



**UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLÁS
DE HIDALGO**



FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

**“LA IMPORTANCIA DE APLICAR SONDEOS GEOTÉCNICOS EN
TÚNELES CARRETEROS: CASO RAMAL CAMELINAS, DEL
LIBRAMIENTO SUR DE MORELIA”**

TESIS

PARA OBTENER EL TITULO DE INGENIERO CIVIL

PRESENTA

MARIA GUADALUPE HUENDO BLANCO

ASESOR DE TESIS

DOCTOR EN GEOLOGÍA

JOSÉ ELEAZAR ARREYGUE ROCHA

MORELIA MICHOACÁN JULIO DEL 2016



ÍNDICE

LISTA DE FIGURAS.....	IV
LISTA DE TABLAS.....	VIII
DEDICATORIA.....	XI
AGRADECIMIENTOS.....	XI
RESUMEN.....	XII
ABSTRACT.....	XIII
CAPITULO 1	
INTRODUCCIÓN.....	14
1.1 INTRODUCCIÓN PARTICULAR.....	15
1.2 OBJETIVO.....	17
1.3 JUSTIFICACIÓN.....	17
CAPÍTULO 2	
ANTECEDENTES.....	19
2.1 Casos internacionales.....	23
2.2 Casos nacionales.....	28
2.3 Túneles carreteros en zonas urbanas.....	37
2.4 Caso particular.....	40
CAPITULO 3	
METODOLOGÍA DE LA EXPLORACIÓN GEOTÉCNICA.....	43
3.1 MÉTODOS DE EXPLORACIÓN.....	43
3.2 ESTUDIO GEOLÓGICO.....	46
3.3 INVESTIGACIONES <i>IN SITU</i>.....	48
3.3.1 MÉTODOS INDIRECTOS.....	49
3.3.2 MÉTODOS DIRECTOS.....	53



3.4 SONDEOS GEOTÉCNICOS	57
3.4.1 Sondeos a Rotación.....	61
3.5 PRUEBAS DE LABORATORIO	67
3.5.1 Densidad relativa.....	69
3.5.2 Absorción.....	69
3.5.3 Durabilidad.....	70
3.5.4 Ensayo de Carga puntual ASTM D 5731-05.....	72
3.5.5 Tilt test.....	76
3.6 MÉTODOS DE CLASIFICACIÓN DE MACIZOS ROCOSOS	79
3.6.1 Método de Bieniaswki (RMR).....	79
3.6.2 Sistema Q de Barton.....	82
3.7 MECANISMOS DE SOSTENIMIENTO EN TÚNELES	86
3.7.1 Anclajes.....	87
3.7.2 Concreto Lanzado.....	89
3.7.3 Marcos metálicos.....	90
3.7.4 Enfilaje.....	91
CAPITULO 4	
ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS	93
4.1 CASOS DE ESTUDIOS GEOTÉCNICOS EN TÚNELES CARRETEROS	94
4.1.1 Estudio geológico-geotécnico en el Macrotúnel Acapulco.....	105
4.2 CASO PARTICULAR	107
4.3 MÉTODOS DE CLASIFICACIÓN DE MACIZOS ROCOSOS	139
4.3.1 Método de Bieniawski (RMR).....	139
4.3.2 Sistema Q de Barton.....	140
4.3.3 Condiciones Geotécnicas básicas.....	141
4.4 PROPUESTA DE MECANISMOS DE ESTABILIZACIÓN	142
4.5 COMPARACIÓN DE LOS RESULTADOS	144



CAPITULO 5

CONCLUSIONES	148
ANEXOS	152
BIBLIOGRAFÍA	160

LISTA DE FIGURAS

CAPÍTULO 2

Figura 2.1 Entrada al túnel Furlo.....	20
Figura 2.2 Grabado extraído de la obra de De Re Metallica del autor alemán Georgius Agrícola.....	21
Figura 2.3 Entrada a la Mina de Daroca.....	22
Figura 2.4 Interior de la Mina de Daroca.....	22
Figura 2.5 Túnel de Malpas.....	23
Figura 2.6 Túnel de Brunel bajo el Támesis, en Inglaterra.....	24
Figura 2.7 Portal de entrada al Túnel Mont Blanc.....	26
Figura 2.8 Túnel Saint Clair.....	27
Figura 2.9 Perfil del canal de Huehuetoca (Archivo Fermín Sánchez).....	29
Figura 2.10 Túnel Ogarrío.....	30
Figura 2.11 Portales de Maxitúnel.....	31
Figura 2.12 Túnel Los Querendes.	32
Figura 2.13 Ubicación de algunos túneles de la Autopista Durango-Mazatlán.....	33
Figura 2.14 Entrada al túnel El Sinaloense.....	34
Figura 2.15 Túnel carretero subterráneo en Guanajuato.....	38
Figura 2.16 Distribuidor vial Charo.....	39
Figura 2.17 Distribuidor Vial Salida a Quiroga.....	40



Figura 2.18 Modelo en tercera dimensión realizado por IGeF de la UNAM.....	41
---	----

CAPITULO 3

Figura 3.1 Diagrama simplificado de una prueba de refracción sísmica.....	50
Figura 3.2 Ejemplo de las resistividades del terreno mediante métodos eléctricos..	52
Figura 3.3 Perfiles para estimar el coeficiente de rugosidad.....	56
Figura 3.4 Colocación de testigos en una caja de sondeo.	60
Figura 3.5 Caja de portatestigos de roca.	61
Figura 3.6 Elementos del sistema de perforación.....	61
Figura 3.7 Equipo de perforación.	62
Figura 3.8 Tubo doble.	63
Figura 3.9 Lodo bentonítico en su proceso de introducción.....	64
Figura 3.10 Montado de la tubería para extracción de testigos.	64
Figura 3.11 Coronas parte del equipo de perforación.	66
Figura 3.12 Tubería de revestimiento.	67
Figura 3.13 Ensayo de Durabilidad, con material dentro del tambor durante un ciclo.....	71
Figura 3.14 Dimensiones de los fragmentos de roca (ASTM D 5731-05).....	73
Figura 3.15 Medición del diámetro del espécimen.....	74
Figura 3.16 Modo de falla de especímenes de roca (ASTM D5731-05).....	75
Figura 3.17 Determinación de las dimensiones de los fragmentos irregulares (ASTM D5731-05).	76
Figura 3.18 Ensayo del ángulo de rozamiento, aplicado a especímenes cilíndricos.	77
Figura 3.19 Consideración tomada para el RQD.....	78
Figura 3.20 Caja con los núcleos recuperados del sondeo, con longitudes < 10 cm.....	78
Figura 3.21 Longitudes de pase y tiempos de estabilidad sin soporte (Bieniawski, 1989).	82
Figura 3.22 Abaco de sostenimientos según el índice Q (Barton, 2000).....	85
Figura 3.23 Anclaje en un bloque de roca en un túnel excavado a través de un	



macizo rocoso.	87
Figura 3.24 Clasificación de acuerdo con la geometría del barreno.....	89
Figura 3.25 Concreto lanzado sobre mallas metálicas.	90
Figura 3.26 Marcos metálicos como sostenimiento en túneles.....	91
Figura 3.27 Métodos de enfilaje.....	92

CAPITULO 4

Figura 4.1 Carta Sísmica de la República Mexicana.....	94
Figura 4.2 Testigos de roca obtenidas en sitio Autopista Durango-Mazatlán.....	96
Figura 4.3 Perfil Geotécnico del túnel El Sinaloense.....	98
Figura 4.4 Perfil Topográfico del Túnel El Guineo.	99
Figura 4.5 Perfil Topográfico del Túnel Las Labores.....	100
Figura 4.6 Perfil Topográfico del Túnel Trópico de Cáncer.....	101
Figura 4.7 Perfil Topográfico del Túnel Santa Lucia I.....	102
Figura 4.8 Perfil Topográfico del Túnel Pánuco.....	104
Figura 4.9 Perfil Topográfico del Túnel Pánuco II.....	105
Figura 4.10 Perfil geotécnico del Macrotúnel Acapulco.....	107
Figura 4.11 Localización de la Ciudad de Morelia y el sitio de estudio.....	108
Figura 4.12. Fotografía satelital de la localización del Túnel I.....	108
Figura 4.13. Vista panorámica del acceso al Tunel I.....	109
Figura 4.14. Provincias fisiográficas de México, INEGI.....	109
Figura 4.15. Parte de la carta geológica de la zona analizada (E14-1).....	110
Figura 4.16 Mapa de las Fallas geológicas de la ciudad de Morelia, Mich.....	111
Figura 4.17. Mapa del Ramal Camelinas, UNAM.....	112
Figura 4.18 Perfil Geotécnico Consultec, (2011).	113
Figura 4. 19 Vista Panorámica del Antiguo deslizamiento del Túnel I.....	114
Figura 4.20 Bloques de gran tamaño en el Antiguo deslizamiento del Túnel I.....	114
Figura 4.21 Columna estratigráfica del área en estudio.....	116
Figura 4.22 Ignimbrita que aflora en la zona oriental del Túnel I.....	117
Figura 4.23 Afloramiento de toba cerca del portal de salida del Túnel I.....	117



Figura 4.24 Parte alta del deslizamiento.	118
Figura 4.25 Material acumulado en la parte baja del deslizamiento.....	119
Figura 4.26 Trabajos de acceso y acondicionamiento para la realización de los sondeos exploratorios.	120
Figura 4.27 Perfil y ubicación de los sondeos exploratorios en el Túnel I.....	122
Figura 4.28 Perfil estratigráfico definitivo para el SG-1.....	123
Figura 4.29 Perfil estratigráfico definitivo para el SG-2.....	124
Figura 4.30 Perfil estratigráfico definitivo para el SG-3.....	125
Figura 4.31 Perfil estratigráfico definitivo para el SG-4.....	125
Figura 4.32 Secuencia fotográfica de izquierda a derecha, saturación de los especímenes, probeta, picnómetro y peso final de la muestra.....	126
Figura 4.33 Comparativa Densidad relativa aparente de los sondeos SG-1 y SG-2.	128
Figura 4.34 Comparativa Absorción de los SG1 y SG2.....	129
Figura 4.35 Comparativa de la Densidad relativa aparente de los SG-3 y SG-4.....	129
Figura 4.36 Comparativa de la Absorción de los SG-3 y SG-4.....	130
Figura 4.37 Secuencia de la prueba de Durabilidad.....	132
Figura 4.38 Equipo de durabilidad después del primer ciclo.....	133
Figura 4.39 Resultados del ensayo de durabilidad SG1, SG2, SG3 y SG4.....	134
Figura 4.40 Especímenes por ensayar y equipo para la carga puntual.....	135
Figura 4.41 Comparación entre la resistencia de la carga puntual y la densidad relativa: SG-1 y SG-2.....	136
Figura 4.42 Comparación entre la resistencia de la carga puntual y densidad relativa SG-3 y SG-4.....	137
Figura 4.43 Promedios de los cuatros SG, RQD vs Ss.....	138
Figura 4.44 Perfil geológico que se obtuvo con los resultados de los SG.....	138
Figura 4.45 Esquema del sostenimiento propuesto por Bieniawski.....	143
Figura 4.46 Abaco de sostenimientos según el índice Q (Barton, 2000).....	144



LISTA DE TABLAS

CAPÍTULO 2

Tabla 2.1 Principales túneles Ferroviarios en México.....	35
Tabla 2.2 Principales túneles Carreteros en México.....	35
Tabla 2.3 Principales túneles para otros usos en la Ingeniería Civil en México.....	36

CAPITULO 3

Tabla 3.1 Influencia de la litología en el comportamiento geotécnico del terreno....	47
Tabla 3. 2 Estructuras geológicas y problemas geotécnicos.....	47
Tabla 3.3 Velocidades sísmicas típicas de materiales terrenos.....	51
Tabla 3.4 Valores representativos de resistividad.	52
Tabla 3.5 Descripción del grado de meteorización de la matriz rocosa.....	55
Tabla 3.6 Tamaño de brocas utilizadas para la barrenación.....	65
Tabla 3.7 Propiedades de la matriz rocosa y métodos para su determinación.....	68
Tabla 3.8 Clasificación de la durabilidad en base al índice I_{D2}	71
Tabla 3.9 Clasificación de la durabilidad en base al índice I_{D1}	72
Tabla 3.10 Calidad de la roca en función de su índice RQD.....	78
Tabla 3.11 Sostenimiento a partir del índice RMR y propuesto por Bieniawski.....	81
Tabla 3.12 Clasificación de la roca de acuerdo con el Índice de Calidad Q.....	83
Tabla 3.13 Valores de ESR.....	84

CAPITULO 4

Tabla 4.1 Resumen del tipo de material y su clasificación del túnel El Sinaloense..	97
Tabla 4.2 Resumen del tipo de material y su clasificación del Macrotúnel Acapulco.....	106
Tabla 4.3 Resultados de laboratorio de los núcleos obtenidos del SG-1.....	122
Tabla 4.4 Resultados de laboratorio de los núcleos obtenidos del SG-2.....	123
Tabla 4.5 Resultados de laboratorio de los núcleos obtenidos del SG-3.....	124



Tabla 4.6 Resultados de laboratorio de los núcleos obtenidos del SG-4.....	125
Tabla 4.7 Promedio de los resultados de la pruebas de densidad y absorción SG-1 y SG-2.....	127
Tabla 4.8 promedio de los resultados de la pruebas de densidad y absorción SG-3 y SG-4.....	127
Tabla 4.9 Promedio de los resultados de la pruebas de ángulo de rozamiento SG-1 y SG-2.....	131
Tabla 4.10 Promedio de los resultados de la pruebas de ángulo de rozamiento SG3 y SG4.	131
Tabla 4.11 Promedio de la prueba de durabilidad para los estratos de SG-1 y SG-2.....	133
Tabla 4.12 Promedio de la prueba de durabilidad para los estratos de SG-3 y SG-4.....	133
Tabla 4.13 Promedio de los resultados de la prueba de carga puntual para los SG-1 y SG-2.	135
Tabla 4.14 promedio de los resultados de la prueba de carga puntual SG3 y SG4.	136
Tabla 4.15 Promedio de los resultados de los cuatro sondeos analizados.....	137
Tabla 4.16 Resumen de resultados del método de Bieniawski.....	140
Tabla 4.17 Resumen de resultados del índice Q de Barton.....	141
Tabla 4.18 Clasificación geotécnica para túneles.....	142

ANEXOS

Tabla A 1 Clasificación de un macizo rocoso según Bieniawski.....	152
Tabla A 2 Corrección por la orientación de las discontinuidades dependiendo del tipo de obra que se tenga.	153
Tabla A 3 Valoración de la roca dependiendo el resultado de su RMR.....	154
Tabla A 4 Índice de las discontinuidades.....	154
Tabla A 5 Índice de rugosidad de las discontinuidades.....	155
Tabla A 6 Numero de alteración de las discontinuidades.	156

Tabla A 7 Factor de reducción por la presencia de agua.....	157
Tabla A 8 Condiciones tensionales de roca.....	157
Tabla A 9 Condiciones tensionales de la roca.....	158

Con dedicatoria

A **mi madre** por todo su amor.

A **mis hermanos, hermanas y sobrinos** para que siempre luchen por crecer y no tomar el fracaso como una opción.

Agradecimientos

A **mi asesor el Dr. J. Eleazar Arreygue Rocha**, por su tiempo, paciencia y sobretodo interés en la realización de este trabajo, quien me enseñó a que la disciplina y constancia son el principio del éxito.

A la familia **Miranda Villaseñor** por su cariño y que en todo momento me apoyaron.

A **mis tíos, tías, y primos** que siempre han sido inspiración e impulso para salir adelante, y quienes siempre mostraron fe en mí.

A **mis amigos** que son compañeros de vida, a veces de un rato, a veces para siempre.

RESUMEN

El desarrollo de un país se ve reflejado en su calidad de infraestructura, por lo tanto el crecimiento de una población es beneficiada principalmente por sus vías de comunicación que al contar con ellas se optimiza los tiempos de traslado lo que es claramente un beneficio para los usuarios, estas vialidades, carreteras, autopistas deben de garantizar la seguridad y comodidad. Lo que en muchas ocasiones no es posible debido a las condiciones del terreno donde se construirán.

Se tomó como parte de este análisis los estudios realizados en otros túneles carreteros, los cuales presentan diferente tipo de material lo que deja claro que cada obra civil es diferente y no es posible hacer una generalidad, los túneles proyectados en la Autopista Durango-Mazatlán obedecen una topografía abrupta de la Sierra Madre Occidental por lo que se tomaron casos de túneles que durante su investigación se obtuvieron ciertos parámetros que al momento de su construcción no coincidieron y que refleja que cada obra es diferente y es necesario proyectar un buen estudio geotécnico. El distribuidor vial Ramal Camelinas del Libramiento Sur, presenta grandes retos para la ingeniería civil, en este caso en particular nos enfocamos a trabajar el subsuelo del Túnel I que es parte de este distribuidor.

La investigación se desarrolló en gabinete, campo y laboratorio. Se inició con el análisis de estudios previos, con base en lo anterior se propuso la realización de cuatro sondeos geotécnicos, esto debido a la presencia de una falla geológica y un antiguo deslizamiento. Enseguida se hizo la caracterización de los materiales recuperados, obteniendo sus propiedades físicas y mecánicas que fueron utilizadas para realizar la clasificación geomecánica por los métodos de Bieniawski y Barton.

Palabras claves: Estudio geológico-geotécnico, sondeos, métodos de exploración, estratigrafía, clasificación geomecánica.

ABSTRACT

The development of a country is reflected in its infrastructure quality, therefore population growth is principally benefited by its communication roads because they made the travel time faster, which is clearly a benefit for the users. This roadways, roads, highways, etc should assure security and comfort, that in many occasions is not possible because of the ground conditions where they will be built in.

As a part of these analyses they were taken the studios from other tunnels which have different sorts of material. This shows that every single civil handiwork is different and that it is not possible make a generalization. The projected road tunnels in Durango-Mazatlán highway due to an abrupt topography from *La Sierra Madre Occidental*, hence they were taken cases from tunnels which during their investigation were obtained some parameters that, at the time of its construction, didn't coincide, which shows that each work is different and that it is necessary make a good geotechnical studio.

The Ramal Camelinas road distributor from the south highway means a great challenge for civil engineering. In this case we particularly focus in Tunnel's 1 subsoil that is part of this distributor.

This research was made in office, field and laboratories. It was started with previous study of analysis, based on that, it was proposed making four surveys geotechnical because of a geologic fault, and an ancient displacements Promptly it was made the characterization of recovered materials obtaining its physical and mechanical properties, that was used to make the geomechanical classification by Bieniawski and Barton's method.

CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN

México es un país que cuenta con una gran variedad de relieve, donde encontramos partes elevadas en regiones del país como son las sierras transversales y por otro lado grandes planicies. Por lo que existe una gran diversidad de tipos de suelo, clima, vegetación entre otras.

El desarrollo de infraestructura para satisfacer las necesidades de vías de comunicación que puedan atravesar y conectar este relieve se ha visto reflejado en la construcción de nuevas autopistas y como ejemplo la Secretaría de Comunicaciones y Transportes definió un sistema de corredores carreteros transversales como el de Mazatlán–Matamoros, que integra a Mazatlán, Durango, Torreón–Gómez Palacio, Saltillo, Monterrey, Reynosa y Matamoros que corresponde al proyecto de la Carretera Durango–Mazatlán que pasa por la Sierra Madre Occidental, donde para lograr vencer lo accidentado de esta zona fue necesario construir 61 túneles carreteros a lo largo de 230 km, entre su construcción se realizó el túnel Sinaloense que tiene una longitud de 2,787 m, cuenta con dos carriles de circulación y un túnel lateral que funciona como galería de emergencia. Nueve túneles tendrán un sistema altamente avanzado de seguridad y monitoreo, que los coloca en la categoría de túneles inteligentes.

La autopista Durango-Mazatlán es un complemento muy importante con el Corredor Económico Interoceánico y conecta los mercados de Asia, a través del Puerto de Mazatlán, con los mercados de la Zona del Tratado de Libre Comercio de América del Norte, a través de la frontera Tamaulipeca y del importante Puerto de Altamira, Tamaulipas, este corredor abre atractivas oportunidades de desarrollo económico, que antes no se tenía.

