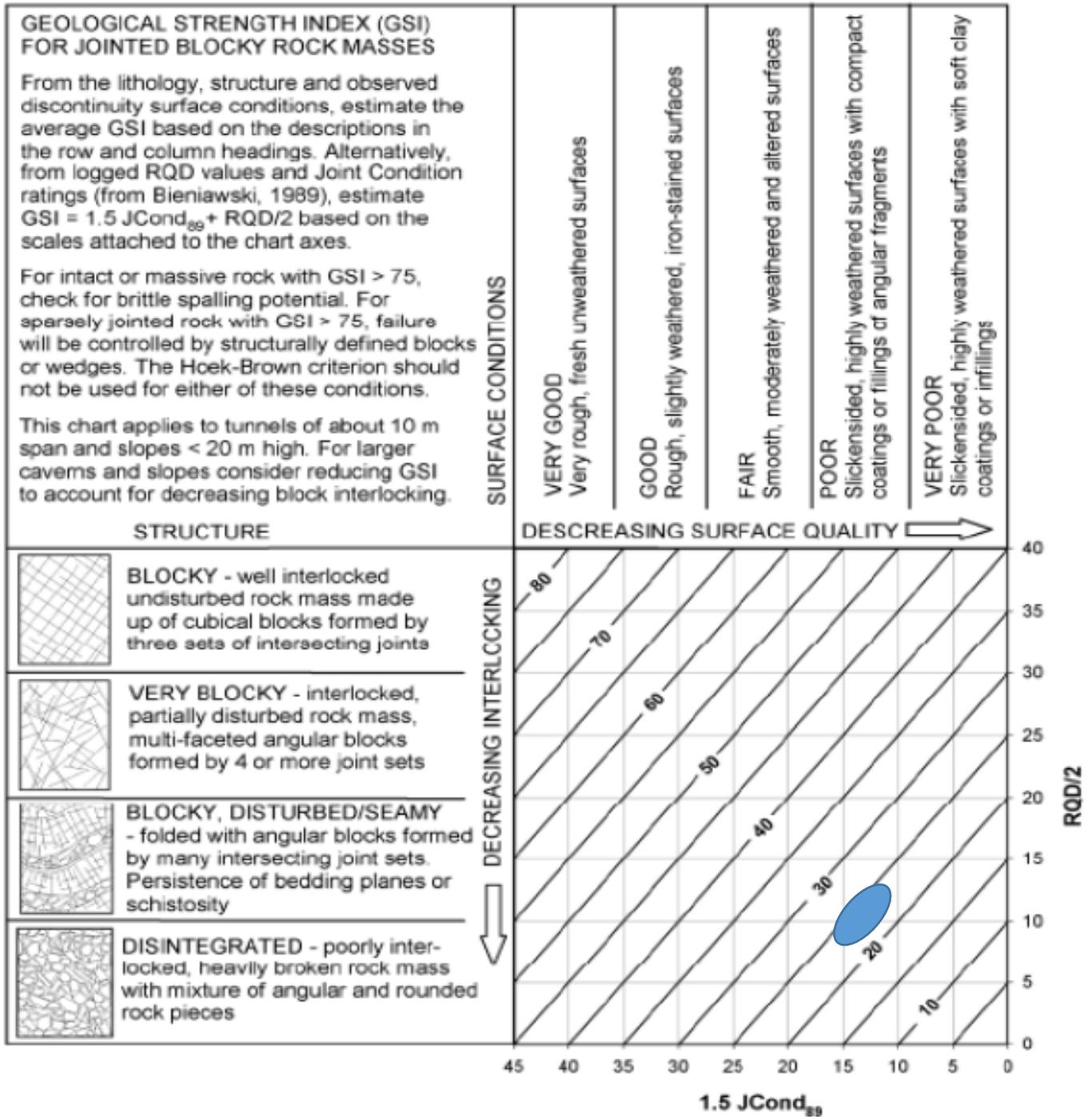
Zonificación Geotécnica

1+568 a 1+641



Zonificación Geotécnica

1+641 a 1+668



Zonificación Geotécnica

1+420 a 1+472

Q	Description		Rating
RQD	18	Very poor	18
J_n	F	Three joint sets	9
J_r	B	Rough or irregular, undulating	3
J_a	C	Slightly altered jointed walls. Non-softening mineral coatings; sandy particles, clay free desintegrated rock, etc.	2
J_w	A	Dry excavations or minor inflow (humid or a few drips)	1
SRF	G	Medium stress, favourable stress condition	1.00
Q			3.00
Calidad de roca			Pobre

$$\text{Rock mass quality } Q = \frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \times \frac{J_w}{SRF}$$

Zonificación Geotécnica

1+472 a 1+568

Q	Description		Rating
RQD	35	Very poor	35
J_n	G	Three joint sets plus random joints	12
J_r	B	Rough or irregular, undulating	3
J_a	F	Sandy particles, clay-free desintegrated rock, etc.	4
J_w	B	Medium inflow, occasional outwash of joint fillings (many drips/rain)	0.66
SRF	F	Low strees, near surface, open joints	2.50
Q			0.58
Calidad de roca			Muy pobre

$$\text{Rock mass quality } Q = \frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \times \frac{J_w}{SRF}$$

Zonificación Geotécnica

1+568 a 1+641

Q	Description		Rating
RQD	7	Very poor	7
J_n	F	Three joint sets	9
J_r	E	Rough, irregular, planar	1.5
J_a	F	Slightly altered jointed walls. Non-softening mineral coatings; sandy particles, clay free desintegrated rock, etc.	4
J_w	A	Dry excavations or minor inflow (humid or a few drips)	1
SRF	G	Medium stress, favourable stress condition	1.00
Q			0.29
Calidad de roca			Muy pobre