La construcción de túneles carreteros en el país obedece a la topografía abrupta que se pueda presentar, por lo que la realización de estudios adecuados previos a su

construcción puede descartar posibles caídos o colapsos del túnel algún otro tipo de percances. Lo anterior contribuye a evitar que se incremente su costo posterior debido a un mal estudio geológico-geotécnico.

Además se hablará del Túnel I del Ramal Camelinas del Libramiento Sur de Morelia Michoacán, el cual está en proceso de construcción. Este tendrá una longitud aproximadamente de 439 metros y un ancho de corona de 12 m, con dos carriles de 3.5 m. Para esta investigación se realizaron 4 sondeos exploratorios (SG) a partir del kilómetro 1+640 al 1+790. Dos de ellos tienen una profundidad de 100 m, el tercero de 50 m y el cuarto de 34 m. Los núcleos recuperados fueron llevados al laboratorio de materiales de la Facultad de Ingeniería Civil de la UMSNH, para su análisis. Con esta información se dio a conocer el aspecto del subsuelo de la zona por excavar.

1.1 INTRODUCCIÓN PARTICULAR

La presente investigación está comprendida por el análisis de los sondeos exploratorios realizados en el Túnel I. El primer sondeo se localiza en el kilómetro 1+640, el segundo sondeo en el kilómetro 1+680, el tercer sondeo en el kilómetro 1+760 y el cuarto realizado en el kilómetro 1+790.

En el Capítulo 1 se describen los objetivos, localización y justificación del trabajo de investigación; el Capítulo 2, se presentan algunos Antecedentes donde se habla de los primeros túneles construidos y los túneles más contemporáneos en el mundo que se tienen documentados, así como sus métodos de perforación, y el caso en estudio en particular; el Capítulo 3, trata de la estructura del trabajo de investigación que se realizó dónde nos referimos al marco teórico compuesto por la búsqueda y el análisis de la información referente al estudio de rocas, la metodología que se debe seguir en las pruebas en campo, como transportar los núcleos extraídos así como las pruebas que se tienen que realizar en el laboratorio, para finalizar con la clasificaciones geomecánicas, propuestas por Bienisawski (1989) y Barton et al., (1974).

En el Capítulo 4 se describen los análisis de los resultados, iniciando con casos presentados durante la construcción de túneles en la Autopista Durango-Mazatlán y el Macrotúnel Acapulco, posteriormente se inicia el desarrollo del caso particular, del Túnel I, donde se habla sobre descripción la zona como son datos geológicos y acondicionamiento para la perforación, se habla además de los núcleos de roca que fueron extraídos, donde se requirió hacer ensayos en el lugar y en laboratorio, para obtener la caracterización de cada material. Los ensayos *in situ* permitieron obtener las propiedades en su estado y condiciones naturales, en cambio los ensayos en laboratorio permitieron realizar una cuantificación más precisa de las propiedades físicas y mecánicas del suelo y matriz rocosa por la que pasará el Túnel I.

Los ensayos que se aplicaron con la finalidad de conocer las propiedades físicas en roca: densidad, absorción, durabilidad, ángulo de rozamiento y para las propiedades mecánicas en roca: carga puntual y RQD.

Se reunió toda la información y resultados obtenidos en diferentes fases del estudio para su análisis y poder definir los estratos por los que atraviesa el Túnel y así poder realizar las clasificaciones geomecánicas en rocas (RMR) de Bieniawski (1989) y la del Instituto Geotécnico Noruego, o índice Q, desarrollada por Barton et al., (1974). Los mismos autores hacen propuestas de los diferentes sostenimientos que se pueden emplear, esto de acuerdo a la calidad de la roca. Además se analizó la información obtenida por la construcción de otros túneles en el país y poder comparar las propuestas, para considerar las mejores opciones.

En el Capítulo 5 se tienen las conclusiones a las cuales se llegó después de analizar cuidadosamente toda la investigación, donde se realiza el porqué es importante la realización de un buen estudio geotécnico para la construcción de Túneles Carreteros.

Además se presenta las referencias bibliográficas consultadas para la realización de la presente investigación y también se incluye otro capítulo de anexos.

1.2 OBJETIVO

Realizar una comparación con otros túneles construidos en el país, lo anterior es importante ya que se cuenta con experiencia suficiente para la realización de túneles carreteros, sin embargo esta experiencia no es suficiente durante la construcción de un túnel carretero, por lo que se realiza la importancia de un manual de diseño de Túneles, con el cual se verían beneficiadas estas construcciones, así se podría tener un estudio geotécnico más completo y mejor realizado para poder hacer las propuestas adecuadas de acuerdo al tipo de material de la zona.

El conocimiento de la aplicación de sondeos exploratorios en túneles carreteros permite conocer ampliamente el subsuelo del sitio donde se realizará el Túnel I. De donde se extrajeron muestras que se analizaron para poder hacer las clasificaciones geomecánicas que permitieron dar propuestas positivas y disminuir la incertidumbre y hacer las recomendaciones apropiadas para el uso de sostenimientos.

1.3 JUSTIFICACIÓN

En México el diseño de un camino requiere inversiones altas debido a la topografía accidentada con la que cuenta el país, montañas, planicies, etc., por tal motivo la implementación para hacer cortes para librar obstáculos es viable y práctico, pero lo cierto es que en la actualidad se tiene que tomar en cuenta que el impacto ambiental es muy importante y que se debe considerar, por lo que en los cortes del terrenos es muy alto. Por lo que pensar en túneles carreteros que ayudan a librar obstáculos montañosos y acortar distancias, como sistema montañoso con el que cuenta el país, podría considerarse una alternativa viable y que su impacto ambiental es muy bajo, además lo que conlleva a hacer una relación entre costo- medio ambiente. Que si lo analizamos a mediano o largo plazo será la mejor alternativa.

La infraestructura del transporte es un elemento indispensable para el crecimiento económico, la competitividad y la integración social de nuestro país, la construcción de túneles carreteros es un ejemplo de esto, ya que en la medida en que se amplía la

cobertura mejora su estado físico, los tiempos de recorrido se disminuyen, la seguridad y comodidad aumentan y en consecuencia, se generan ahorros substanciales y benéficos para la población usuaria.

La Secretaria de Comunicaciones y Transportes (SCT) contempla la construcción del Ramal Camelinas del Libramiento Sur de Morelia, la cual permite el tránsito urbano en la zona de la ciudad. El túnel I que es parte de este Ramal tiene una longitud 430 m con un ancho de corona de 12 m para alojar dos carriles de 3.5 m. Para esta investigación se propusieron realizar cuatro sondeos exploratorios a partir del kilómetro 1+640 al 1+790. Dos de ellos tienen una profundidad de 100 m, el tercero de 50 m y el cuarto de 34 m. Los núcleos recuperados fueron llevados al laboratorio de materiales de la Facultad de Ingeniería Civil de la UMSNH, para su análisis. Con esta información se dio a conocer el aspecto del subsuelo de la zona por excavar.

CAPITULO 2

ANTECEDENTES

Se dice que los túneles son pasajes subterráneos contruidos para comunicar dos puntos, pasando por debajo de obstáculos tales como una ciudad, una montaña, un río, el mar, etc. En general una obra subterránea es un espacio ganado al subsuelo mediante la excavación y remoción de suelo o de roca encontrado.

La historia de obras subterráneas y en este caso los túneles, se remonta hasta los tiempos prehistóricos, cuando los hombres primitivos hacían excavaciones para protegerse del clima y de sus enemigos. El túnel más antiguo del que se tenga registro, construido por la reina Semiramis bajo el río Éufrates en Babilonia, hace 4000 años, el cual tenía casi 1 km de longitud y 3.6 x 4.5 m de sección transversal rectangular. Era un túnel que servía de comunicación entre el palacio real y el templo de Jová. Probablemente fue construido como túnel falso, formándose paredes con ladrillos unidos con mortero y cubriéndolas con un arco abovedado.

El primer método de perforación de galerías mineras fue la técnica del fuego, que consistía en provocar un incendio en el frente de ataque para luego sofocarlo bruscamente con agua fría produciendo un brusco gradiente térmico que da lugar al resquebrajamiento de la roca; creando una atmosfera viciada, irrespirable, generando gases a menudo venenosos, convirtiendo el trabajo del minero en una trampa mortal a la que sólo unos pocos afortunados sobrevivían.

En el año 700 a.C., Hezekiah excavó los 528 m del túnel Shilao, atacando simultáneamente sus dos frentes. En el año 600 a.C., se excavó un túnel de 1.6 km de longitud y 2.5 m de diámetro, para conducir agua desde el manantial a la ciudad griega de Samos; Herodoto menciona que el constructor fue el arquitecto Eupalinos de Megara. No se sabe cómo evitaron que el túnel se les inundara pero, con la pendiente

adecuada, el agua fluía de un extremo a otro. Cuando Eupalinos construyó su túnel, sus hombres se abrieron paso a través de roca sólida, que era suficientemente fuerte para soportar la estructura relativamente pequeña resultante. Sin embargo, los mineros y los constructores de túneles pronto aprendieron a entibar los techos de sus túneles en terreno menos seguro con maderos y mampuestos. Quien años después construiría en Atenas un sistema para su abastecimiento de agua potable, mediante tubos de arcilla (Hammond, 1963).

En las civilizaciones antiguas, los túneles fueron la solución más empleada para la conducción práctica del agua, con el fin de sacar ventaja a la topografía que se oponía a la conducción por gravedad del agua. Los Romanos construían túneles para sus caminos ubicados en terrenos montañosos, como es el caso del famoso túnel Furlo de la Vía Flaminia construido por el Emperador Vespasiano mostrado en la Figura 2.1 donde se ve el portal de entrada al túnel construido en roca con una longitud de 38 m, 5.5 m de ancho y 6 m de altura y del túnel Pausilipo entre Nápoles y Pozzuoli, construido por Cocceius en el año 36 a.C., el cual parece haber sido el más grande de su época, con 1.5 km de longitud, 7.6 m de ancho y 9.2, de altura (Beaver, 1973).



Figura 2.1 Entrada al túnel Furlo http://tectonicablog.com/wp-content/uploads/2011/09/Furlo_Tunnel_South.jpg25/01/2016.

Los túneles construidos por las civilizaciones antiguas, eran construidos con el propósito económico, religioso y militar. Las tumbas de la civilización Egipcia fueron

excavadas en roca y comunicadas con la superficie mediante túneles. Las ciudades amuralladas fueron asaltadas mediante la construcción de túneles bajo sus muros, por lo cuales se enviaron las tropas para tomar desprevenidos a los defensores, como ocurrió en Jericó, destruyendo a su vez los muros mediante la ampliación de los túneles subyacentes y la destrucción posterior de sus ademes de madera (Sandsfrom, 1963).

Otro ejemplo del uso de túneles en el pasado, son los acueductos denominados “Ganats” aun en uso en Irán. Algunos de los cuales tienen casi 3000 años de antigüedad y han sido excavados manualmente a profundidades de 4 a 275 m (Wulff, 1968).

En la Edad Media, los túneles pierden esa potencia como obras vigorosas de ingeniería civil y derivan en galerías y pasadizos en castillos y fortalezas, obras menores. Durante este período, la minería se robustece y consolida, fundamentalmente en el centro de Europa, surgiendo al filo del Renacimiento la obra maestra de la minería. La Figura 2.2 del siglo XVI muestra grabados de las técnicas mineras, siendo un libro de consulta básica durante los dos siguientes siglos.



Figura 2.2 Grabado extraído de la obra de *De Re Metallica* del autor alemán Georgius Agricola.

El Renacimiento marca el resurgir del hombre, así como el de los túneles tras el letargo de la época medieval. Leonardo da Vinci concibe niveles subterráneos en sus proyectos

de ciudades y piensa en la posibilidad de perforar túneles donde los canales se encontraban con barreras montañosas.

El primer túnel del Renacimiento es la Mina de Daroca en la provincia de Teruel en España, cuenta con 600 m de longitud, 6 m de ancho y una altura variable entre los 7 y 8 m, fue construida entre 1555 y 1560 por Pierres Vedel para reconducir y desviar las aguas torrenciales que venían castigando la Villa Aragón en España. En la Figura 2.3 se muestra la entrada a la Mina de Daroca que fue decorada con piedra de sillería y en la Figura 2.4 su interior donde se observa una serie de refuerzos a base de arcos de piedra sillar en los lugares donde había un mayor peligro de hundimiento.



Figura 2.3 Entrada a la Mina de Daroca. **Figura 2.4** Interior de la Mina de Daroca

En el siglo XVIII surge la Era de los Canales y dentro de ella los túneles comienzan a adquirir peso propio: el túnel de Malpas, cerca de Beziers, Francia en el Canal de Midi para la unión de los dos mares Atlántico y Mediterráneo, obra portentosa que impulsa Colbert bajo el reinado de Luis XIV, es el primer túnel para canal. Se ve en la Figura 2.5 construido en roca, de 155 m de longitud, 8 de ancho y 6.5 m de altura, fue perforado por Pierre-Paul Riquet, empleando la pólvora por primera vez. Así comienza la Era de los túneles para canales: tras él muchos túneles se construirían en las siguientes décadas.



Figura 2.5 Túnel de Malpas <http://www.beyond.fr/picssite/cdm-malpas0019b.jpg25/01/2016>

2.1 CASOS INTERNACIONALES

En el siglo XIX con la revolución industrial se producen grandes cambios tanto en lo político, social y económico, pero sin duda uno de los grandes fenómenos es la invención del ferrocarril, este medio de transporte ferroviario en 1814 fue el principal motivo para la construcción de túneles en el mundo (La época dorada de la construcción de túneles en Europa), debido a la forma en que se masificó este medio de transporte y por consiguiente la red ferroviaria, que cada vez más extensa debía salvar cualquier obstáculo natural por medio de túneles.

En Europa

En el siglo XVI existía ya el transporte por carriles cuya infraestructura estaba construida de madera y se utilizaba para mover por ella vagones en las minas.

La historia de los Ferrocarriles se desarrolla a partir del siglo XIX, los túneles tuvieron gran auge; incorporando progresivamente maquinaria y procedimientos constructivos a partir de los cuales el esfuerzo manual fue cediendo en pro de la mecanización, los avances surgieron gracias a la Revolución Industrial que obligaron a la aparición de los ferrocarriles. En 1803 se abrió el primer ferrocarril tirado por caballos del mundo en Surrey, Inglaterra. Así, los rieles de hierro se extendieron al transporte de mercancías y viajeros.

El primer túnel de ferrocarril fue el de Terre-Noir en Francia, de la línea Roanne-Andrezieux, camino de carriles traccionado por caballos en 1826, con 1476 m de longitud, 5 m de altura y cerca de 3 m de ancho.

En 1825 George Stephenson ingeniero británico, quien invento la locomotora a vapor, inaugurándose en Gran Bretaña la primera línea de ferrocarril, por lo que se atribuye a que fueran los ingleses los pioneros en la construcción de túneles ferroviarios. El ingeniero británico Marc Isambard Brunel fue el encargado de realizar el primer túnel subacuático de nuestra era, aunque en un principio fue un túnel de uso peatonal que constaba con 366 m de longitud que se demoró 16 años en realizar (1825-1841), tras algunas largas interrupciones, por falta de fondos o por las inundaciones que producía el río Támesis. En 1865 una compañía ferroviaria de Londres compró el túnel y realizó los accesos necesarios para el ferrocarril; la longitud final fue de 459 m. Brunel para la construcción del túnel bajo el Támesis desarrolló la idea de proteger a los trabajadores dentro de un escudo cilíndrico tan grande como el túnel como se muestra en la Figura 2.6 el cilindro se desplazaba a medida que cavaban, permitiéndoles extraer la tierra a medida que se movían. Detrás de ellos, los canteros construían las paredes del túnel (Navarro et al., 2002).

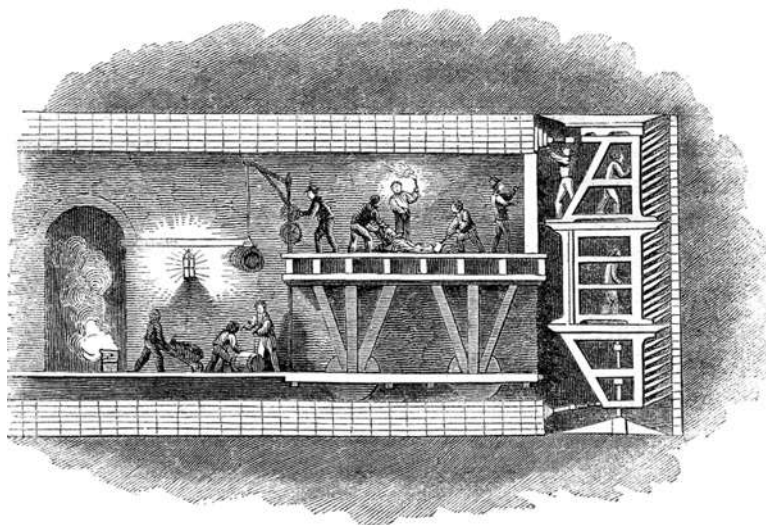


Figura 2.6 Túnel de Brunel bajo el Támesis, en Inglaterra.

La barrera natural de los Alpes, fue la que más retos impuso a los ingenieros del ferrocarril. Los constructores debieron hacer frente a graves problemas, como la falta de ventilación, las altas temperaturas que alcanzaba la roca, las fuentes termales, etc. En la construcción de estos túneles se lograron grandes avances en el perfeccionamiento de los equipos de excavación, como la invención de la máquina taladradora de aire comprimido, ideada por Germain Sommeiller y utilizada por primera vez en Mont-Cenis, que permitió incrementar el rendimiento.

El primero de los grandes túneles en los Alpes fue el de Monte Cenis, también llamado de Frejus, que enlazaba el ferrocarril de Francia con Turín, en Italia. Su longitud original fue de 12.2 km, su construcción empezó en 1857 y fue inaugurado en 1871. El ingenio de los constructores consiguió la utilización de los torrentes de montaña para comprimir el aire que servía para que funcionaran los barrenos y para la ventilación.

El siguiente en construirse fue el de St. Gotthard, entre 1872 y 1882. Une Suiza con Italia, desde Zurich hasta Milán. Su longitud de 14.4 km, superó el túnel de Frejus; pero las condiciones de trabajo y la mala ventilación produjeron muchas muertes, se habla de alrededor de 200 personas. Para enlazar Suiza con Italia se construyó el túnel de Simplón, entre Berna y Milán, con 19.8 km de longitud; se diseñó para dos túneles paralelos de una sola vía, separados 17 m y con un cruce en el centro. La excavación se comenzó en 1898, por los dos extremos y los dos túneles simultáneamente, con grandes ventajas respecto a los túneles anteriores en lo que se refiere a las condiciones de trabajo, ya que la ventilación era suficiente y las posibles vías de escape o el drenaje en caso de necesidad estaban aseguradas y se concluyó en 1906 (Navarro et al 2002).

También fueron los Alpes los que dieron lugar a los túneles más largos para carreteras, como el Mont Blanc mostrado en la Figura 2.7, se inauguró en 1965 con 12.6 km de longitud une Francia con Italia.



Figura 2.7 Portal de entrada al Túnel Mont Blanc <http://www.chamonix.net/english/travel/mont-blanc-tunnel> 09/12/2015.

Túneles más actuales están el de San Bernardino, puesto en funcionamiento en 1976, de 6596 m de largo y que une Suiza con Italia; por último el largo túnel de St. Gottard, de 16.3 km que enlaza Suiza con Italia; el túnel de Frejus (Francia-Italia), con 12.9 km, ambos inaugurados en 1980.

Los problemas del tránsito que empezaban a padecer las grandes ciudades se podían solucionar excavando túneles para ferrocarriles urbanos, así nació el Metro. El término “Metro” proviene de los llamados Ferrocarriles Metropolitanos, construidos en París en 1900 y en Londres entre 1886-1890, (primer ferrocarril eléctrico del mundo). En el primer cuarto del siglo XX ya se habían inaugurado líneas en gran parte de Europa y el mundo.

Alemania por su lado, desarrolló un sistema de excavación a base de un escudo excavador que no tiene soporte mecánico, ya que la excavación es ejecutada por una estrella, pero tiene el frente soportado por bentonita y por una cámara de aire comprimido que presenta resultados y rendimientos muy altos en suelos granulares. Además de su uso de dovelas encase tonadas, utilizando como revestimiento único en los metros de Berlín (Alemania) y Amberes (Bélgica), que constituye el sistema de dovelas de concreto más avanzado.

En Norteamérica

Durante el periodo de 1855–1876 se excavaba en Estados Unidos el túnel Hoosac que conecta la ciudad de Boston con el valle del Hudson; tanto tiempo duró la obra, que se le llegó a conocer como la gran perforación o el gran lío; la elevada dureza de la roca hacia abandonar a los contratistas. La longitud del túnel fue de 7.4 km y la experiencia adquirida en la excavación en roca de alta dureza fue de gran utilidad para los túneles que le siguieron.

Problemas completamente contrarios se encontraron los constructores del túnel bajo el río Hudson; la ciudad de Nueva York tenía este río como barrera natural para las comunicaciones con el Este y con el Sur, y se dependía de un transbordador para cruzarlo. El túnel Hoosac marca también sin duda un hito a nivel de avances tecnológicos, como el de la utilización por primera vez de la nitroglicerina en este tipo de obras, y el túnel de Saint Clair construido a finales del XIX bajo el río que le da nombre entre EE.UU y Canadá mediante un escudo de 6.45 m de diámetro mostrado en la Figura 2.8.

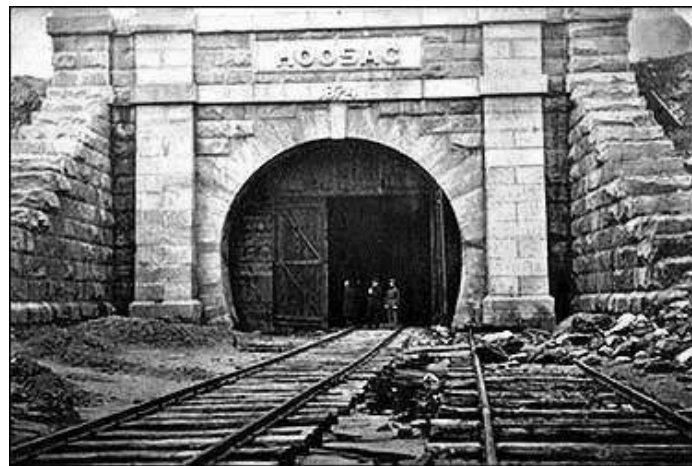


Figura 2.8 Túnel Saint Clair

https://www.google.com.mx/search?q=t%C3%BAnel+hoosac&source=lnms&tbn=isch&sa=X&ved=0ahUKEwji3v_wt9DJAhWJRSYKHUcBAkoQ_AUIByqB&biw=1366&bih=643#imgrc=k3ZCaBnPHyzW_M%3A 09/12/2015

El túnel se excavó casi completamente en limo, se inició en 1879 y después de numerosos problemas, como derrumbes por el secado del limo o inundaciones, se cerró en 1882 por falta de fondos. Este tramo fue pionero en la utilización de aire a presión, no como fuerza para mover las máquinas excavadoras (unas 7 Atm) sino como la compresión de toda la atmósfera dentro del túnel para conseguir una fuerza que equilibrase los frentes inestables acuosos (1 o 2 Atm). Las obras se reanudaron en 1889 utilizando el aire comprimido aplicado a un escudo (estructura rígida que protegía del colapso de la bóveda, de los hastiales y del propio frente de la excavación) y después de un período de inactividad por falta de fondos se concluyó en 1905.

El primer túnel para vehículos de motor fue el túnel de Holland en Nueva York, un túnel de 2600 m de longitud que fue abierto al tránsito en 1927. El problema de los humos tóxicos que desprendían los vehículos, después de un elaborado estudio, se solucionó con gran éxito (Navarro et al., 2002).

2.2 CASOS NACIONALES

Ingeniería de túneles en México

Existe en México una gran tradición tunelera; por un lado, la minería desde el tiempo de la Colonia y, por otro, nuestra topografía ha obligado a la excavación de numerosos túneles para obras civiles. El primer túnel realizado en nuestro país fue un túnel de 6000 m de longitud a la mitad de una obra de desagüe que en total alcanzaba 13.3 km, con sendos canales al principio y al final, excavados en lo profundo del canal. Cuyo objetivo era sacar del Valle de México las agua del Rio Cuautitlán; fue construido en 1607 por Enrico Martínez en un tiempo muy breve de 9.5 meses donde trabajaron 470 mil hombres y 1600 mujeres. Varios meses después se colapso al no proteger las zonas débiles con un revestimiento adecuado, donde el paso del agua generó una erosión en las paredes de tajo, ocasionando derrumbes secundarios que volvían irregular el trazo del canal y estrechaban la capacidad de conducción, todavía no se comprendían los fenómenos hidrodinámicos. Años más tarde se decidió que se hiciera un tajo y su

construcción duro 152 años, interrumpido muchas veces por problemas políticos y económicos, a pesar de todo, la obra desaparecida sentó un importante precedente: un desagüe mediante túnel era un recurso asequible para enfrentar la permanente amenaza de inundación que pesaba sobre la Ciudad de México.

Con el descubrimiento del fenómeno de la presión atmosférica, su relación con la altura sobre el nivel del mar y la invención de barómetro, Cosme de Mier y Trespalacios, subdelegado del Real Desagüe, propuso a finales del siglo XVIII excavar sendos canales de desagüe, uno en la laguna de Zumpango, la más alta sobre el nivel del mar, y otro para la de San Cristóbal, la más baja. Los canales correrían paralelamente hasta el Paso de Balderas, donde se juntarían para desembocar más adelante, mediante un túnel, en el río Cuautitlán. En la Figura 2.9 se observa el perfil del canal con su litografía publicada por Humboldt. De izquierda a derecha se aprecian los niveles de los lagos de Texcoco, San Cristóbal y Zumpango, y la barranca a donde desaguaba el túnel excavado por Martínez, que aquí ya figura convertido en canal (AMITOS, 2013).

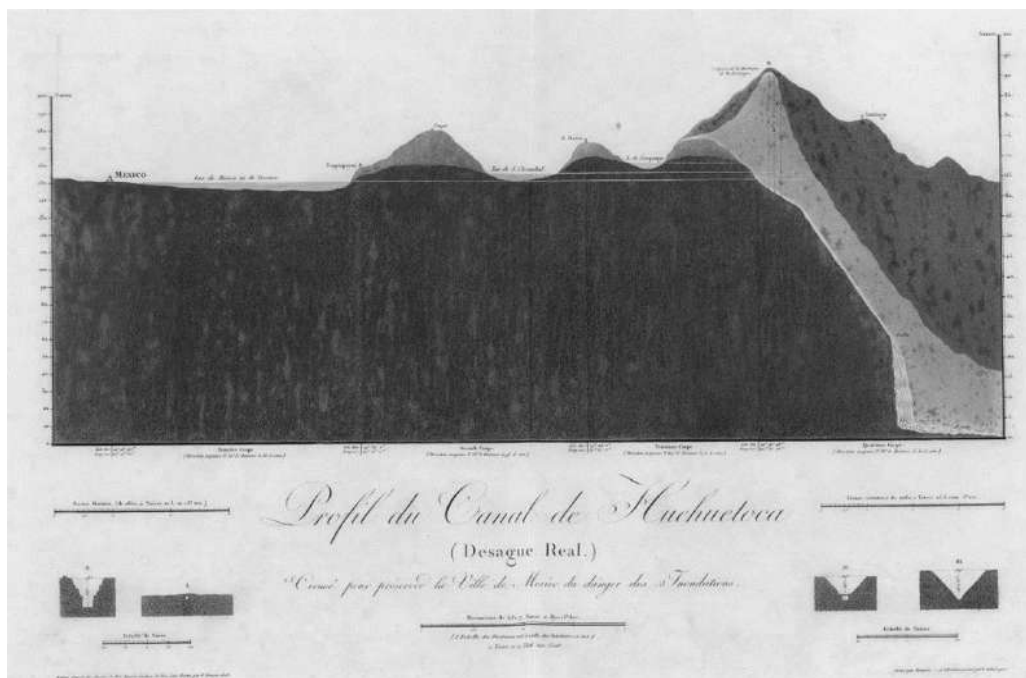


Figura 2.9 Perfil del canal de Huehuetoca (Archivo Fermín Sánchez).

Dos casos que cabe la pena mencionar y fueron construidos para otros usos: fue el Túnel Ogarrío Figura 2.10, distrito minero de Real de Catorce en San Luis Potosí, con aproximadamente 2260 metros de longitud y cuyo constructor fue Vicente Irizar Arostegui. El cual comunica a la población de Real de Catorce con el camino que baja hacia el norte hasta las planicies semidesérticas de Matehuala. Los materiales principales que se encontraron en su excavación, era principalmente roca y se dejó sin recubrimiento alguno, construido en cuatro años. Lo interesante de este túnel es que no corre rectamente ya que en un inicio avanza hacia el oriente y más o menos al tercio de su longitud el túnel se desvía considerablemente hacia el norte. Ocurre así porque el túnel actual resulta de la prolongación de dos excavaciones hechas a la montaña a fin de explotar las vetas de plata de las minas de dolores Tropeta y San Tedubijes, una en el corazón de la población y la otra a dos kilómetros hacia el noreste, en medio de las montañas.



Figura 2.10 Túnel Ogarrío.

El otro caso es el túnel carretero que atravesaba el macizo rocoso del paraje de Cuauhtephuatl, en la Sierra Norte de Puebla, el túnel tenía 80 metros de longitud y su construcción se hizo bajo la dirección de dos barrenos con experiencia en minería traídos, según se sabe, de Tetela de Ocampo. Pero en 1959 se dinamitó el túnel para darle amplitud a una carretera federal. Esa decisión involucro un dilema cotidiano para el ingeniero: elegir entre la memoria y la eficiencia.

Muchos han sido los avances logrados en los últimos 50 años en la Ingeniería de túneles en el mundo. México no ha sido la excepción en cuestión de ese tema y ha logrado avances muy significativos, sobretodo en perforación de túneles en suelos. (AMITOS, 2012).

Túneles en la Autopista del Sol

La Autopista del Sol construida en 1997 tiene como función conectar uno de los centros turísticos más importante de México con el centro del país, en la cual se puede apreciar la construcción de dos túneles los cuales hacen posible efectuar el recorrido con condiciones de seguridad perceptiblemente mayores que las del recorrido por superficie.

El denominado Maxitúnel es considerado el túnel carretero más largo en operación en el país Figura 2.11, el cual se realizó mediante barrenación y voladura, con soporte inicial de marcos metálicos en ciertas zonas y concreto lanzado, con anclaje sistemático en otras.



Figura 2.11 Portales de Maxitúnel <http://static.tvazteca.com/imagenes/2011/27/Ubican-tres-cuerpos-desmembrados-Acapulco-943776.jpg03/02/2016>

Cuando se realizó la planeación del Maxitúnel, se contempló la construcción a futuro de un segundo túnel el cual solo se han construido los portales de entrada y salida.

El túnel Los Querendes, sobre la Autopista México-Acapulco, cuya construcción se realizó entre 1991 y 1993 de casi 100 m permite mirar de un extremo al otro a través de sus portales lo cual se aprecia en la Figura 2.12. Se trata del primer túnel del mundo construido con fines de conservación arqueológica, a consecuencia de las investigaciones realizadas por el Instituto Nacional de Antropología e Historia, por conducto de sus áreas de salvamento arqueológico y antropología física, sobre el trazo definitivo que se dio en la autopista el cual se decidió realizar un túnel carretero con la sección de herradura de casi 200 metros, 22 de ancho y 14 m de altura, dando paso a 4 carriles de circulación. Logrando con eso la conservación de la zona y el trazo original de la carretera (AMITOS, 2012).



Figura 2.12 Túnel Los Querendes.

Túneles en la Autopista Durango-Mazatlán

En la historia de la SCT en un lapso de 26 años (1980–2006) se construyeron solo 16 túneles todos actualmente en operación. En el periodo de 2006 a 2013, se construyeron 61 túneles en una sola carretera de la República Mexicana: la autopista Durango-Mazatlán en el norte del país, específicamente en el tramo comprendido entre el km 115

y 195 un total de 80 km de longitud. Tal cantidad de túneles obedece a la topografía abrupta de la Sierra Madre Occidental ver Figura 2.13 y a la necesidad de no realizar cortes con alturas mayores de 30 m, lo que favorece al medio ambiente, además que la carretera cumpla con las especificaciones geométricas de la SCT para autopistas de 2 y 4 carriles.



Figura 2.13 Ubicación de algunos túneles de la Autopista Durango-Mazatlán.

La razón por la cual esta vía reúne un número tan alto de túneles se encuentra desde la etapa misma en la que se realizó el anteproyecto, cuando se decidió adoptar un criterio que se puede expresar con el nombre “30/30” y significa que si se van a formar terraplenes o se van a cortar tajos de más de 30 metros de espesor o de altura, respectivamente, se deberá construir, en su caso, un viaducto o un túnel.

Casos como el túnel El Varal, con 700 m de longitud, la sección crece, hasta 20 m de ancho y 12 de alto, para admitir dos carriles en cada dirección, o el túnel El Sinaloense con una longitud proyectada de casi 2.8 km: propiamente se trata de dos túneles de 11 metros de amplitud y sección de herradura, que dará paso a los dos carriles de vehículos, y una galería que corre a varios metros de distancia en forma paralela, para funciones de servicio y desalojo de emergencia. Este último túnel pertenece a la categoría que se ha designado como “túnel inteligente”, por los sistemas con los que cuenta, como controlar la iluminación, ventilación y señalización, así como para regular

y supervisar el flujo de vehículos. Como se puede apreciar en la Figura 2.14 el ingreso al túnel donde se alerta a los usuarios acerca de las condiciones del túnel. (AMITOS, 2012).



Figura 2.14 Entrada al túnel El Sinaloense.

La construcción de los túneles de esta carretera da pie para comentar algunos de los avances que el desarrollo tecnológico ha introducido en esta rama de la ingeniería civil.

Principales túneles en México

Es preciso mencionar los túneles ferroviarios y carreteros más representativos de México; en la Tabla 2.1 se mencionan los principales túneles ferroviarios ya que son estas Vías Férreas las que abarcan una longitud mayor para ganar espacio a la topografía que se encuentra en el país y se conectan los principales centros industriales con los puertos y con conexiones fronterizas a la red de ferrocarriles estadounidense. En la Tabla 2.2 se muestran los principales túneles Carreteros y que si bien todavía falta mucho por realizar en materia de túneles carreteros en nuestro país, un ejemplo de los grandes avances en cuestión tunelera en México, es la reciente autopista Durango - Mazatlán que dejó un aprendizaje muy vasto para todos los que estuvieron involucrados, así como el antecedente al cual recurrimos si se es necesario la construcción de un nuevo túnel. Por lo que la importancia de una Normativa Mexicana



para el Diseño y Construcción de Túneles Carreteros, sería a fin de establecer y unificar criterios entre autoridades, proyectistas, supervisores y constructores.

Tabla 2.1 Principales túneles Ferroviarios en México (AMITOS, 2012).

Ferrocarril	Vía Férrea	Número de túneles	Longitud		
			Mínima (m)	Máxima (m)	Total (m)
Ferrocarril Mexicano	México – Orizaba – Veracruz	33	52	2960	9404
Ferrocarril Interoceánico	México – Jalapa – Veracruz	5	62	90	409
Nacionales de México	México – Guadalajara	16	54	430	2700
Nacionales de México	Coróndiro – Lázaro Cárdenas	39	54	1328	10462
Nacionales de México	México–Querétaro–San Luis Potosí–Saltillo	21	24	1284	8552
Ferrocarril del Pacífico	Guadalajara – Mexicali – Tijuana	36	57	897	8361
Chihuahua al Pacífico	Chihuahua – Topolobampo	88	30	1819	17679
Nacionales de México	Terminal del Valle de México	1			220
Nacionales de México	México - Puebla	7	18	156	447
Total					58234

Tabla 2.2 Principales túneles Carreteros en México (AMITOS, 2012).

Obra	Número de túneles	Longitud		
		Mínima (m)	Máxima (m)	Total (m)
Libramiento de Puerto Vallarta	1			416
Cuernavaca – Acapulco	5	60	3000	3817
México - Toluca	2	60	360	420
Esperanza – Cd. Mendoza	4	90	289	759
San Luis Potosí - Los Chorros	1			160



Pátzcuaro – Uruapan – Lázaro Cárdenas	1			420
Arriaga - Ocozocuautila	2	60	320	380
Av. Luis Donald Colosio, Puerto Vallarta	1			490
Mitla – Tehuantepec II	13	80	320	1550
México – Tuxpan	6	104	1340	3981
Amozoc – Perote	1			420
Acceso al Puerto de Salina Cruz	1			494
Arriaga – Tuxtla Gutiérrez	2	60	246	306
Oaxaca – Istmo de Tehuantepec	1			404
Durango – Mazatlán	61	80	2787	18300
Total				50148

Dentro de lo que a obras subterráneas se refiere, en la actualidad ante el crecimiento de la población, los servicios que se proporcionan a través de obras de ingeniería de infraestructura son servicios que tienen que competir por un espacio, principalmente en superficie, pero aun cuando existan incertidumbres asociadas al uso del espacio subterráneo, son estas obras la mejor alternativa para solventar el suministro de servicios y reducir el impacto al medio ambiente. En la Tabla 2.3 se mencionan las principales obras subterráneas en el país, debido a sus dimensiones.

Tabla 2.3 Principales túneles para otros usos en la Ingeniería Civil en México (AMITOS, 2012).

Obra	Long (m)	Sección		Geología predominante
		Excavada (m)	Revestida (m)	
Metro Línea 1 Juanacatlan – Tacubaya	1138	8.6 (circular)		Tobas cementadas y abanicos aluviales
Metro Línea Dorada	6200	10.0 (circular,	9.1 (circular)	Zonas de lago y transición baja, arcillas,



Atlalilco – Insurgentes		escudo frente balanceado)		Tobas y arenas con boleos
Hidroeléctrica Sistema Miguel Aleman , Túneles de conducción México.	51523		2.25 a 4 (circular)	
Túnel para agua potable Túnel de Lerma México.	14336		5 (circular)	Andesita, brecha y tobas
Túnel para riego Túnel San Diego Coahuila.	2200	2.5 ancho 2.5 altura (herradura)	Sin revestir	Calizas y conglomerado
Túnel para desagüe Túnel viejo de Tequixquiac	10021			Tobas limo-arenosas

2.3 TÚNELES CARRETEROS EN ZONAS URBANAS

La ciudad de Guanajuato a diferencia de otras poblaciones de origen minero como Pachuca, Durango o San Luis Potosí, no se desarrollaron próxima a los yacimientos minerales sino directamente entre empinadas laderas de la sierra, donde se localizaban los accesos a los socavones excavados para explotar las vetas de plata. Lo que en aquellos orígenes resultaba la solución más práctica, para la vida posterior del asentamiento urbano, cuya razón de ser actual es mucho más diversa y compleja que la simple explotación minera, ha acarreado constantes desafíos, al menos en lo relativo a transporte urbano. Con la aparición de vehículos motorizados en un casco urbano se han excavado túneles vehiculares en la ciudad de Guanajuato ver Figura 2.15 desde el punto de vista de la ingeniería de obras subterráneas, son similares a los túneles carreteros antes mencionados.



Figura 2.15 Túnel carretero subterráneo en Guanajuato.