$$\text{Rock mass quality } Q = \frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \times \frac{J_w}{SRF}$$

Zonificación Geotécnica

1+641 a 1+668

Q	Description		Rating
RQD	7	Very poor	7
Jn	F	Three joint sets	9
Jr	B	Rough, irregular, planar	3
Ja	G	Slightly altered jointed walls. Non-softening mineral coatings; sandy particles, clay free desintegrated rock, etc.	6
Jw	A	Dry excavations or minor inflow (humid or a few drips)	1
SRF	F	Low stresses, near surface, open joints	2.50
Q			0.16
Calidad de roca			Muy pobre

$$\text{Rock mass quality } Q = \frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \times \frac{J_w}{SRF}$$

Zonificación Geotécnica:

1+203 a 1+232

Q	Description		Rating
RQD	7	Very poor	7
J_n	F	Three joint sets	9
J_r	E	Rough, irregular, planar	1.5
J_a	F	Slightly altered jointed walls. Non-softening mineral coatings; sandy particles, clay free desintegrated rock, etc.	4
J_w	A	Dry excavations or minor inflow (humid or a few drips)	1
SRF	F	Low strees, near surface, open joints	2.50
Q			0.12
Calidad de roca			Muy pobre

$$\text{Rock mass quality } Q = \frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \times \frac{J_w}{SRF}$$

Zonificación Geotécnica

1+232 a 1+345

Q	Description		Rating
RQD	7	Very poor	7
Jn	F	Three joint sets	9
Jr	E	Rough, irregular, planar	1.5
Ja	F	Slightly altered jointed walls. Non-softening mineral coatings; sandy particles, clay free desintegrated rock, etc.	4
Jw	A	Dry excavations or minor inflow (humid or a few drips)	1
SRF	G	Low stresses, near surface, open joints	1.00
Q			0.29
Calidad de roca			Muy pobre

$$\text{Rock mass quality } Q = \frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \times \frac{J_w}{SRF}$$