Situaciones de congestión vial similares se ha suscitado ya en diversas zonas urbanas emplazadas en terrenos montañosos. En el ciudad de México el túnel de Vista Hermosa excavado en el año de 1992 para comunicar los desarrollos urbanos de Bosques de las Lomas y Santa Fe, el túnel de Alta Tensión, forma parte del Eje Vial 5 Poniente, una obra que en toda su trayectoria exigió realizar excavaciones y túneles considerables, se trata de dos túneles paralelos, con longitudes respectivas de 296 y 276 metros, con sección tipo herradura de 75.80 m² de superficie. La construcción de cada túnel iniciaba realizando en cada portal la trabe de borde, empotrándola en una ranura en forma de arco excavada en la cara vertical del terreno. Enseguida, al nivel de los apoyos de la trabe se excavan sendos túneles pilotos, se colaba la zapata de apoyo y se aplicaba concreto lanzado como soporte inicial (AMITOS, 2012).

En la ciudad de Morelia se tomó la decisión de hacer la construcción de dos túneles carreteros uno en la parte noroeste de la ciudad de Morelia en el Periférico Revolución conocido como el Distribuidor Vial Salida a Charo, en Morelia, Michoacán, donde los trabajos desarrollados consistieron por una parte en la construcción de un túnel falso (primer nivel) para permitir la circulación en forma continua por la parte inferior del libramiento en dirección Camelinas–Central de Abastos, el cual está formado por dos bóvedas paralelas tipo Techspan mostradas en la Figura 2.16, construidas a base de

dovelas de concreto prefabricado, para cada sentido, con una longitud total cada una de 204 m. Los accesos al túnel se formaron con la construcción de dos líneas de pilotes tangenciales de 1.20 m de diámetro y longitudes variables de 6 m hasta 14 m, dependiendo de la profundidad de la rasante del libramiento. Asimismo, se excavaron y colaron en sitio utilizando el sistema Tremie, teniendo como separación entre ejes 24.77 m en los cuales quedaron dispuestos cuatro carriles y un camellón central de 3.77 m (IMCYC, 2011).



Figura 2.16 Distribuidor vial Charo.

El segundo túnel construido con el propósito de agilizar la circulación en la parte Poniente de la ciudad de Morelia conocido como Distribuidor Vial Salida a Quiroga, en Morelia, Michoacán, permitiendo el paso a la Calzada Francisco I. Madero-Periférico Paseo de la Republica, además de ser la conexión entre la autopista Siglo XXI (Morelia–Lázaro Cárdenas) con las de Morelia–Salamanca y México–Guadalajara.

En el año 2011 la Secretaría de Comunicaciones y Transportes, a través del Centro SCT Michoacán, hizo una inversión de 257 millones de pesos para la construcción del Distribuidor Vial de la salida a Quiroga con beneficio para 250 mil personas.

El túnel de 98 metros que forma parte del Distribuidor Vial de la salida a Quiroga, edificado a base de dos bóvedas paralelas tipo Techspan en el sentido del Periférico Poniente, con la finalidad de obtener circulación continua ver Figura 2.17.



Figura 2.17 Distribuidor Vial Salida a Quiroga <http://mimorelia.com/archivosnoticias/tunel-salida-guadalajara-molinero20120415.jpg> 25/01/2016

2.4 CASO PARTICULAR

En ciudades episcopales como Puebla, Durango, Oaxaca y Morelia, o mineras como Taxco, Zacatecas y Guanajuato se siembra la duda acerca de corredizos subterráneos que fueron construidos para otros fines y de los cuales no se tiene pleno conocimiento. En la ciudad de Morelia se cuenta que bajo las calles existe una serie de galerías subterráneas que conecta a la ciudad y desembocan en lugares más insospechados. En el año 2010 Chávez Segura investigador del Instituto de Geofísica (IGeF) de la UNAM, realizó pruebas geofísicas al subsuelo, específicamente en la catedral de Morelia para comprobar las teorías que se habían aplicado antes, así como los testimonios de la población que afirmaban a ver encontrado entradas a túneles bajo las casas e historias con visos de verdad, como cuando en los años 70's se realizaban trabajos en la antigua iglesia del Carmen, se descubrió por accidente una serie de galerías subterráneas que demostraron que el mito quizá era una realidad, o cuando se hicieron excavaciones en el segundo patio de la Preparatoria Pascual Ortiz Rubio de la UMSNH, donde se halló un tramo subterráneo que llegaba al Jardín de la iglesia de San José. Estas evidencias hicieron que la Asociación de Morelia, Patrimonio de la Humanidad decidiera que era tiempo de desenterrar el pasado de la capital michoacana, por lo que se optó por llamar a los especialistas del Instituto de Geofísica para realizar tales estudios sin dañar las edificaciones.

Lo que realizaron fue un estudio geofísico del tipo de resistividad eléctrica, técnica que consiste en dos métodos, uno capacitivo y otro galvánico, para, a partir de los

resultados crear una imagen bidimensional, y para obtener una mayor precisión y una imagen en tercera dimensión se colocó una serie de electrodos, alrededor de la Catedral en “L”. Al realizar ambas mediciones, se obtuvieron una serie de gráficas, las cuales indicaban que en el subsuelo había restos sólidos, saturaciones de agua, criptas y formaciones cilíndricas y alargadas que podrían indicar la entrada de un túnel. La Figura 2.18 se muestra un modelo en tercera dimensión del suelo bajo la catedral, la que revela lo que posiblemente pudieran ser túneles.

La finalidad del estudio fue recuperar el pasado michoacano, es decir reacondicionar muchos de estos sitios y hacerlos transitables para así echar a andar el programa llamado Morelia Soterrada (AMITOS, 2010).

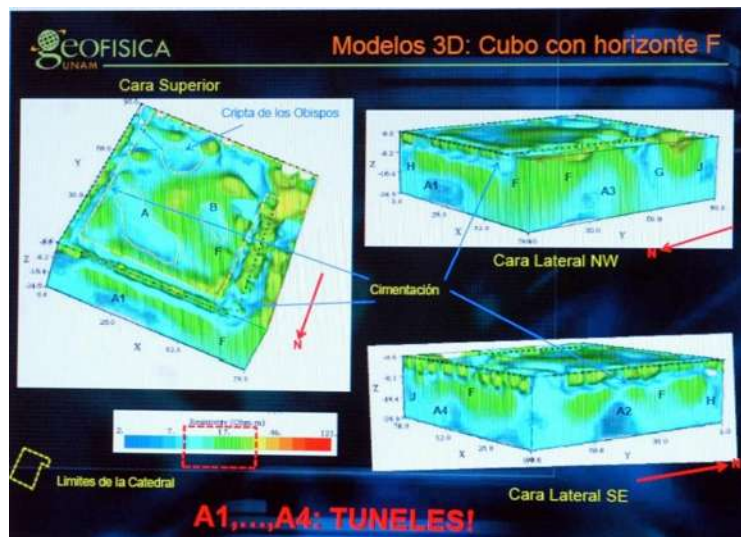


Figura 2.18 Modelo en tercera dimensión realizado por IGeF de la UNAM
http://www.dgcs.unam.mx/boletin/bdboletin/multimedia/WAV100525/316_01.jpg 09/12/2015

Caso Ramal Camelinas del Libramiento Sur de Morelia

En el año 2011 se realizaron estudios geofísicos, geológicos y geotécnicos en la zona sur de la ciudad sobre la Loma de Santa María, la zona de Ocolusen y a lo largo de las laderas del Rio Chiquito. Con el propósito de explorar y analizar la posibilidad de construir una vialidad que permitiera agilizar el tránsito urbano de la ciudad para llegar a la zona de Altozano, Jesús del Monte y San Miguel del Monte.

En esta propuesta se proyectó la realización de dos túneles, un viaducto y algunas zonas de corte para ubicar la carretera. El Túnel I quedó ubicado cerca de la población de Jesús del Monte y el Túnel II en Ocolusen.

En este estudio se abordará el caso del Túnel I (Jesús del Monte), el cual tiene una longitud aproximada de 430 metros. Este túnel se excavará en una mezcla de materiales, es decir entre ignimbritas y tobas. Además es de llamar la atención que el portal de salida (dirección a Morelia), se encuentra en un antiguo deslizamiento.

CAPÍTULO 3

METODOLOGÍA DE LA EXPLORACIÓN GEOTÉCNICA

3.1 MÉTODOS DE EXPLORACIÓN

La investigación superficial representa el reconocimiento geológico-geotécnico de las condiciones del terreno donde se realizará el proyecto, a través de la información disponible, como la fotointerpretación, mapeo geológico, exploración de campo, entre otras. A partir de esta investigación se pueden planificar las investigaciones *in situ* y posteriormente realizar estudios en el laboratorio para valorar los riesgos que puedan ocurrir durante su ejecución, lo que hará que pueda ser más viable y segura. Lo anterior servirá para ejecutar un proyecto más completo.

Revisión de la información disponible y reconocimiento de la zona

Al iniciar un proyecto es importante revisar toda la información disponible, ya sea de libros, artículos, informes de proyecto y de otros proyectos que se hayan realizado cerca de la zona, mapas geológicos, fotografías aéreas, sismicidad e hidrogeología del lugar, etc. Actualmente se cuenta con herramientas como el internet donde podemos visualizar imágenes de la superficie terrestre de manera tridimensional como son los modelos digitales de elevación y que se pueden llegar a obtener mapas geológicos, topográficos en diferentes escalas que ayudan en el reconocimiento de la zona.

Fotointerpretación geológica

La fotointerpretación es una técnica necesaria en la fase de estudios previos y reconocimientos geológico-geotécnicos en campo, por lo que al implementarse presenta ventajas como, permitir conocer las superficies y sus áreas limitantes, considerando que es una técnica rápida y económica. Además ayuda a identificar los rasgos que aparecen en las fotografías aéreas, las cuales tienen características peculiares, es decir las más utilizadas son las fotografías a color, blanco y negro, infrarrojas o falso color.

La interpretación de las fotografías aéreas está probado que es uno de los sistemas más efectivos para el reconocimiento y demarcación de deslizamientos del terreno, entre otras tantas cosas. Ninguna otra técnica ofrece una vista tridimensional del terreno tan buena. El tamaño de las fotografías aéreas es de 23 x 23 cm que es el comúnmente usado con los estereoscopios (equipo para la fotointerpretación).

Las fotografías aéreas pueden ser clasificadas de acuerdo a su escala, en este caso INEGI las clasifica en tres grupos:

- Fotografías a escala pequeña: $> 1:50,000$
- Fotografías a escala media: $1:15,000$ a $1:50,000$
- Fotografías a escala grande: $< 1:15,000$

Para el análisis de las fotografías aéreas se pueden seguir los siguientes lineamientos:

▪ **Expresión topográfica**

Se debe analizar la topografía, las formas del terreno y los cambios de relieve. De este análisis se pueden separar los diferentes tipos de forma del terreno y se pueden obtener características del terreno como la naturaleza y estabilidad de los materiales que conforman una determinada zona o topografía.

▪ **Sistema de drenaje y erosión**

La densidad y el sistema de los canales de drenaje natural reflejan la naturaleza del suelo y la roca que conforman la superficie del terreno. En general, un drenaje en forma de árbol indica un material uniforme y zonas planas y un sistema de drenaje paralelo, indica la presencia de discontinuidades y pendientes fuertes. Los sistemas rectangulares son evidencia del control por parte de la roca subyacente y un sistema desordenado indica la presencia de coluviones y residuos superficiales. Un sistema de hoja de árbol es común en zonas de erosión muy severa por la presencia de limos y suelos erosionables.

Antes de realizar una fotografía aérea se tiene que tomar en cuenta la época del año y la hora del día, ya que influyen en la calidad de la luz, la longitud de las sombras y la cubierta de nubes.

Las formas de la sección de los canales de drenaje o erosión también son muy útiles para detectar el tipo de material; un canal redondeado indica la presencia de arcillas, un canal en U indica limos y uno en V muestra la existencia de arenas y gravas.

▪ **Tonalidad del suelo**

Los tonos grises son indicativos de la humedad del suelo, así un tono oscuro indica gran humedad y otro claro indica poco contenido de agua.

Algunas de las aplicaciones de la fotointerpretación en ingeniería geológica son:

- Selección y comparación de posibles emplazamientos o trazados.
- Planificación y situación de investigaciones *in situ*.
- Localización de materiales de construcción.
- Identificación de datos hidrológicos y red de drenaje.
- Identificación de deslizamientos del terreno.
- Identificación de diferentes tipos litológicos y sus contactos, características estructurales y geomorfológicas; materiales aluviales y otros depósitos recientes.

Imágenes satelitales

La disponibilidad comercial en los últimos años de imágenes de satélite de alta resolución (10m) constituye una inestimable fuente de información para la gestión urbana para los ayuntamientos y administraciones, con competencias territoriales. La detección de cambios a partir de una secuencia multi-temporal de imágenes de satélite, es una de las aplicaciones más importantes en teledetección (Ambrosio et al., 2003).

Debido a su nivel de alcance para esta investigación se utilizó Google Earth, esta herramienta nos permite visualizar las imágenes satelitales, así como trabajar en ellas.

El reconocimiento de campo de la zona de estudio es una de las tareas más importantes en la fase de estudios previos. Debe efectuarse después de la revisión de información y la fotointerpretación, obteniéndose una síntesis geológica y una topografía básica. Esta información permite acometer los reconocimientos geológico-geotécnicos a partir de los mapas existentes (González Vallejo et al., 2002).

3.2 ESTUDIO GEOLÓGICO

Este estudio incluirá un reconocimiento geológico de superficie a lo largo de la alineación del túnel. La exploración geológica se realiza con la finalidad de hacer una relación con los datos superficiales obtenidos. Las propiedades geológicas, el espesor de la cobertura y la longitud del túnel deben determinar el número, tipo y profundidad de dichas exploraciones geológicas, estas exploraciones se deben realizar donde serán los portales, tanto de entrada como de salida del túnel y en los lugares a lo largo del alineamiento, donde el terreno presenta una geología desfavorable. El área donde se efectúa debe ser lo suficientemente grande como para emitir determinar la superficie como:

- La posición y estratificación de las rocas.
- Las formaciones geológicas y la estructural.
- La posición de los arroyos, ríos y manantiales.

Levantamiento Geológico del sitio

- Se deberá definir la naturaleza de los materiales que vayan a cortar.
- Determinar la formación, calidad y cualidades de las rocas.
- Determinar la presencia de fluidos (agua y gases).

Cartas geológicas

Las cartas geológicas tienen gran trascendencia en varios campos de la geología. Se utilizan en estudios de investigación y exploración geológica, además estas sirvieron de base para editar la carta geológica de México a escala 1:2'000,000, y las cartas estatales a escala 1:500,000.

La cartografía geológica es utilizada principalmente en la minería pero sirve también para otras áreas como a la Ingeniería Civil ya que muestra todos los rasgos geológicos básicos del territorio nacional, donde se pueden observar yacimientos metálicos o no metálicos, y además, proporciona información acerca de manifestaciones de mineralización y alteraciones hidrotermales de la roca que el geólogo de campo registra

durante sus exploraciones de campo, y que pueden estar relacionadas con un gran depósito de minerales. En base a ello, el Servicio Geológico Mexicano (SGM), identifica un número importante de áreas prospectivas que clasifica en orden de importancia, y eventualmente las evalúa para ponerlas a disposición de los interesados (SGM, 2010).

Estratigrafía y litología

La litología es la parte geología que clasifica a las rocas de acuerdo a su tamaño, minerales, partículas y sus características físicas y químicas. En los macizos rocosos, la existencia de estratos de diferentes materiales implica también un grado de fracturación en los materiales, debido a empujes tectónicos y agentes de erosión y transporte. Las características litológicas, estructurales y las condiciones ambientales determinan la gran variabilidad de las propiedades físicas y mecánicas de los macizos rocosos. En la Tabla 3.1 y Tabla 3.2 se muestran la influencia de la litología y la estructura geológica sobre el comportamiento de los materiales rocosos.

Tabla 3.1 *Influencia de la litología en el comportamiento geotécnico del terreno.*

Litología	Factores característicos	Problemas geotécnicos
Rocas duras	Minerales duros y abrasivos.	Abrasividad Dificultad de arranque
Rocas blancas	Resistencia media a baja. Minerales alterables.	Deformación en túneles. Cambio de propiedades con el tiempo.

Tabla 3.2 *Estructuras geológicas y problemas geotécnicos.*

Estructuras geológicas	Factores característicos	Problemas geotécnicos
Fallas y fracturas	Superficies muy continuas: espesor variable.	Roturas, inestabilidades, acumulación de tensiones,



		filtraciones y alteraciones.
Planos de estratificación	Superficies continuas: poca separación.	Roturas, inestabilidades y filtraciones.
Discontinuidades	Superficies poco continuas, cerradas o poco separadas.	Roturas, inestabilidad, filtraciones y alteraciones.
Pliegues	Superficies de gran continuidad.	Inestabilidad, filtraciones y tensiones condicionadas a la orientación.
Foliación y esquistosidad	Superficies poco continuas y cerradas.	Anisotropía en función de la orientación.

3.3 INVESTIGACIONES *IN SITU*

Las investigaciones *in situ* constituyen la parte esencial de los estudios geológico-geotécnicos necesarios para el proyecto y construcción de cualquier tipo de obra de ingeniería. De estos se obtienen los parámetros y propiedades que definen las condiciones del terreno donde se realizará la obra civil.

Los resultados de las investigaciones *in situ* representan un punto crítico para la estimación del costo de un proyecto constructivo. Frecuentemente más de la mitad, de los incrementos de costo en obras públicas se debe a la carente investigación en los estudios geológico-geotécnicos.

Investigación del subsuelo

En base a los criterios de seguridad y deformaciones destacan la necesidad de establecer el conocimiento de las características geotécnicas de la zona que comprenden al subsuelo. Esta información se puede obtener mediante la investigación de gabinete, en campo y en del laboratorio, son conocidas como investigación del subsuelo. A través de este tipo de estudio se pretende conocer los parámetros representativos que atienda la necesidad del problema que presenta el subsuelo en

base a sus condiciones y sus características. Con esto se logra relacionar y diseñar racionalmente el elemento de transición estructura-suelo.

Las características del suelo dependen en forma determinante de factores diferentes a su composición. Lo que la hace compleja, influyendo factores diferentes en cada caso, no existe una norma general para trabajar en cada sitio, cada lugar requiere su análisis individual, los estudios realizados con anterioridad o la información que se pueda recaudar de determinado sitio, lo que sirve como guía, más no son sustitutos de información del nuevo modelo que se esté realizando.

Así mismo se puede disponer de la información suficiente y confiable, relativa a las condiciones del subsuelo siendo un requisito importante el crear un modelo económico y satisfactorio; además captar los motivos por los cuales el estudio del subsuelo es fundamental en cualquier obra civil.

3.3.1 MÉTODOS INDIRECTOS

Métodos geofísicos

Los métodos geofísicos basan su aplicación en las propiedades físicas de los materiales geológicos, dependiendo de sus propiedades físicas y morfológicas de cada sitio, por lo que se aplican diversas técnicas geofísicas para resolver cada caso.

La geofísica nace de la necesidad de resolver problemas asociados con la detección de la exploración geológica y de minas. Conforme se fue desarrollando el arte del estado sólido de la electrónica y creciendo los conocimientos en las diferentes técnicas de prospección, se empleó en aguas subterráneas, estudio del interior de la Tierra. Finalmente contribuye de manera substancial a la ingeniería civil a través de ayudar en el reconocimiento y solución de problemas relacionados con la construcción de presas, carreteras, túneles, etc., así como en distintos suelos y rocas que presentaban algún riesgo potencial para las obras.

Las herramientas de exploración geofísica de mayor uso en los proyectos básicos de ingeniería civil son: la exploración eléctrica, la exploración sísmica, la técnica del radar

de penetración terrestre, la exploración gravimétrica, y la testificación de pozos. Para el presente trabajo solamente presentaré dos métodos, el sísmico y el eléctrico o de resistividad.

Exploración sísmica

Para la exploración sísmica se requiere: un equipo que produzca una onda elástica, como una pequeña carga de explosivo y detonador o incluso, se puede utilizar un marro de ocho libras de peso para golpear una placa de acero colocada en la superficie del terreno, a través de unos sensores o geófonos, colocados a diferentes intervalos a lo largo de una línea, se capta la onda que parte del punto de origen (abajo de la placa), esta se va registrando mediante un mecanismo de oscilógrafo (tiempo de arribo). En la Figura 3.1 se observa el registro del momento en el que se origina la onda y el lapso de llegar a cada sensor a través del subsuelo. Si la estratigrafía es sencilla se puede determinar la profundidad de cada uno de los estratos con los datos obtenidos.

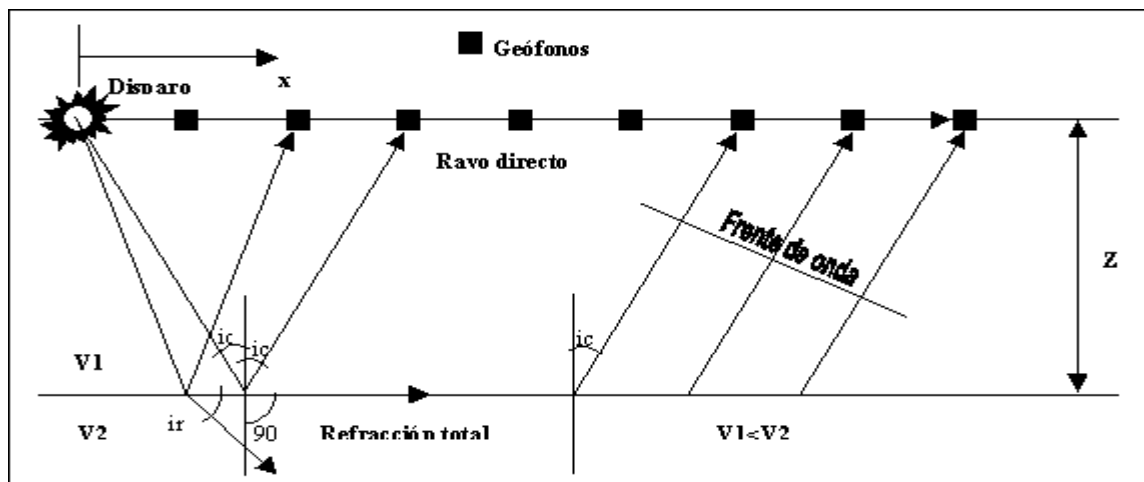


Figura 3.1 Diagrama simplificado de una prueba de refracción sísmica.

Además, puede conocerse algo de la naturaleza de los estratos, analizando las velocidades con las que avanzan las ondas sísmicas a través de ellos, sin embargo, en las áreas que no se hayan explorado antes se debe realizar uno o más sondeos exploratorios para correlacionar los datos sísmicos con el perfil del suelo y de la roca.



Los métodos sísmicos son especialmente útiles para determinar la profundidad a la que se encuentra la roca sana, esta puede estar por encima o por debajo de estratos blandos o sueltos. Aun cuando la roca sana está cubierta por una roca fracturada, los datos sísmicos pueden dar una indicación algo mejor de la superficie de la roca sana. Por otra parte la presencia de un material duro no puede detectarse. La Tabla 3.3 da las velocidades sísmicas típicas de varios materiales (Peck et al., 2007).

Tabla 3.3 Velocidades sísmicas típicas de materiales terrenos, (Peck et al., 2007).

Tipo de Material	Velocidad (m/seg)
Limo seco, arena, grava suelta, lama, roca suelta y tierra vegetal húmeda	180 -750
Arcillas endurecidas; gravas bajo el nivel freático, grava arcillosa compactada, área cementada y mezclas de arcilla y arena	750-2300
Roca meteorizada, fracturada o particularmente descompuesta	600-3000
Lutitas sanas	750-3300
Arenisca, sana	1500-4200
Caliza y creta, sanas	1800-6100
Roca ígnea, sana	3600-6100
Roca metamórfica, sana.	3000-4800

Exploración eléctrica

Los resultados de un levantamiento por resistividad eléctrica pueden delinear una frontera bien definida entre un material de baja resistencia eléctrica, como un suelo fino, y un material de resistencia eléctrica elevada, como la roca sana, sin importar cual este arriba. Los métodos de resistividad son especialmente útiles para localizar material de alta resistencia eléctrica, dentro de depósitos glaciales heterogéneos o suelos finos de baja resistencia eléctrica.

Un procedimiento común de exploración eléctrica es utilizar cuatro electrodos que se clavan en el terreno a distancias iguales a lo largo de una línea recta. Se aplica al

terreno una descarga de corriente eléctrica, usualmente continua, a través de los dos electrodos exteriores se mide el potencial inducido de voltios entre los dos electrodos interiores, en la Figura 3.28 se observa cómo se distribuye la resistividad al terreno en estudio para una separación dada. La resistividad que se obtiene no corresponde a una unidad litológica concreta, sino que define al conjunto de materiales afectados por el paso de corriente, y se denomina resistividad aparente.

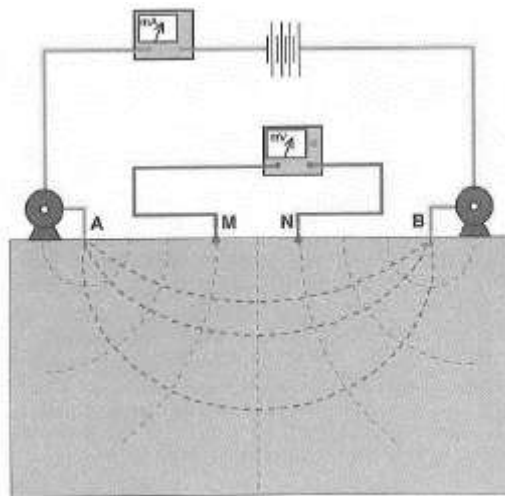


Figura 3.28 Ejemplo de las resistividades del terreno mediante métodos eléctricos.

La Tabla 3.4 da algunos valores representativos de la resistividad de algunos materiales.

Tabla 3.4 Valores representativos de resistividad.

Material	Resistividad (ohmios-cm)
Arcilla y limo saturado	0-10 000
Arcilla arenosa y arena limosa húmeda	10 000-25 000
Arena arcillosa y arena saturada	25 000-50 000
Arena	50 000-150 000
Grava	150 000-500 000
Roca meteorizada	100 000-200 000
Roca sana	150 000-4 000 000

Se requieren sondeos ocasionales para confinar las interpretaciones o para investigar anomalías, sin embargo, el método permite reconocer rápidamente una cierta área (Peck et al., 2007).

3.3.2 MÉTODOS DIRECTOS

La finalidad de la mecánica de rocas es predecir y conocer el comportamiento de las rocas ante la presencia de fuerzas externas que modifiquen y alteren el comportamiento natural de las fuerzas internas que se ejercen en ellas, esto debido a que se desplanten, construyan o utilice este mineral para otros fines.

Para ello es necesario conocer tanto sus propiedades físicas como mecánicas:

Las propiedades físicas controlan las características resistentes y deformacionales de la matriz rocosa (densidad, absorción, alterabilidad y dureza, etc.), y son el resultado de la génesis, condiciones y procesos geológicos y tectónicos sufridos por las rocas a lo largo de su historia.

En el comportamiento mecánico de los macizos rocosos influyen las características geológicas (geología, estratigrafía, estructura geológica, discontinuidades tectónicas estados de esfuerzos *in situ*, etc.)

Para determinar estas propiedades se deben llevar a cabo ensayos tanto en la zona de estudio (*in situ*), como en el laboratorio, con muestras representativas del lugar.

Los ensayos *in situ* miden las propiedades de los macizos rocosos en su estado y condiciones naturales y a escalas representativas.

Los ensayos de laboratorio permiten cuantificar las propiedades físicas y mecánicas de la matriz rocosa.

Caracterización de la matriz rocosa en campo

Identificación

La identificación visual de una roca se determina a partir de su composición y de su textura. Además de sus características genéticas, cuando éstas pueden ser deducidas

de la paragénesis mineral, composición química, forma y estructura del yacimiento y de las relaciones temporales y espaciales con otras rocas.

Las observaciones más prácticas son:

- Composición mineralógica
- Forma y tamaño de los granos
- Color y transparencia
- Dureza

Las rocas se pueden clasificar litológicamente por su composición mineralógica y la forma más sencilla de poderla identificar es a través de una lupa, si las dimensiones del mineral lo permiten. Para una identificación detallada se requiere de un estudio petrográfico mediante lámina delgada.

El tamaño de grano hace referencia a las dimensiones promedio de los minerales o fragmentos de roca que componen la matriz rocosa. La estimación se realiza normalmente de visu, para roca de grano fino se utiliza una lupa y para grano grueso con una regla.

El color de una roca depende de los minerales que la componen. La observación debe realizarse sobre la roca fresca, una vez retirada la capa superficial de alteración. Se define roca sana, cuando la roca no ha sufrido procesos de alteración y presenta un color original y característico.

La dureza es una propiedad directamente relacionada con la resistencia, que depende de la composición mineralógica y del grado de alteración que afecte a la roca su descripción es cualitativa. Para evaluar la dureza de los minerales se emplea la escala de Mohs, que asigna un valor de 1 para el mineral más blando (talco) y un valor de 10 para el más duro (diamante) (González de Vallejo et al., 2002).

Meteorización

La meteorización o intemperismo es la alteración de la matriz rocosa expuestas al aire, a la humedad y al efecto de la materia orgánica. Puede ser intemperismo mecánico o

de desintegración, y químico o de descomposición, aunque ambos procesos, por regla general interactúan. Las variaciones de humedad y temperatura inciden en ambas formas de intemperismo toda vez que afectan la roca desde el punto de vista mecánico, y que el agua y el calor favorecen las reacciones químicas que la alteran.

Distintos factores ambientales físicos y químicos atacan a las rocas y las cuartean, disgregan y descomponen, y según el carácter de los factores que produzcan la meteorización se distinguen la meteorización física y la meteorización química.

El grado de meteorización o alteración de la roca condiciona de forma definitiva sus propiedades mecánicas. Si una roca empieza a intemperizarse aumenta su porosidad, permeabilidad y deformabilidad, al tiempo que disminuye su resistencia, en la Tabla 3.5 se describe el grado de meteorización que la matriz rocosa.

Tabla 3.5 Descripción del grado de meteorización de la matriz rocosa. (González de Vallejo et al., 2002)

Termino	Descripción
Fresca	No se observan signo de meteorización en la matriz rocosa.
Decolorada	Se observan cambios en el color original de la matriz rocosa. Es conveniente indicar el grado de cambio. Si se observa que el cambio de color se restringe a uno o algunos minerales se debe mencionar.
Desintegrada	La roca se ha alterado al estado de un suelo, manteniéndose la fabrica original. La roca es friable, pero los granos minerales no están descompuestos.
Descompuesta	La roca se ha alterado al grado de un suelo, alguno o todos los minerales están descompuestos.

Rugosidad

La descripción y medida de la rugosidad tiene como principal finalidad la evaluación de la resistencia al corte de los planos, que para discontinuidades sin cohesión puede ser estimada a partir de datos de campo y de expresiones empíricas.

El termino rugosidad se emplea en sentido amplio para hacer referencia tanto a la ondulación de las superficies de discontinuidad, como a las irregularidades o rugosidades a pequeña escala de los planos. El método más sencillo y rápido es la comparación visual de la discontinuidad con los perfiles estándar de rugosidad de la Figura 3.3, el coeficiente JRC depende de la rugosidad de las paredes de la discontinuidad y varía de 0 a 20.

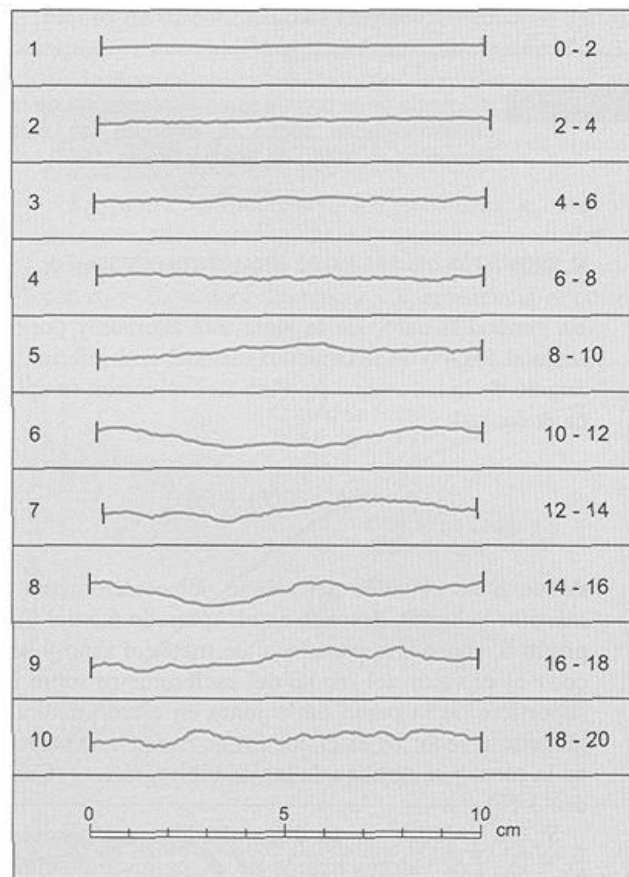


Figura 3.3 Perfiles para estimar el coeficiente de rugosidad (González de Vallejo et al., 2002)

3.4 SONDEOS GEOTÉCNICOS

Una de las tareas más importantes en la planificación de una investigación es decidir la situación de los sondeos. Los sondeos deben cortar un mayor número de formaciones geológicas representativas del trazado de cualquier tipo de obra, situándolos estratégicamente para que su longitud sea la mínima y lo más perpendicularmente posible a las estructuras para que aporten la mayor información posible, con el propósito de resolver las dudas donde las incertidumbres geológicas sean mayores.

En México no existe una normatividad, que regule la cantidad de metros de perforación para la investigación geotécnica de las obras subterráneas, específicamente en túneles carreteros. El manual de diseño de túneles AASHTO (2010) recomienda un espaciamiento entre sondeos de 15 a 61 m para túneles que serán excavados en roca en condiciones geológicas adversas y un espaciamiento entre sondeos de 152 a 305 m para condiciones geológicas favorables. También recomienda que el sondeo debe llegar a 1.5 m por debajo de la base del túnel.

Es recomendable realizar sondeos en los portales de acceso cercanos que principalmente se requieran, esto para estudiar los problemas de estabilidad del portal, identificación de deslizamientos, filtraciones, espesor de zonas meteorizadas, etc. Se debe procurar sobrepasar la bóveda del túnel, al menos el equivalente del diámetro del mismo. Se recomienda realizar mínimo 3 sondeos en la zona de los portales, aunque su número dependerá de la complejidad por lo que este tipo de sondeos se deben realizar de tal manera que permitan hacer ensayos de permeabilidad, esfuerzo-deformación y geofísica.

Los sondeos se utilizan por su variación de la resistencia al avance vertical en un terreno, estas variaciones indican cambio en los estratos. Su propósito es complementar la información obtenida con la perforación y el muestreo en caso de que el subsuelo presente una estructura errática. También permite identificar la presencia de puntos donde el subsuelo es blando y obtener la densidad relativa de suelos con escasa o nula cohesión.

Los sondeos geotécnicos se caracterizan por su pequeño diámetro y la ligereza, versatilidad y fácil desplazamiento de las máquinas. Estas pruebas conforme va aumentando su profundidad se va requiriendo de equipos más pesados. Permiten atravesar cualquier tipo de material, así como extraer testigos y efectuar ensayos en su interior. Los procedimientos de perforación dependen de la naturaleza y tipo de muestreo que se vaya a realizar. Las más usuales son sondeos a rotación, los sondeos helicoidales y los sondeos a percusión (González Vallejo et al., 2002).

Objetivo

- Investigar problemas geológico-estructurales, zonas complejas o mal conocidas.
- Obtener datos de fracturación del macizo y examinar testigos.
- Obtener muestras y testigos para ensayos.
- Efectuar medidas hidrogeológicas y ensayos en su interior.

Equipos adecuados

- Rotación, diámetro mínimo NX.
- Toma muestras de doble o triple tubo, wire-line en sondeos profundos.
- Medidas de desviación en sondeos profundos.

Identificación geotécnica

- Descripción estandarizada del testigo del sondeo.

Situación de los sondeos

Los sondeos se recomiendan realizarse principalmente en los portales, en accesos y zonas geológicamente complejas, así como a lo largo del eje del túnel

Numero de sondeos

El numero de sondeos se realiza en función de la complejidad, espesor de estratos, accesos, costos etc. Como referencia se toman en consideración lo siguiente:

- Un sondeo entre 50 y 100 m de trazado en zona geológicamente complejas, o de litología muy variable.

Un sondeo de 100 a 200 m, en zonas más uniformes.

- En las zonas de los portales un mínimo de 3 sondeos.
- Para túneles de más 1000 m de longitud, recomendable una longitud total de sondeos al menos del 50% de la longitud.
- Para túneles de menos de 1000 m el 75% de su longitud.
- Para túneles de menos de 500 m el 100% de su longitud.

Observaciones:

- Medio directo de obtener testigos
- Permiten efectuar ensayos geotécnicos y pruebas hidrogeológicas
- Alto costo, procedimiento lento
- Los accesos pueden ser un condicionante importante

Ensayos en el interior de sondeos

- Estudios de discontinuidades y cavidades; cámaras de TV, orientación de testigos
- Ensayos de deformación: dilatómetros y presiómetros
- Ensayos de hidrofracturación
- Ensayos de permeabilidad: Lugeon, Lefrac
- Ensayos piezométricos, muestreo de agua, etc.
- Ensayos geofísicos

Observaciones de los ensayos en el interior de sondeos

- Muy útiles en rocas blandas, materias fracturados o con escasa recuperación.
Algunas de estas técnicas son sofisticadas y costosas (González Vallejo et al., 2002).

Identificación geotécnica

Consiste en describir las muestras y testigos obtenidos en los sondeos, así como datos de la perforación los cuales deben llevar un registro, como: nombre del proyecto, número de referencia, localización, número de sondeo, coordenadas, inclinación y

orientación, fecha, perforista, supervisor y contratista. Qué tipo de método se utilizó para la perforación, el diámetro, tipo de lodo (si se utilizó), tiempo de circulación y características de los útiles de perforación. Se debe tener un control durante la perforación, metros de avance (si hubo), con qué velocidad y resistencia al avance, cuanto se recuperó, cuanto se perdió, filtraciones de fluidos, derrumbes, niveles freáticos, número de golpes para clavar el tomamuestras, etc.

La identificación consiste básicamente en realizar un registro y descripción de los testigos obtenidos de la perforación del sondeo. Los testigos deben colocarse en cajas de madera, cartón parafinado o plástico, deben estar etiquetadas, señalándose con separadores la profundidad a la cual fue extraída o que se presente algún problema cambio brusco de materiales, como se muestra en la Figura 3.4 así como el modo de acomodar los testigos de un sondeo.

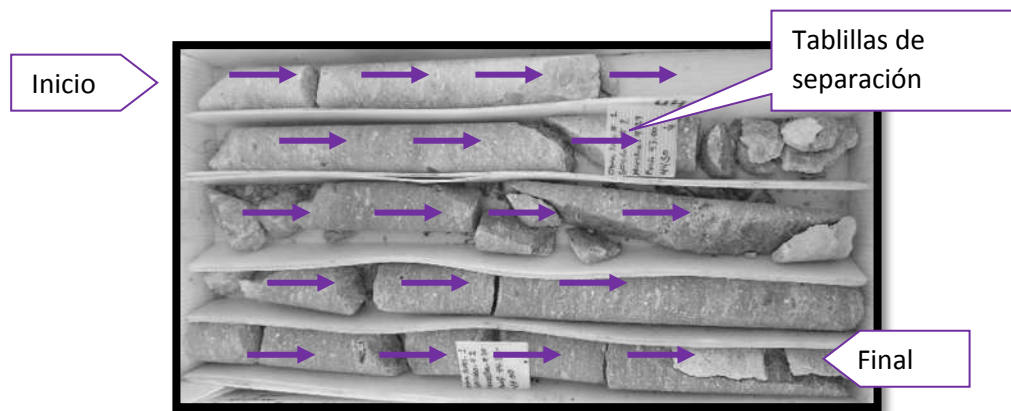


Figura 3.4 Colocación de testigos en una caja de sondeo.