Zonificación Geotécnica

1+345 a 1+362

Q	Description		Rating
RQD	25	Very poor	25
Jn	F	Three joint sets	9
Jr	E	Rough, irregular, planar	1.5
Ja	F	Slightly altered jointed walls. Non-softening mineral coatings; sandy particles, clay free desintegrated rock, etc.	4
Jw	A	Dry excavations or minor inflow (humid or a few drips)	1
SRF	F	Low stresses, near surface, open joints	2.50
Q			0.42
Calidad de roca			Muy pobre

$$\text{Rock mass quality } Q = \frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \times \frac{J_w}{SRF}$$

Zonificación Geotécnica

1+362 a 1+420

Q	0		Rating
RQD	25	Very poor	25
J_n	F	Three joint sets	9
J_r	E	Rough, irregular, planar	1.5
J_a	C	Slightly altered jointed walls. Non-softening mineral coatings; sandy particles, clay free desintegrated rock, etc.	2
J_w	A	Dry excavations or minor inflow (humid or a few drips)	1
SRF	G	Low stresses, near surface, open joints	1.00
Q			2.08
Calidad de roca			Pobre

$$\text{Rock mass quality } Q = \frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \times \frac{J_w}{SRF}$$

RMR Classification (Bieniawski, 1989)

Zonificación Geotécnica:

1+203 a 1+232

Parameter		Range of Values							Rating
Strength [MPa]	Point Load	>10	10-4	4-2	2-1				2
	Uniaxial Compression	>250	250 -100	100-50	50-25	25-5	5-1	<1	
Rating		15	12	7	4	2	1	0	
RQD [%]		100-90	90-75	75-50	50-25	<25			3
Rating		20	17	13	8	0-5			
Discont. Spacing [m]		>2	2-0,6	0,6-0,2	0,2-0,06	<0,06			8
Rating		20	15	10	8	0-5			
Condition of Discontinuities	Length [m]	<1	1-3	3-10	10-20	>20			2
	Rating	6	4	2	1	0			
	Separation[mm]	0	<0,1	0,1-1	1-5	>5			1
	Rating	6	5	4	1	0			
	Roughness	very rough	rough	slight.rough	smooth	slickensided			3
	Rating	6	5	3	1	0			
	Infilling	none	hard<5mm	hard>5mm	soft<5mm	soft>5mm			2
	Rating	6	4	2	2	0			
Weathering	fresh	slightly	moderately	highly	decomposed			3	
Rating	6	5	3	1	0				
Ground-water Conditions	Flow/10m [l/min/m]	0	<10	10-25	25-125	>125			15
	Pressure/ σ_1	0	<0,1	0,1-0,2	0,2-0,5	>0,5			
	General Conditions	dry	damp	wet	dripping	flowing			
	Rating	15	10	7	4	0			
Adjustment for Orientation of Discontinuities	Drive with Dip	very favor. Dip 45-90°	favorable Dip 20-45°	fair	unfavorable	very unfavorable			0
	Drive against Dip			Dip 45-90°	Dip 20-45°				
	Drive with Strike	Dip 45-90		Dip 20-45°					
	Irrespective			0-20°					
	Rating Tunnels	0	-2	-5	-10	-12			
Rating Foundation	0	-2	-7	-15	-25				
Rating Slope	0	-5	-25	-50					

RMR **39**

Rock Mass Classes Determined from Total Rating					
Rating	100-81	80-61	60-41	40-21	<21
Class Number	I	II	III	IV	V
Description	very good	good	fair	poor	very poor

Talud	39-5	34
Tunel	39-12	27

mala
calidad

RMR Classification (Bieniawski, 1989)

Zonificación Geotécnica:

1+232 a 1+345

Parameter		Range of Values							Rating
Strength [MPa]	Point Load	>10	10-4	4-2	2-1				2
	Uniaxial Compression	>250	250 -100	100-50	50-25	25-5	5-1	<1	
Rating		15	12	7	4	2	1	0	
RQD [%]		100-90	90-75	75-50	50-25	<25			5
Rating		20	17	13	8	0-5			
Discont. Spacing [m]		>2	2-0,6	0,6-0,2	0,2-0,06	<0,06			8
Rating		20	15	10	8	0-5			
Condition of Discontinuities	Length [m]	<1	1-3	3-10	10-20	>20			2
	Rating	6	4	2	1	0			
	Separation[mm]	0	<0,1	0,1-1	1-5	>5			1
	Rating	6	5	4	1	0			
	Roughness	very rough	rough	slight.rough	smooth	slickensided			3
	Rating	6	5	3	1	0			
	Infilling	none	hard<5mm	hard>5mm	soft<5mm	soft>5mm			2
	Rating	6	4	2	2	0			
Weathering	fresh	slightly	moderately	highly	decomposed			5	
Rating	6	5	3	1	0				
Ground-water Conditions	Flow/10m [l/min/m]	0	<10	10-25	25-125	>125			15
	Pressure/ σ_1	0	<0,1	0,1-0,2	0,2-0,5	>0,5			
	General Conditions	dry	damp	wet	dripping	flowing			
	Rating	15	10	7	4	0			
Adjustment for Orientation of Discontinuities	Drive with Dip	very favor. Dip 45-90°	favorable Dip 20-45°	fair	unfavorable	very unfavorable			-10
	Drive against Dip			Dip 45-90°	Dip 20-45°				
	Drive with Strike	Dip 45-90		Dip 20-45°					
	Irrespective			0-20°					
	Rating Tunnels	0	-2	-5	-10	-12			
Rating Foundation	0	-2	-7	-15	-25				
Rating Slope	0	-5	-25	-50					

RMR **33**

mala

calidad

Rock Mass Classes Determined from Total Rating					
Rating	100-81	80-61	60-41	40-21	<21
Class Number	I	II	III	IV	V
Description	very good	good	fair	poor	very poor

Tunnel 43-2 41
43-10 33

RMR Classification (Bieniawski, 1989)

Zonificación Geotécnica:

1+345 a 1+362

Parameter		Range of Values						Rating
Strength [MPa]	Point Load	>10	10-4	4-2	2-1			4
	Uniaxial Compression	>250	250 -100	100-50	50-25	25-5	5-1 <1	
Rating		15	12	7	4	2	1 0	
RQD [%]		100-90	90-75	75-50	50-25	<25		8
Rating		20	17	13	8	0-5		
Discont. Spacing [m]		>2	2-0,6	0,6-0,2	0,2-0,06	<0,06		8
Rating		20	15	10	8	0-5		
Condition of Discontinuities	Length [m]	<1	1-3	3-10	10-20	>20		2
	Rating	6	4	2	1	0		
	Separation[mm]	0	<0,1	0,1-1	1-5	>5		1
	Rating	6	5	4	1	0		
	Roughness	very rough	rough	slight.rough	smooth	slickensided		5
	Rating	6	5	3	1	0		
	Infilling	none	hard<5mm	hard>5mm	soft<5mm	soft>5mm		6
	Rating	6	4	2	2	0		
Weathering	fresh	slightly	moderately	highly	decomposed		5	
Rating	6	5	3	1	0			
Ground-water Conditions	Flow/10m [l/min/m]	0	<10	10-25	25-125	>125		10
	Pressure/ σ_1	0	<0,1	0,1-0,2	0,2-0,5	>0,5		
	General Conditions	dry	damp	wet	dripping	flowing		
	Rating	15	10	7	4	0		
Adjustment for Orientation of Discontinuities	Drive with Dip Dip 45-90°	very favor.	favorable Dip 20-45°	fair	unfavorable	very unfavorable		0
	Drive against Dip Dip 45-90			Dip 45-90°	Dip 20-45°			
	Drive with Strike Irrespective			Dip 20-45°				
				0-20°				
	Rating Tunnels	0	-2	-5	-10	-12		
	Rating Foundation	0	-2	-7	-15	-25		
Rating Slope	0	-5	-25	-50				
RMR								49
Rock Mass Classes Determined from Total Rating								regular
Rating	100-81	80-61	60-41	40-21	<21		calidad	
Class Number	I	II	regular	IV	V		49-2 47	
Description	very good	good	fair	poor	very poor		49-10 39	