La descripción geológica-geotécnica de los testigos puede realizarse de forma simultánea a la perforación o justo a continuación, no debe retardarse ya que dependiendo del tipo de material pueden presentar alteraciones que modifiquen sus propiedades la Figura 3.5 muestra una caja con los testigos.



Figura 3.5 Caja de portatestigos de roca.

3.4.1 Sondeos a Rotación

Los sondeos a rotación pueden perforar cualquier tipo de suelo o roca hasta profundidades muy elevadas y con distintas inclinaciones. La profundidad habitual no excede los 100 m aunque puede alcanzarse los 1000 m la extracción de testigos es continua y el porcentaje de recuperación del testigo con respecto a la longitud perforada puede ser alto, dependiendo del sistema de extracción. Algunos tipos de materiales son difíciles de perforar a rotación, como son gravas o la arena fina bajo el nivel freático, debido al arrastre del propio fluido de perforación. En un sondeo a rotación el sistema de perforación consta de los siguientes elementos: de arriba hacia abajo los elementos van dispuesto en el siguiente orden: Barra de perforación, acople y tubo portatestigos, ensanchador, broca y retenedor. Este equipo es para la recuperación de núcleos de roca ver Figura 3.6.



Figura 3.6 Elementos del sistema de perforación.

La cabeza es la pieza de unión entre el tubo portatestigo, donde se reconoce el testigo que se extrae de la perforación, y el varillaje que le trasmite el movimiento de rotación y empuje ejercido por la máquina de perforación. El manguito porta-extractor aloja un muelle (extractor) que sirve para cortar el testigo al sacarlo y no dejar que se deslice durante la maniobra de extracción ver Figura 3.7. La corona es el elemento perforador que se emplea y que dispone de unos útiles de corte que pueden ser de widia (carburo de wolframio), diamantes o de tungsteno. Las coronas de widia se emplean en suelos y roca blandas, las coronas de diamante en rocas duras o muy duras.



Figura 3.7 Equipo de perforación.

Las baterías de rotación pueden ser de tubo simple o doble. En el tubo simple, el fluido de perforación lava toda la superficie del testigo. En este efecto y el de la rotación del tubo, pueden dar lugar al desmoronamiento de suelos parcialmente cementados o de rocas blandas. Por esta razón, el empleo del tubo simple se recomienda cuando se exige una alta recuperación.

Cuando se requieren recuperaciones muy altas se emplea el tubo doble Figura 3.8, el agua desciende por el contacto entre ambos tubos, siendo en la base del tubo en su unión con la corona, donde se puede producir el lavado del testigo. Por otro lado, el

tubo interior va montado sobre rodamientos de bola que permiten que éste permanezca prácticamente estacionario mientras gira el tubo exterior.

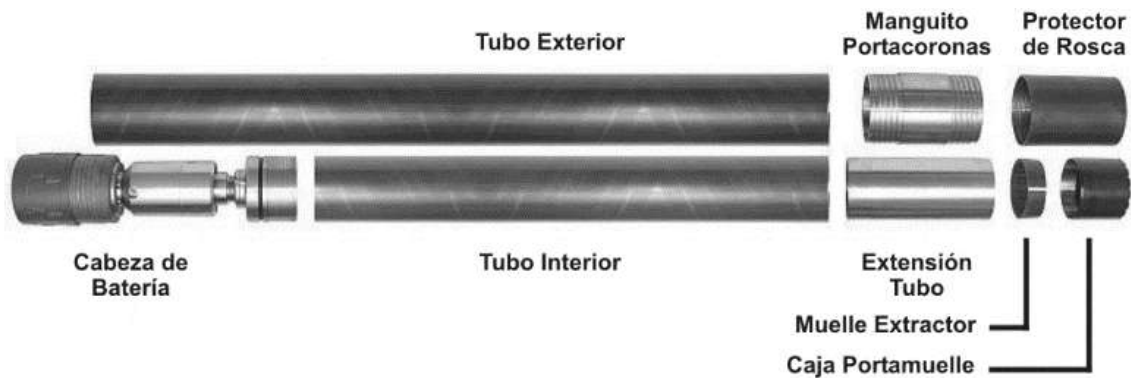


Figura 3.8 Tubo doble.

El efecto de lavado puede ser reducido utilizando el llamado “triple tubo”, debido a que aloja en su interior un tercer tubo en el que se recoge la muestra o testigo; este tubo estará algo adelantado a la corona del tubo exterior que gira, punsunando en el terreno mediante una zapata cortante que se retrae o alarga dependiendo de la compacidad del terreno. Estas baterías se utilizan por lo general en sondeos cuya profundidad no exceda los 100 m.

Cuando la roca está muy fracturada y se tiene mucha pérdida de agua, es recomendable utilizar lodos bentoníticos, estos ayudarán a cerrar el agrietamiento que se presenta al interior del sondeo como se observa en la Figura 3.9. En caso que se continúe con la pérdida de agua y que la bentonita no esté ayudando, se puede utilizar algún tipo de gel que ayude a sellar las fracturas. Lo anterior no afecta la presencia de agua o lodo en la perforadora.



Figura 3.9 Lodo bentonítico en su proceso de introducción.

Para obtener buenos resultados y rendimientos la técnica operativa debe ser adaptada a la naturaleza del terreno, con una oportuna selección del tipo de sonda, de la batería y de la corona, adecuando también la velocidad de rotación, la presión sobre la corona y las maniobras según el material que se perfora. La Figura 3.10 muestra el montaje de la tubería de revestimiento para obtener los testigos de roca.



Figura 3.10 Montado de la tubería para extracción de testigos.



En sondeos profundos, es necesario controlar la desviación que pueda producirse en la dirección prevista del sondeo, por la tendencia a seguir la inclinación de las capas o estratos. Se dispone de varios sistemas para la medida de las desviaciones y técnicas para su corrección (González Vallejo et al., 2002).

Perforadora rotativa

La perforadora rotativa cuenta con tubos testigos, martillo de fondo y barrera helicoidal. La cabeza de rotación cuenta con eje hueco estriado de 100 mm de peso y roca para acoplar la rotación directa, la velocidad de rotación es de 0 a 900 rpm con control variable desde el mando. El cabestral de maniobra tiene una capacidad de 2000 kg en un tiro directo.

Las brocas en su extremo disponen de pequeños granos de diamante industrial, incrustados en una matriz de soldadura endurecida que constituye la superficie erosiva. Algunas veces las coronas de diamante se usan para materiales duros y tenaces como el carburo de tungsteno, en la Tabla 3.6 se muestra los tamaños normalizados de brocas más utilizadas:

Tabla 3.6 *Tamaño de brocas utilizadas para la barrenación.*

Tamaño	Diámetro interior (mm)	Diámetro exterior (mm)
AQTK	35.5 mm	48.0 mm
BQ	36.4 mm	60.0 mm
BQTK	40.7 mm	60.0 mm
NQ	47.6 mm	75.7 mm
NQTK (NQ2")	50.6 mm	75.7 mm
NQ3	45.0 mm	75.7 mm
HQ	63.5 mm	96.0 mm
HQ3	61.1 mm	96.0 mm
PQ	85.0 mm	122.6 mm
PQ3	83.0 mm	122.6 mm

Perforación a rotación con corona y obtención de testigo

Con este sistema pueden obtenerse testigos en cualquier tipo de terreno. La corona tiene sección circular y puede ser de dos naturalezas:

Widia. El cuerpo de la corona es de acero y en el borde cortante se incrustan prismas de Widia (carburo de wolframio con un 10% de cobalto para darle resistencia al corte. Estas coronas son adecuadas para rocas blandas o medias, pero nunca para duras o semiduras, donde es aconsejable el uso de diamante.

Diamante. Las coronas tienen un cuerpo de acero que está unido a través de una aleación metálica que contiene diamantes, está compuesta de polvo de carburo wolframio y bronce con pequeñas cantidades de otros materiales.

La corona (Figura 3.11) al ir avanzando en el terreno va cortando el cilindro de roca llamado testigo y que va quedando alojado en el tubo roscado a la corona, llamado portatestigo, este puede ser un tubo simple o un tubo doble, en el que el tubo interior va montado sobre un rodamiento a bolas y no tiene por qué girar.

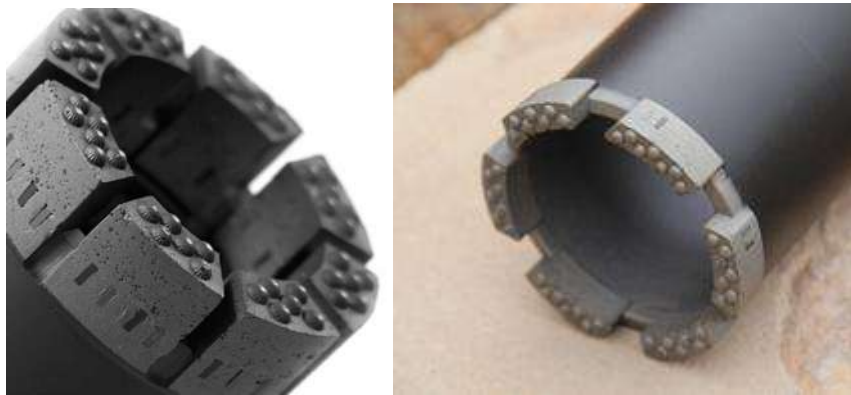


Figura 3.11 Coronas parte del equipo de perforación.

La tubería de revestimiento o camisa (Figura 3.12) se introduce en el sondeo para contener hundimientos o cortar fugas de agua, son un tipo telescópico y permiten el paso del tubo testigo por la parte interna, esto para continuar la perforación.



Figura 3.12 Tubería de revestimiento.

3.5 PRUEBAS DE LABORATORIO

Su propósito es definir la variación que tienen los materiales involucrados en el subsuelo de acuerdo a la profundidad, lo que hará que cambien sus propiedades índice y mecánicas, sean suelos o rocas, lo que permitirá agrupar en estratos.

Considerando que la composición del subsuelo es muy variada nos vemos en la necesidad de realizar pruebas de diferentes características, para nuestro caso nos enfocaremos a estudios en rocas, estos resultados darán información que servirán para realizar diagnósticos apropiados de acuerdo a la obra proyectada. Los ensayos pueden tener valores representativos, como las relaciones de esfuerzo - deformación a las que está sometida la roca. Los ensayos que se le aplican a la roca pueden ser: densidad, absorción, durabilidad, ángulo de rozamiento, corte directo, carga puntual, entre otros. Los valores obtenidos dependen de la naturaleza del estrato, de las condiciones del sitio para poder tomar la muestra, así como las condiciones en las que se hagan las pruebas. El número y tipo de ensayos por realizar depende, principalmente de la finalidad de la investigación y del tipo de proyecto. Una de las ventajas de los ensayos en campo, es que puede realizarse un gran número de pruebas en condiciones

variables. Sin embargo, los ensayos de laboratorio y los resultados que a partir de ellos se obtienen presentan una serie de limitaciones a la hora de ser extrapolados.

Caracterización de la matriz rocosa en laboratorio

Los ensayos de laboratorio cuantifican las propiedades físicas y mecánicas de la matriz rocosa que se analiza y que definen su comportamiento mecánico, como:

- La naturaleza de la roca.
- La resistencia ante la rotura.
- La deformación a corto y largo plazo.
- La influencia del agua en el comportamiento.
- El comportamiento ante la meteorización.
- El comportamiento en función del tiempo.

Para la descripción y obtención de las propiedades físicas y mecánicas de la matriz rocosa, ver Tabla 3.7, donde se indican y agrupan las propiedades y los métodos para su determinación.

Tabla 3.7 *Propiedades de la matriz rocosa y métodos para su determinación (González de Vallejo, et al., 2002).*

	Propiedades	Métodos de determinación
Propiedades de identificación y clasificación	Composición mineralógica	Descripción visual
	Fabrica y textura	Microscopia óptica y electrónica
	Tamaño de grano	X
	Color	Difracción de rayos
	Porosidad	Técnicas de laboratorio
	Peso específico	
	Contenido de humedad	
	Permeabilidad (coeficiente de permeabilidad,)	Ensayo de permeabilidad
Durabilidad	Ensayos de alterabilidad	

	Alterabilidad (índice de alterabilidad)	
Propiedades mecánicas	Resistencia a compresión simple	Ensayo de compresión uniaxial Ensayo de carga puntual Martillo Schmidt
	Resistencia a tracción	Ensayo de tracción directa Ensayo de tracción indirecta
	Velocidad de ondas sónicas (VV)	Medida de velocidad de ondas elásticas en laboratorio
	Resistencia (parámetros c y)	Ensayo de compresión triaxial
	Deformación (módulos de deformación clásica estáticos o dinámicos: E, v)	Ensayo de compresión uniaxial Ensayo de velocidad sónica

En seguida se describirán algunas de las principales pruebas que se deben aplicar a los macizos rocosos, con la finalidad de conocer sus características físicas y mecánicas, que se consideran de gran utilidad para el diseño de cualquier obra civil, lo que da una mayor certeza y confiabilidad al momento de realizarla.

3.5.1 Densidad relativa

La densidad relativa del material húmedo, es la relación entre la masa total del material y el volumen total del mismo. El peso específico es la relación numérica entre el peso de un cuerpo y el peso de igual volumen de agua a 4° C, son las densidades del cuerpo y la del agua, además es una propiedad adimensional y se aplica conforme a lo que indica la ASTM C127-04.

3.5.2 Absorción

La absorción es la cantidad de agua que penetra en los espacios entre las partículas de los materiales, esta se realiza como lo indica la norma ASTM C127-04 la cual determina las propiedades físicas de las rocas.

Consiste en medir el incremento de masa del espécimen, debido al agua que tiene lugar en los poros del material, pero sin incluir el agua adherida a la superficie exterior. Esta se calcula y reporta la absorción del material, mediante la expresión 3.1:

$$\text{Absorción \%} = \frac{B-A}{A} \times 100 \quad (3.1)$$

Donde:

A= peso de la muestra seca al horno.

B= peso de la muestra saturada parcialmente seca.

3.5.3 Durabilidad

La durabilidad es la resistencia que la roca presenta ante los procesos de alteración y desintegración como la hidratación, disolución, oxidación etc., propiedad a la que también se alude como alterabilidad, definiéndose en este caso como la tendencia a la rotura de los componentes o de las estructuras de la roca. En rocas con altos contenidos minerales arcillosos, la exposición al aire o con presencia de agua degrada la resistencia, esto debe de considerarse al ponerse en contacto con la atmosfera.

Para evaluar la durabilidad de la roca se emplea la norma ASTM D4644-04, donde se describe el proceso de sequedad-humedad-desmoronamiento de las rocas. Se prueban fragmentos de rocas de dimensiones pequeñas y sin aristas, el peso total de los fragmentos no debe exceder los 500 grs. Su peso inicial es en estado seco, el procedimiento es meter en un tambor el material en presencia de agua destilada y se hace girar durante diez minutos como se muestra en la Figura 3.13, enseguida se saca el material y se mete a un horno a temperatura de 100°C, por un tiempo de 16 a 24 horas. Este proceso se repite cinco veces, a lo que se le llaman ciclos. Al final el resultado viene expresado en porcentaje de dureza de la roca.

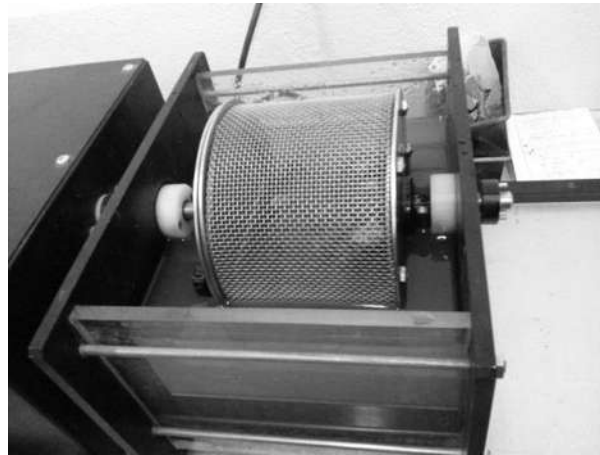


Figura 3.13 Ensayo de Durabilidad, con material dentro del tambor durante un ciclo

El índice de durabilidad I_D , representa el porcentaje de roca, en peso seco, que queda retenido en el tambor después de uno o varios ciclos de desmoronamiento (I_{D1} , I_{D2}), este valor puede variar entre 0% y 100%, para lo anterior se aplica la Fórmula 3.2.

$$(\%) = \frac{\text{Peso seco después de uno o varios ciclos}}{\text{Peso inicial de la muestra}} \times 100 \quad (3.2)$$

La clasificación estándar se establece en base al valor I_{D2} de la Tabla 3.8, en el caso de las rocas arcillosas muy débiles en las que se obtienen valores de I_{D2} menores del 10%, después del segundo ciclo se recomienda emplear el índice correspondiente al primer ciclo, I_{D1} de la Tabla 3.9.

Tabla 3.8 Clasificación de la durabilidad en base al índice I_{D2} (González de Vallejo et al., 2002).

Durabilidad	% peso retenido después de 2 ciclos
Muy alta	>98
Alta	95-98
Media-alta	85-95
Media	60-85
Baja	30-60
Muy Baja	<30



Tabla 3.9 Clasificación de la durabilidad en base al índice I_{D1} (González de Vallejo et al., 2002).

Durabilidad	% peso retenido después de 1 ciclo	
	(1)	(2)
Extremadamente dura	--	>95
Muy alta	>99	90-95
Alta	98-99	80-90
Media-alta	95-98	70-80
Media	85-95	50-70
Baja	60-85	25-50
Muy baja	<60	<25

(1) Gamble, 1971 (en Goodman, 1989).

(2) Frankling and Chandra, 1972 (en Johnson and De Graff, 1988).

Se recomienda tomar fotografías al inicio y al final de cada ciclo con el objeto de comparar la muestra con las escalas que presentan la norma ASTM D4644-04, y dar la clasificación dependiendo del tipo que corresponda de acuerdo a la norma.

3.5.4 Ensayo de Carga puntual ASTM D 5731-05

Denominado también Point Load Test (PLT), se utiliza para determinar la resistencia a compresión simple de testigos cilíndricos de sondeo a partir del Índice de carga I_s , obtenido en el ensayo. El índice de prueba caracteriza y clasifica la roca en base a su propiedad mecánica. Es un ensayo que se aplica a especímenes de roca, con resistencia a compresión mínima de 1.5 MPa (152.95 kg/cm²).

De acuerdo a la norma ASTM D 5731-05 el ensayo consiste en romper una muestra entre dos puntas cónicas metálicas accionadas por una prensa portátil, a partir de la carga de rotura se obtiene un índice I_s , que puede ser correlacionado con la resistencia a compresión simple del material ensayado.

Muestras regulares

Para el ensayo diametral se utilizan preferentemente fragmentos de testigos con una relación longitud/diámetro superior a 1.0 como se observa en la Figura 3.14.

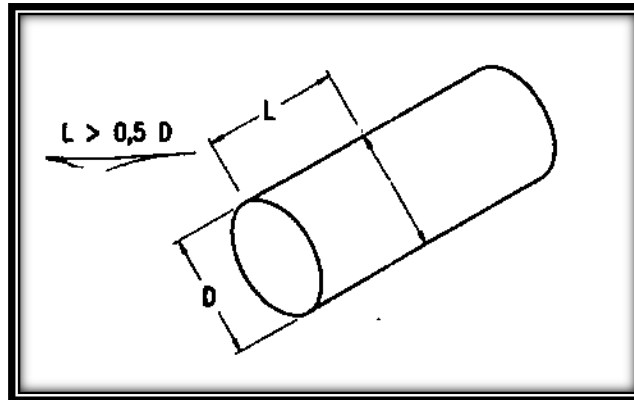


Figura 3.14 Dimensiones de los fragmentos de roca (ASTM D 5731-05).

Las dimensiones exteriores no serán menor a 30 mm y no mayores de 85 mm. La dimensión recomendada es 50 mm.

Una vez concluido todo el proceso de la prueba y haber registrado todos los datos de las diferentes pruebas, se procede a calcular el índice de resistencia de carga puntual mediante la expresión 3.3:

$$I_s = P/D^2 \quad (3.3)$$

Donde:

P = Carga de la ruptura en Newtons

D = diámetro del núcleo en mm

El factor de corrección se aplica para aproximar el índice de carga puntual, I_s , a un $I_{s(50)}$, que corresponde a un núcleo diametral Figura 3.15 de 50 mm. Esto se logra mediante la Fórmula 3.4:

$$I_{s(50)} = F * I_s \quad (3.4)$$

Donde:

F= factor de corrección por tamaño obtenido y aplicando la Fórmula 3.5

$$F = \left(\frac{D}{50}\right)^{0.45} \quad (3.5)$$

Para muestras cerca del tamaño de 50 mm, se emplea la Fórmula 3.6:

$$F = \left(\frac{D}{50}\right)^{0.5} \quad (3.6)$$



Figura 3.15 Medición del diámetro del espécimen.

La Figura 3.16 muestra los modos de falla que pueden ocurrir para especímenes regulares (forma cilíndrica), probados de diferente manera.

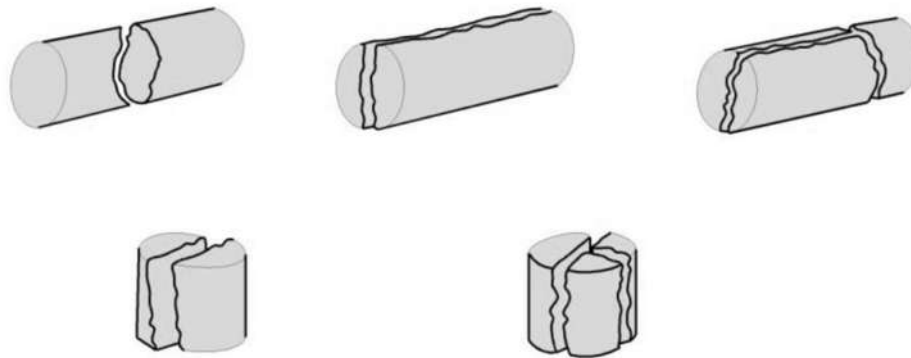


Figura 3.16 Modo de falla de especímenes de roca (ASTM D5731-05).

Muestras irregulares

Otra ventaja que tiene esta prueba, es que se puede utilizar también para conocer la resistencia a compresión simple de especímenes irregulares, ya que no siempre se tendrá la posibilidad de tener muestras cilíndricas, por lo que tendrá que conocer sus dimensiones para poder calcular su área, antes de probarlas.

Antes de introducir el espécimen en las puntas cónicas, se debe corroborar que la relación D/W , este entre los valores de $1/3$ y 1 , de preferencia de 1 , y la distancia L debe ser al menos $0.5W$.

Una vez realizado esto, se introduce el espécimen en las puntas cónicas, haciendo contacto con la dimensión más pequeña de la roca, alejado de los bordes y las esquinas.

Registramos el ancho más pequeño del espécimen, W , perpendicular a la dirección de la carga que aplicaremos, si los lados no son paralelos, calculamos el ancho, W , como el promedio de la parte superior e inferior $((W1 + W2)/2)$ como se muestra en la Figura 3.17. Este ancho W , se utiliza en el cálculo del índice de resistencia de carga puntual con independencia del modo real de la falla.

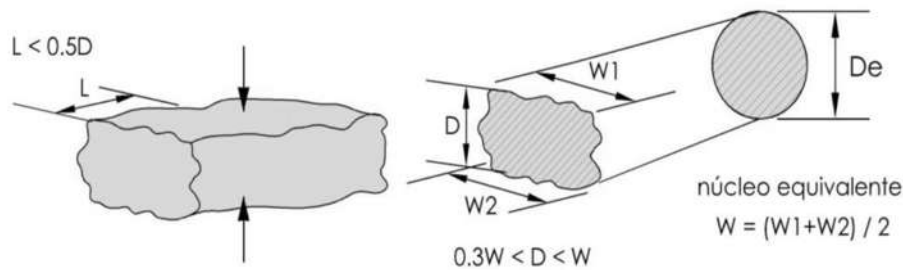


Figura 3.17 Determinación de las dimensiones de los fragmentos irregulares (ASTM D5731-05).

Procedemos a incrementar a carga constante hasta producir la falla en un lapso de 10 a 60 segundos, registrando la carga de la rotura P . Se rechaza la prueba en caso de que la superficie de falla pasa por un solo punto.

3.5.5 Tilt test

Este ensayo permite estimar el ángulo de rozamiento de discontinuidades o el ángulo de rozamiento básico ϕ_b aplicado a discontinuidades lisas. Para el primer caso (ángulo de rozamiento en discontinuidades) se precisan dos bloques de roca que contengan un plano de discontinuidad sin cohesión. Los bloques se colocan sobre una superficie de apoyo, uno abajo y el otro encima, a continuación, se inclina el plano (placa superior) hasta que se comience a deslizar el fragmento superior sobre el que está abajo. En el momento en que se inicia el desplazamiento se mide el ángulo del plano de apoyo con respecto a la horizontal α . Este procedimiento debe repetirse varias veces con diferentes muestras de discontinuidades del macizo rocoso. El valor de α está en función de la relación entre el esfuerzo de corte y el esfuerzo normal que actúa sobre la discontinuidad, para lo cual se aplica la Fórmula 3.7

$$\alpha = \arctg(\tau/\sigma_n) = \phi_b \quad (3.7)$$

Ensayo para determinar el ángulo de fricción básico para testigos cilíndricos

El ensayo también puede realizarse en campo o en laboratorio, solo se necesita disponer de tres testigos cilíndricos de roca. El método consiste en poner dos testigos

paralelos y juntos sobre la superficie de apoyo horizontal (parte baja del equipo), colocando el tercero sobre ellos y apoyado en ambos como se aprecia en la Figura 3.18. La base del equipo se inclina progresivamente hasta que el testigo superior desliza sobre los dos inferiores, obteniéndose así el ángulo α . En este caso, α define el ángulo de rozamiento básico b del material, que corresponde a la resistencia de discontinuidades planas y lisas sin meteorizar (González de Vallejo et al., 2002).



Figura 3.18 Ensayo del ángulo de rozamiento, aplicado a especímenes cilíndricos.

Cálculo del RQD

El índice RQD representa la relación entre la suma de las longitudes de los fragmentos mayores de 10 cm y la longitud total del barreno utilizado para la extracción de los núcleos, para lo cual se aplica la Fórmula 3.8.

$$RQD = \frac{\sum \text{longitud de los trozos de testigo} > 10 \text{ cm}}{\text{longitud total del barreno}} \times 100 \quad (3.8)$$

Para la estimación del RQD se consideran solo los fragmentos o trozos de testigos de material fresco, sin tomar en cuenta los fragmentos que presentan un grado de alteración importante, a los que se les considera un RQD de 0 como se observa en la 3.19. El índice del RQD se debe realizar en cada maniobra del sondeo o en cada cambio litológico, siendo recomendable que la longitud de la maniobra no exceda 1.5 m.

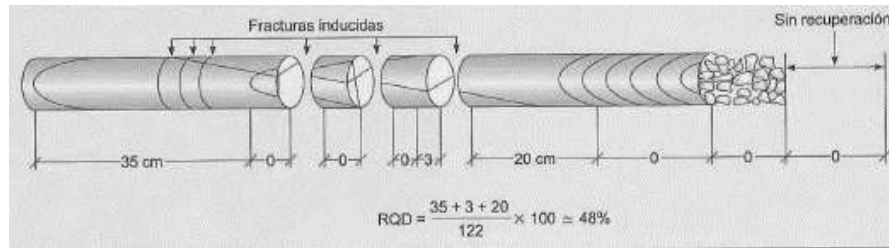


Figura 3.19 Consideración tomada para el RQD.

En la Tabla 3.10 se muestra los parámetros de la valoración del RQD y se describe la calidad de la roca en función del porcentaje del índice de RQD desarrollado por Deere y Miller, 1966.

Tabla 3.10 Calidad de la roca en función de su índice RQD.

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

La Figura 3.20 muestra el análisis de obtención del RQD ya en laboratorio, en donde se tiene la muestra en la caja debidamente acomodada y separada de acuerdo a la longitud de cada perforación.

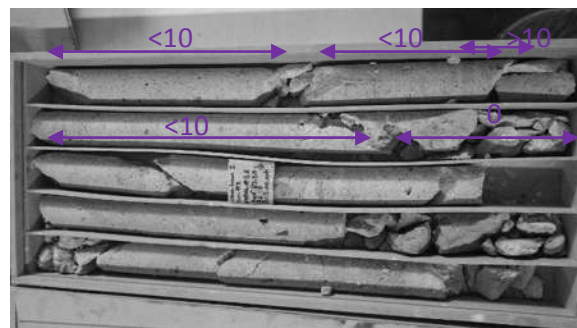


Figura 3.20 Caja con los núcleos recuperados del sondeo, con longitudes < 10 cm.

3.6 MÉTODOS DE CLASIFICACIÓN DE MACIZOS ROCOSOS

En túneles y taludes rocosos, los mecanismos de la estabilización son controlados por el grado de alteración y por la anisotropía existente en el macizo rocoso, tales como la estratificación, juntas, fallas, cuya relación con los mecanismos de la inestabilidad es regida por los siguientes factores:

- Distribución espacial de las discontinuidades, relación entre su posición (rumbo y buzamiento) con la dirección del túnel. Siendo este el más importante a considerarse en el trazo de los portales de entrada y salida.
- Presencia y naturaleza de los materiales de relleno de las discontinuidades, irregularidades en las superficies de las discontinuidades.
- Rotura y movimientos anteriores.

Existen algunos métodos para poder clasificar un macizo rocoso, entre ellos se pueden mencionar algunos métodos realizados por autores conocidos mundialmente en el campo de la mecánica de rocas, donde también se hace un análisis en el diseño de túneles, como lo son: Bieniawski, Barton, Lien; y Lunde (González de Vallejo et al., 2002).

3.6.1 Método de Bieniaswki (RMR)

Esta clasificación Rock Mass Rating (RMR) es especialmente adecuada en la planificación del proyecto de un túnel, donde es necesario la valoración preliminar del sostenimiento más adecuado basándose en sondeos geotécnicos, en la cartografía geológica y en los estudios de sísmica de refracción. Durante la construcción su aplicación es más esencial, ya que la idoneidad de los sostenimientos se comprueba día a día.

Desarrollada por Bieniawski en 1973, con actualizaciones en 1979 y 1989, constituye un sistema de clasificación de macizos rocosos que permite a su vez relacionar índices de calidad con parámetros geotécnicos del macizo rocoso y de excavación y sostenimiento en túneles. Esta clasificación tiene en cuenta los siguientes parámetros geomecánicos:

- Resistencia a la compresión, Bieniawski emplea la clasificación de la resistencia a la compresión uniaxial de la roca que proponen, como alternativa se podrá utilizar la “clasificación de carga de punta”, para cualquier tipo de roca, excepto la muy frágil.
- RQD, índice de calidad de la roca, propuesto por Deere y Miller (1966).
- Espaciamiento de las discontinuidades, se refiere a los planos de estratificación y otros planos de debilidad del macizo rocoso.
- Condiciones físicas y geométricas de las discontinuidades, este parámetro toma en consideración la separación o abertura de las fisuras o fracturas y su continuidad, la rugosidad de la superficie, el estado de las paredes (duras o blandas), y la presencia de relleno entre las discontinuidades.
- Presencia de agua subterránea, se intenta medir la influencia del flujo de agua subterránea sobre la estabilidad de las excavaciones en función del caudal que penetra en la excavación, y de la relación entre la presión del agua en las discontinuidades y el esfuerzo principal.

Bieniawski reconoció que cada parámetro no contribuye necesariamente de igual manera al comportamiento del macizo rocoso. La incidencia de estos parámetros en el comportamiento geomecánico de un macizo rocoso se expresa por medio del índice de calidad del RMR que varía de 0 a 100. Para aplicar la clasificación RMR se divide el macizo rocoso en zonas o tramos que presenten características geológicas más o menos uniformes de acuerdo con las observaciones hechas en campo, en las que se lleva a cabo la toma de datos y medidas referentes a las propiedades y características de la matriz rocosa y de las discontinuidades (González de Vallejo et al., 2002).

En el Anexo A se encuentran en las Tablas A1, A2 y A3 las cuales contienen los parámetros para realizar la clasificación del Índice RMR de Bieniawski.

Sostenimiento a partir del índice RMR

Para poder estimar el tipo de sostenimiento utilizando el índice RMR en Túneles, se emplea la Tabla 3.11



Tabla 3.11 Sostenimiento a partir del índice RMR y propuesto por Bieniawski 1989.

Clase de Macizo Rocoso	Excavación	Sostenimiento		
		Pernos (mm, adhesión total)	Concreto lanzado	Marcos de acero
Roca muy buena I RMR 81 -100	Avance de 3m a sección completa	Generalmente no se necesita sostenimiento, excepto algunas anclas para refuerzo local		
Roca buena II RMR: 61 - 80	Avances de 1.0 a 1.5m a sección completa. Sostenimiento total a 20m del frente.	Pernos locales en el techo, 3m de largo y espaciado de 2.5m con malla ocasional.	50 mm en el techo donde fuera necesario.	No
Roca regular III RMR: 41 – 60	Media sección y banqueo, progresiones de 1.5 a 3.0m en la media sección. Sostenimiento primario después de cada voladura. Sostenimiento completo a 10 m del frente.	Empernado sistemático de 4m de largo: espaciado de 1.5 a 2m en el techo y paredes con malla en el techo.	50 – 100 mm en el techo. 30 mm en las paredes.	No
Roca mala IV RMR: 21 – 40	Media sección de banqueo, progresiones de 1. a 1.5m en la media sección. Hay que instalar los refuerzos conforme el avance, a 10m del frente.	Empernado sistemático de 4 a 5m de largo con espaciado de 1.0 a 1.5m en el techo y paredes con malla.	100 a 150 mm en el techo. 100 mm en las paredes.	Marcos ligeros a medianos separados 1.5m, donde haga falta
Roca muy mala V RMR: < 20	Etapas múltiples. A veces de 0.5 a 1.5m en la media sección. Instalación del sostenimiento a medida que se excava. Concreto lanzado con la mayor brevedad después de las voladuras.	Empernado sistemático de 5 a 6m de largo, espaciado 1.0 a 1.5m en la clave y paredes con malla. Instalación de pernos en el piso o contrabóveda.	150 a 200 mm en el techo. 100 mm en las paredes y 50 mm en el frente.	Marcos medianos a pesados espaciados a 0.75 m con tablestacados donde se necesite.

Según el método empírico RMR se puede estimar la longitud máxima de excavación en un tiempo determinado de acuerdo a la clase de roca, en la Figura 3.21 se muestra el Abaco utilizado por Bieniawski para determinar el sostenimiento en base al tipo de roca.

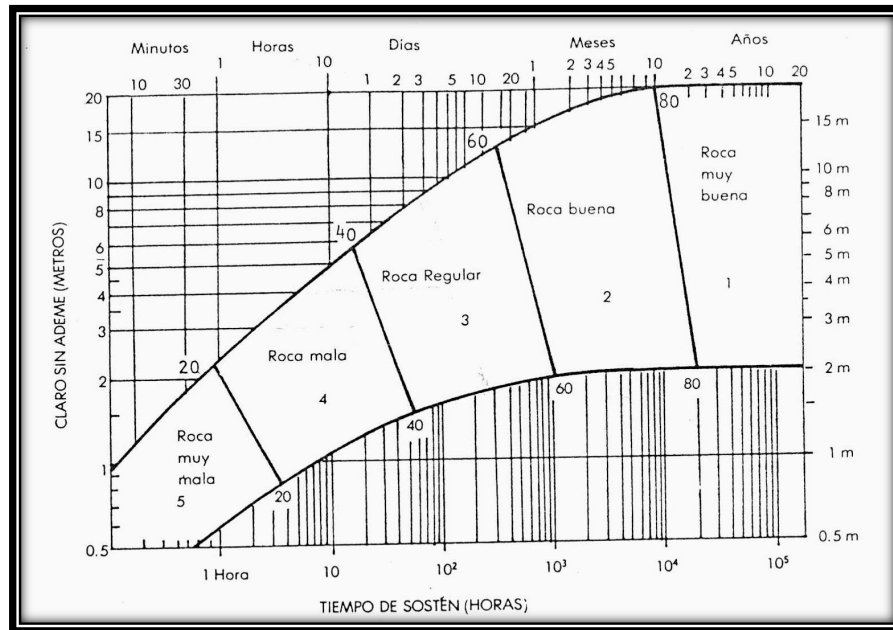


Figura 3.21 Longitudes de pase y tiempos de estabilidad sin soporte (Bieniawski, 1989).

3.6.2 Sistema Q de Barton

El índice Q de clasificación de macizos rocosos fue desarrollado en Noruega en 1974 por Barton, Lien y Lunde, todos ellos del Instituto Geotécnico de Noruega. A partir del estudio de un gran número de túneles, y que constituye un sistema de clasificación de los macizos rocosos que permite estimar parámetros geotécnicos del macizo y diseñar el sostenimiento para túneles y obras subterráneas. Su desarrollo representó una mayor contribución al tema de clasificación de macizos rocosos por las siguientes circunstancias:

- Es un sistema de clasificación cuantitativa.
- Es un sistema ingenieril que facilita el diseño de sostenimiento para túneles.

En la clasificación se catalogan los macizos rocosos según el denominado Índice de Calidad Q, basado en la evaluación numérica de seis parámetros:

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \frac{J_r}{J_a} \frac{J_w}{SRF}$$

Donde:

RQD Índice de Calidad de la Roca, de acuerdo a Deere y Miller (1966).

J_n Número de familias de discontinuidades

J_r Rugosidad de las discontinuidades

J_a Meteorización de las discontinuidades

J_w Coeficiente reductor que considera la presencia del agua

SRF Factor de reducción dependiente de las tensiones.

La Tabla 3.12 indica los criterios de valoración de estos parámetros. El índice Q puede tener un rango que va de Q = 0.001 a 1000 en una escala logarítmica, teniendo las siguientes categorías de macizo rocoso.

Tabla 3.12 Clasificación de la roca de acuerdo con el Índice de Calidad Q.

Tipo de Roca	Valores de Q
Excepcionalmente mala	10 ⁻³ – 10 ⁻²
Extremadamente mala	10 ⁻² – 10 ⁻¹
Muy mala	10 ⁻¹ – 1
Mala	1 – 4
Media	4 – 10
Buena	10 – 40
Muy buena	40 – 100
Extremadamente buena	100 – 400
Excepcionalmente buena	400 - 1000

En el Anexo A se encuentran en las Tablas A4, A5, A6, A7, A8 y A9 donde se encuentran los parámetros para realizar la clasificación del Índice Q.

Sostenimiento a partir del índice Q

Para poder relacionar el sistema Q para Túneles, con el comportamiento de una excavación subterránea y sus necesidades de sostenimiento, Barton, Lien y Lunde 1974, introdujeron una magnitud cuantitativa adicional de la excavación, que llamaron dimensión equivalente (De). Esta dimensión se obtiene de la siguiente Formula 3.9

$$De = \frac{\text{Ancho, diámetro o altura (m) de la excavación}}{\text{Relación de sostenimiento de la excavación (ESR)}} \quad (3.9)$$

La relación de sostenimiento de la excavación ESR tiene que ver con el uso que se ha asignado a la excavación, y hasta donde se le puede permitir cierto grado de inestabilidad. Barton y Grimstad (1994) dan los siguientes valores en la Tabla 3.13 supuestos para ESR.

Tabla 3.13 Valores de ESR (Barton y Grimstad, 1994).