RMR Classification (Bieniawski, 1989)

Zonificación Geotécnica:

1+362 a 1+420

Parameter		Range of Values						Rating
Strength [MPa]	Point Load	>10	10-4	4-2	2-1			4
	Uniaxial Compression	>250	250 -100	100-50	50-25	25-5	5-1 <1	
Rating		15	12	7	4	2	1 0	
RQD [%]		100-90	90-75	75-50	50-25	<25		8
Rating		20	17	13	8	0-5		
Discont. Spacing [m]		>2	2-0,6	0,6-0,2	0,2-0,06	<0,06		8
Rating		20	15	10	8	0-5		
Condition of Discontinuities	Length [m]	<1	1-3	3-10	10-20	>20		2
	Rating	6	4	2	1	0		
	Separation[mm]	0	<0,1	0,1-1	1-5	>5		1
	Rating	6	5	4	1	0		
	Roughness	very rough	rough	slight.rough	smooth	slickensided		5
	Rating	6	5	3	1	0		
	Infilling	none	hard<5mm	hard>5mm	soft<5mm	soft>5mm		6
	Rating	6	4	2	2	0		
Weathering	fresh	slightly	moderately	highly	decomposed		5	
Rating	6	5	3	1	0			
Ground-water Conditions	Flow/10m [l/min/m]	0	<10	10-25	25-125	>125		15
	Pressure/ σ_1	0	<0,1	0,1-0,2	0,2-0,5	>0,5		
	General Conditions	dry	damp	wet	dripping	flowing		
	Rating	15	10	7	4	0		
Adjustment for Orientation of Discontinuities	Drive with Dip Dip 45-90°	very favor.	favorable Dip 20-45°	fair	unfavorable	very unfavorable		0
	Drive against Dip Dip 45-90			Dip 45-90°	Dip 20-45°			
	Drive with Strike Irrespective			Dip 20-45°				
				0-20°				
	Rating Tunnels	0	-2	-5	-10	-12		
	Rating Foundation	0	-2	-7	-15	-25		
Rating Slope	0	-5	-25	-50				
							RMR	54
Rock Mass Classes Determined from Total Rating								regular
Rating	100-81	80-61	60-41	40-21	<21		calidad	
Class Number	I	II	III	IV	V	54-2	52	
Description	very good	good	fair	poor	very poor	54-10	44	

RMR Classification (Bieniawski, 1989)

Zonificación Geotécnica:

1+420 a 1+472

Parameter		Range of Values						Rating	
Strength [MPa]	Point Load	>10	10-4	4-2	2-1				2
	Uniaxial Compression	>250	250 -100	100-50	50-25	25-5	5-1	<1	
Rating		15	12	7	4	2	1	0	
RQD [%]		100-90	90-75	75-50	50-25	<25			8
Rating		20	17	13	8	0-5			
Discont. Spacing [m]		>2	2-0,6	0,6-0,2	0,2-0,06	<0,06			8
Rating		20	15	10	8	0-5			
Condition of Discontinuities	Length [m]	<1	1-3	3-10	10-20	>20			2
	Rating	6	4	2	1	0			
	Separation[mm]	0	<0,1	0,1-1	1-5	>5			4
	Rating	6	5	4	1	0			
	Roughness	very rough	rough	slight.rough	smooth	slickensided			3
	Rating	6	5	3	1	0			
	Infilling	none	hard<5mm	hard>5mm	soft<5mm	soft>5mm			2
	Rating	6	4	2	2	0			
Weathering	fresh	slightly	moderately	highly	decomposed			5	
Rating	6	5	3	1	0				
Ground-water Conditions	Flow/10m [l/min/m]	0	<10	10-25	25-125	>125			15
	Pressure/ σ_1	0	<0,1	0,1-0,2	0,2-0,5	>0,5			
	General Conditions	dry	damp	wet	dripping	flowing			
	Rating	15	10	7	4	0			
Adjustment for Orientation of Discontinuities	Drive with Dip	very favor. Dip 45-90°	favorable Dip 20-45°	fair	unfavorable	very unfavorable			0
	Drive against Dip			Dip 45-90°	Dip 20-45°				
	Drive with Strike	Dip 45-90		Dip 20-45°					
	Irrespective			0-20°					
	Rating Tunnels	0	-2	-5	-10	-12			
	Rating Foundation	0	-2	-7	-15	-25			
Rating Slope	0	-5	-25	-50					

RMR	49
	regular
	calidad

Rock Mass Classes Determined from Total Rating					
Rating	100-81	80-61	60-41	40-21	<21
Class Number	I	II	III	IV	V
Description	very good	good	fair	poor	very poor

49-2 47
49-10 39

RMR Classification (Bieniawski, 1989)

Zonificación Geotécnica:

1+472 a 1+568

Parameter		Range of Values						Rating	
Strength [MPa]	Point Load	>10	10-4	4-2	2-1				2
	Uniaxial Compression	>250	250 -100	100-50	50-25	25-5	5-1	<1	
Rating		15	12	7	4	2	1	0	
RQD [%]		100-90	90-75	75-50	50-25	<25			8
Rating		20	17	13	8	0-5			
Discont. Spacing [m]		>2	2-0,6	0,6-0,2	0,2-0,06	<0,06			8
Rating		20	15	10	8	0-5			
Condition of Discontinuities	Length [m]	<1	1-3	3-10	10-20	>20			2
	Rating	6	4	2	1	0			
	Separation[mm]	0	<0,1	0,1-1	1-5	>5			4
	Rating	6	5	4	1	0			
	Roughness	very rough	rough	slight.rough	smooth	slickensided			3
	Rating	6	5	3	1	0			
	Infilling	none	hard<5mm	hard>5mm	soft<5mm	soft>5mm			2
	Rating	6	4	2	2	0			
Weathering	fresh	slightly	moderately	highly	decomposed			3	
Rating	6	5	3	1	0				
Ground-water Conditions	Flow/10m [l/min/m]	0	<10	10-25	25-125	>125			7
	Pressure/ σ_1	0	<0,1	0,1-0,2	0,2-0,5	>0,5			
	General Conditions	dry	damp	wet	dripping	flowing			
	Rating	15	10	7	4	0			
Adjustment for Orientation of Discontinuities	Drive with Dip	very favor. Dip 45-90°	favorable Dip 20-45°	fair	unfavorable	very unfavorable			0
	Drive against Dip			Dip 45-90°	Dip 20-45°				
	Drive with Strike	Dip 45-90		Dip 20-45°					
	Irrespective			0-20°					
	Rating Tunnels	0	-2	-5	-10	-12			
	Rating Foundation	0	-2	-7	-15	-25			
Rating Slope	0	-5	-25	-50					

RMR	39
	mala
	calidad

Rock Mass Classes Determined from Total Rating					
Rating	100-81	80-61	60-41	40-21	<21
Class Number	I	II	III	IV	V
Description	very good	good	fair	poor	very poor

39-5

RMR Classification (Bieniawski, 1989)

Zonificación Geotécnica:

1+568 a 1+641

Parameter		Range of Values							Rating
Strength [MPa]	Point Load	>10	10-4	4-2	2-1				2
	Uniaxial Compression	>250	250 -100	100-50	50-25	25-5	5-1	<1	
Rating		15	12	7	4	2	1	0	
RQD [%]		100-90	90-75	75-50	50-25	<25			5
Rating		20	17	13	8	0-5			
Discont. Spacing [m]		>2	2-0,6	0,6-0,2	0,2-0,06	<0,06			8
Rating		20	15	10	8	0-5			
Condition of Discontinuities	Length [m]	<1	1-3	3-10	10-20	>20			2
	Rating	6	4	2	1	0			
	Separation[mm]	0	<0,1	0,1-1	1-5	>5			1
	Rating	6	5	4	1	0			
	Roughness	very rough	rough	slight.rough	smooth	slickensided			3
	Rating	6	5	3	1	0			
	Infilling	none	hard<5mm	hard>5mm	soft<5mm	soft>5mm			2
	Rating	6	4	2	2	0			
Weathering	fresh	slightly	moderately	highly	decomposed			5	
Rating	6	5	3	1	0				
Ground-water Conditions	Flow/10m [l/min/m]	0	<10	10-25	25-125	>125			15
	Pressure/ σ_1	0	<0,1	0,1-0,2	0,2-0,5	>0,5			
	General Conditions	dry	damp	wet	dripping	flowing			
	Rating	15	10	7	4	0			
Adjustment for Orientation of Discontinuities	Drive with Dip	very favor. Dip 45-90°	favorable Dip 20-45°	fair	unfavorable	very unfavorable			0
	Drive against Dip			Dip 45-90°	Dip 20-45°				
	Drive with Strike	Dip 45-90		Dip 20-45°					
	Irrespective			0-20°					
	Rating Tunnels	0	-2	-5	-10	-12			
Rating Foundation	0	-2	-7	-15	-25				
Rating Slope	0	-5	-25	-50					

RMR **43**

regular

calidad

Rock Mass Classes Determined from Total Rating					
Rating	100-81	80-61	60-41	40-21	<21
Class Number	I	II	III	IV	V
Description	very good	good	fair	poor	very poor

43-10

43-2

RMR Classification (Bieniawski, 1989)

Zonificación Geotécnica:

1+641 a 1+668

Parameter		Range of Values							Rating
Strength [MPa]	Point Load	>10	10-4	4-2	2-1				1
	Uniaxial Compression	>250	250 -100	100-50	50-25	25-5	5-1	<1	
Rating		15	12	7	4	2	1	0	
RQD [%]		100-90	90-75	75-50	50-25	<25			8
Rating		20	17	13	8	0-5			
Discont. Spacing [m]		>2	2-0,6	0,6-0,2	0,2-0,06	<0,06			8
Rating		20	15	10	8	0-5			
Condition of Discontinuities	Length [m]	<1	1-3	3-10	10-20	>20			2
	Rating	6	4	2	1	0			
	Separation[mm]	0	<0,1	0,1-1	1-5	>5			1
	Rating	6	5	4	1	0			
	Roughness	very rough	rough	slight.rough	smooth	slickensided			3
	Rating	6	5	3	1	0			
	Infilling	none	hard<5mm	hard>5mm	soft<5mm	soft>5mm			2
	Rating	6	4	2	2	0			
Weathering	fresh	slightly	moderately	highly	decomposed			3	
Rating	6	5	3	1	0				
Ground-water Conditions	Flow/10m [l/min/m]	0	<10	10-25	25-125	>125			10
	Pressure/ σ_1	0	<0,1	0,1-0,2	0,2-0,5	>0,5			
	General Conditions	dry	damp	wet	dripping	flowing			
	Rating	15	10	7	4	0			
Adjustment for Orientation of Discontinuities	Drive with Dip	very favor. Dip 45-90°	favorable Dip 20-45°	fair	unfavorable	very unfavorable			0
	Drive against Dip			Dip 45-90°	Dip 20-45°				
	Drive with Strike	Dip 45-90		Dip 20-45°					
	Irrespective			0-20°					
	Rating Tunnels	0	-2	-5	-10	-12			
Rating Foundation	0	-2	-7	-15	-25				
Rating Slope	0	-5	-25	-50					
RMR									38
									mala
									calidad

Rock Mass Classes Determined from Total Rating					
Rating	100-81	80-61	60-41	40-21	<21
Class Number	I	II	III	IV	V
Description	very good	good	fair	poor	very poor

33-10 23
33-2 31