Tipo de cavidad	ESR
Excavación en minas (temporal)	3.0 – 5.0
Pozos verticales de sección circular	2.5
Excavaciones mineras permanentes, túneles de conducción de agua para obras hidroeléctricas (con excepción de las cámaras de alta presión para compuertas), túneles piloto (exploración), excavaciones parciales para cámaras subterráneas grandes.	1.6
Cámara de almacenamiento, plantas subterráneas para el tratamiento de aguas, túneles carreteros y ferrocarriles pequeños, cámaras de alta presión, túneles auxiliares.	1.3
Casas de máquinas, túneles carreteros y ferrocarrileros mayores, refugios de defensa civil, portales y cruces de túneles.	1.0
Estaciones nucleares eléctricas subterráneas, estaciones de ferrocarril, instalaciones para deportes y reuniones, fábricas.	0.8



Con la dimensión equivalente y el valor del sistema Q se entra en el ábaco de la Figura 3.22 y se comprueba en que categoría de sostenimiento está clasificado.

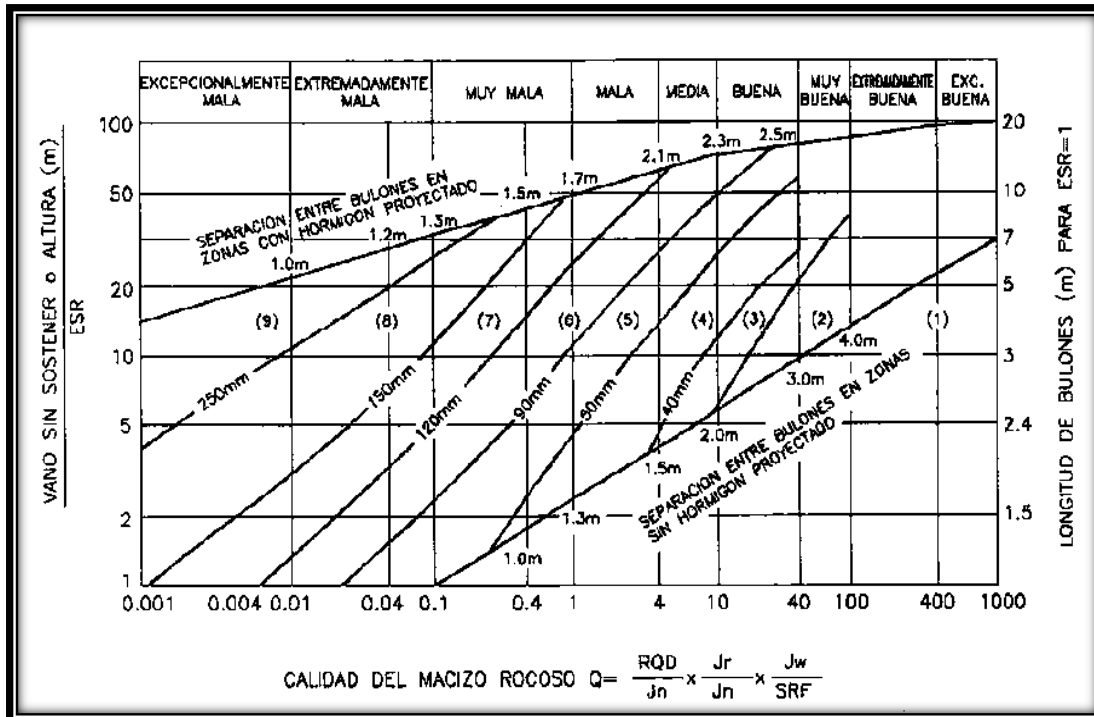


Figura 3.22 Abaco de sostenimientos según el índice Q (Barton, 2000).

El Abaco da los valores del tipo de sostenimiento que Barton (2000), recomienda 9 categorías de sostenimiento.

Categorías de sostenimiento

1. Roca desnuda, sin sostenimiento.
2. Anclaje puntual.
3. Anclaje sistemático.
4. Anclaje sistemático con concreto lanzado sin refuerzo 4-10 cm.
5. Anclaje sistemático con concreto lanzado reforzado con fibra 5-9 cm.
6. Anclaje sistemático con concreto lanzado reforzado con fibra 9-12 cm.
7. Anclaje sistemático con concreto lanzado reforzado con fibra 12-15 cm.
8. Anclaje sistemático con concreto lanzado reforzado con fibra >15 cm y marcos.
9. Revestimiento de concreto.

3.7 MECANISMOS DE SOSTENIMIENTO EN TÚNELES

El objetivo principal de un estudio de estabilización en los Túneles, es determinar las medidas de prevención, control y estabilización para reducir los riesgos que se puedan tener durante la construcción de este. El cálculo del sostenimiento de un túnel se puede efectuar por distintos métodos ya probados en la estabilización de túneles como son los métodos analíticos, métodos numéricos, métodos observacionales y los métodos empíricos. Estos últimos (clasificaciones RMR y Q) ya descritos con anterioridad, son tomados debido a que proporcionan una proximidad del sostenimiento a emplear en los túneles y no necesariamente es considerado un método de cálculo, aunque puede ser útil en los macizos rocoso fracturados y como medio de establecer las propiedades del macizo y los sostenimientos requeridos (González Vallejo et al., 2002).

Para su aplicación es necesario tomar en cuenta ciertos aspectos como son:

- Analizar la idoneidad de la clasificación geomecánica elegida en función de los datos geológicos, del comportamiento tenso-deformacional del macizo y del proceso constructivo que se empleará.
- El tipo de sostenimiento es recomendado a partir de la clasificación geomecánica y representan las condiciones medidas del tramo, y no tienen en cuenta posibles extremos, por ejemplo puntos singulares, ni rocas especiales.
- Observar y controlar la interacción terreno sostenimiento, permitiendo la deformación controlada del terreno, para que el sostenimiento sea cargado lo menos posible.
- Utilizar sostenimientos flexibles, fundamentalmente concreto lanzado y anclaje para permitir la mayor deformación posible del terreno de forma controlada, con lo que se podrá contar con un estado de equilibrio controlado.
- Un soporte instalado cuando el terreno ha tenido una deformación pequeña, se carga mucho más que otro cuando el terreno se halla deformado más. Si la excavación no es auto – estable y se demora la colocación del sostenimiento,

para que este se cargue lo menos posible, existe el riesgo de no poder llegar a un estado de equilibrio.

3.7.1 Anclajes

Un ancla para roca es un elemento estructural esbelto, diseñado para transmitir un esfuerzo de tensión al terreno circundante. Se emplea para estabilizar y soportar estructuras de tierra, naturales o artificiales, sometidas a fuerzas laterales o de levantamientos importantes, con lo cual se restringe el desplazamiento o giro. Para proporcionar la estabilidad requerida el ancla debe ser llevada a una zona firme de suelo o roca. Con base en la descripción anterior, un ancla puede ser: un pilote a tensión, un muerto de concreto, un bloque de gravedad o cualquier otro elemento especial a tensión, en posición vertical, horizontal o inclinada como se ve en la Figura 3.23. A pesar de la gran variedad de elementos que pueden desempeñar la función de anclaje, el tipo más común y técnicamente más avanzado, consiste en un tendón de acero instalado dentro de un barreno con cierta inclinación, profundidad y fijado firmemente en el suelo por medio de un cementante. La longitud de los anclajes puede ser de varios metros, generalmente de 15 a 40 m, con una capacidad de carga entre 60 y 120 toneladas, la fuerza de anclaje se calcula para alcanzar un coeficiente de seguridad adecuado.

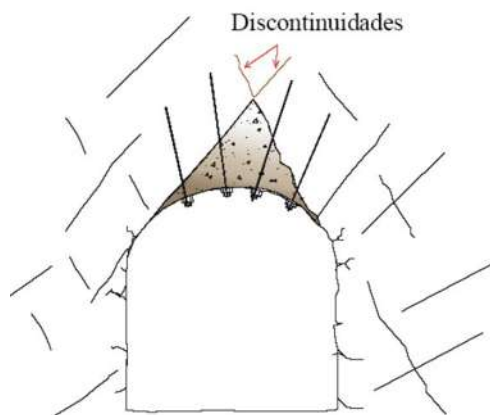


Figura 3.23 Anclaje en un bloque de roca en un túnel excavado a través de un macizo rocoso.

El principio de funcionamiento en ambos casos, es el mismo, transmitir una fuerza de tensión a un punto fuera de la masa de material por estabilizar. Sin embargo, las anclas para suelo, por ser éste un material “blando”, son de baja a mediana capacidad y el barreno o dispositivo de anclaje es común que se ensanche en su parte final, según la geometría del bulbo las anclas se pueden usar como:

Anclas de flecha recta: Las anclas de flecha recta fueron las primeras que se utilizaron. Se les denomina así porque el diámetro del barreno perforado conserva sus dimensiones de inicio a fin. La lechada o cementante se aplica por gravedad y se evita aplicar presión, para no alterar las dimensiones del barreno Figura 3.24a. Estas anclas se pueden usar en suelos cohesivos y friccionantes, debido a que su agarre depende exclusivamente de la adhesión a lo largo del bulbo.

Anclas de desplazamiento: En este tipo de anclas juega un papel importante la presión que se aplica diametralmente en el interior de la perforación. Generalmente dicha presión se produce retacando grava a todo lo largo del barreno, instalando el tendón e inyectando mortero de alta resistencia Figura 3.24b y 3.24c.

Anclas de perforación acampanada: La sección del barreno cambia llegando a la zona del bulbo, debido a la presencia de uno o más ensanchamientos cónicos llamados “campanas” (de 2 a 8 pulgadas usualmente), que incrementan el diámetro efectivo del ancla. Figura 3.24d. (Monroy Salgado, 2007).

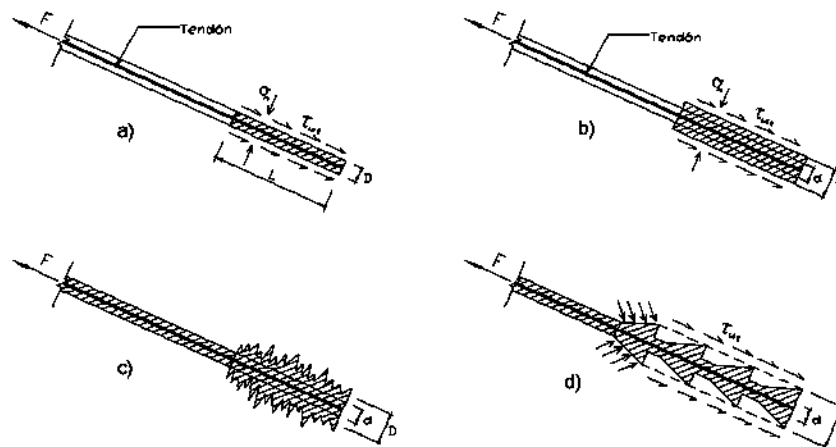


Figura 3.24 Clasificación de acuerdo con la geometría del barreno.

3.7.2 Concreto Lanzado

El concreto lanzado tiene la misión principal de sellar la superficie de la roca, cerrando las juntas y evitando la descompresión y alteración del macizo rocoso, pudiendo resistir además los esfuerzos solicitados por pequeñas cuñas o bloques de roca.

Se indican los espesores mínimos más usados. El número de capas incluye la capa inicial de sellado, que no es necesaria para macizos rocosos de calidad muy buena. Los espesores de cada capa no deben exceder de 10 cm para evitar problemas de adherencia. Los espesores reales dependen de la precisión de la excavación. Si se deben rellenar las sobreexcavaciones, o cubrir marcos de acero, los espesores reales pueden ser mucho mayores en algunos puntos. Por lo menos es tan frecuente mallas metálicas para armar el concreto lanzado. Las fibras de acero son incorporadas en el concreto para mejorar la ductilidad, la absorción de energía, la resistencia al agrietamiento y la resistencia al impacto, en países como Inglaterra, Suecia o Noruega solo se utilizan fibras metálicas (que están prescritas como componente por el sistema Q de Barton). En países de tradición alemana (Alemania, Austria, Suiza) persiste más la colocación de malla, que tiene la ventaja de exigir un espesor mínimo de concreto lanzado. En las recomendaciones se sugiere el uso de fibras metálicas para macizos de calidad media a buena y la colocación de malla para macizos de calidad mala a muy

mala. Cuando no es necesario el concreto lanzado (en macizos de calidad muy buena) puede ser conveniente el uso ocasional de mallas como protección contra la caída de cuñas rocosas aisladas como se observa en la Figura 3.5.

La duración del tiempo de fraguado es considerablemente menor que al utilizar una malla electrosoldada. En cuanto a las fibras acero solo necesitan un recubrimiento de concreto de 1 a 2 mm en comparación con varilla de refuerzo normal y la malla.

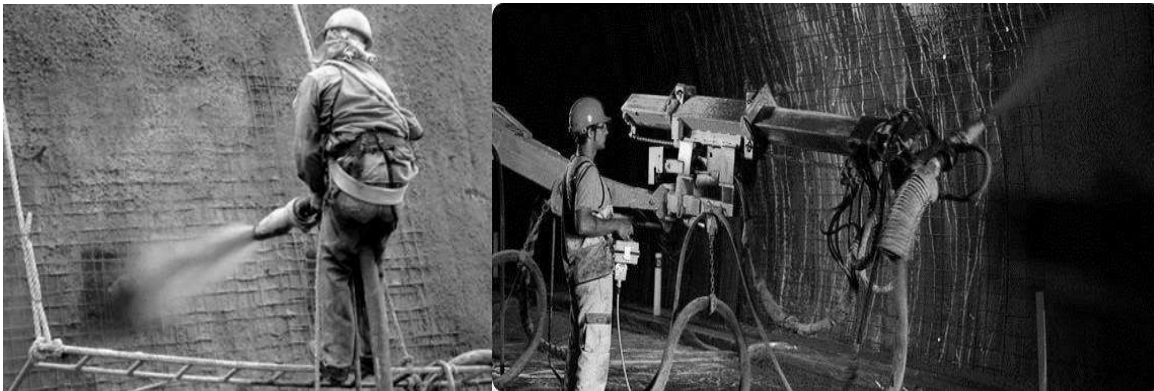


Figura 3.25 Concreto lanzado sobre mallas metálicas.

3.7.3 Marcos metálicos

La práctica túnelera de las excavaciones convencionales, prevé que en muchas de las clases de comportamiento de la excavación es indispensable, y en otras es solo conveniente, recurrir al uso de los marcos metálicos para conformar el soporte, integrándolos con el concreto proyectado y con otros eventuales elementos complementarios. Tales marcos o costillas metálicas están conformados, por lo general, mediante el calandrado y el ensamblaje de perfiles estructurales abiertos ver Figura 3.26, los cuales se caracterizan estructuralmente por presentar una resistencia fuertemente anisotrópica.

El tipo de perfiles metálicos depende tanto de la calidad del macizo rocoso como del ancho del túnel. Para la colocación de los Marcos metálicos se debe disponer de una

plataforma de elevación móvil independiente que permita el acceso a cualquier punto del tajo y realizar los trabajos con seguridad y estabilidad. Como elementos auxiliares deberán disponerse además de equipos de oxicorte, unidad móvil de soldadura eléctrica y herramientas de mano.



Figura 3.26 Marcos metálicos como sostenimiento en túneles.

3.7.4 Enfilaje

Consiste en una técnica de prerrefuerzo del terreno, con perforaciones subhorizontales en cuyo interior se aloja un tubo de acero para después ser inyectado con mortero, y que a su vez se apoya en sobre los marcos de soporte. Éstos constituyen una prebóveda formada por material resistente, cuya misión es proporcionar el autosostenimiento primario al terreno situado en la parte superior del túnel, siguiendo la geometría de éste; asimismo, se utiliza para soportar las deformaciones del terreno en algunos casos. El enfilaje se suele colocar antes de iniciar la excavación del talud frontal del emportalamiento, para garantizar la estabilidad de éste durante la excavación de los primeros metros del túnel.

Una vez que se tiene perfilada la zona donde se ejecutará el túnel, se procede a la marcación del terreno donde se barrenarán las perforaciones de los tubos para formar el enfilaje como se muestra en Figura 3.2927; se recomienda realizar esta actividad con ayuda de estaciones totales de alta precisión (SMIG, 2013).

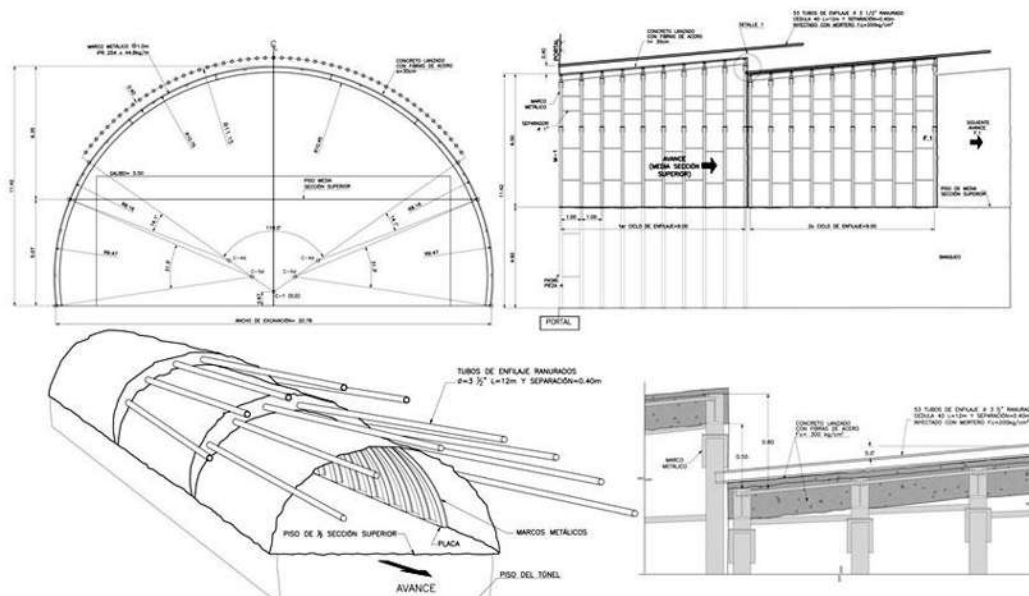


Figura 3.297 Métodos de enfilaje.

CAPÍTULO 4

ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS

Este capítulo se complementa con la información obtenida por otros túneles en el país, como son algunos Túneles de la Autopista Durango-Mazatlán y del Macrotúnel de Acapulco, la información disponible ayudó a enriquecer este trabajo, debido a que la experiencia en el estudio geológico-geotécnico realizados para estos túneles nos da una idea de cómo afrontar imprevistos que se puedan presentar antes y durante su construcción. Se realza la importancia de la exploración del subsuelo mediante sondeos geotécnicos para la construcción de túneles carreteros, ya que en la actualidad no se cuenta con un manual para el diseño, construcción y conservación en túneles carreteros en el país, lo que hace que solo con la experiencia de los ingenieros se haga este análisis.

Con la revisión de la información disponible y las muestras de sondeos exploratorios realizados en el lugar se pudo efectuar un análisis más detallado, con el objeto de conocer las propiedades físicas y mecánicas del material que se tienen en cada sitio donde se construirá el Túnel, este estudio se complementa con las clasificaciones geomecánicas de macizos rocosos para túneles. Lo cual es la parte más importante en este estudio ya que es el resultado de las condiciones geológica-geotécnica del macizo rocoso, lo que permite poder estabilizar el Túnel antes y durante su construcción. Las propuestas de estabilización que se puedan dar para los túneles contribuyen de manera positiva para las futuras construcciones de este tipo de obras.

La autopista Durango-Mazatlán esta construida según la carta de Zonificación Sísmica de la República Mexicana Figura 4.1 en las zonas B y C asignándole un coeficiente sísmico de $C_s = 0.36$, El Macrotúnel Acapulco está dentro de la zona D donde su riesgo es mucho mayor. La ciudad de Morelia está dentro de las zonas B y C aunque la aceleración del terreno puede ampliarse dependiendo de la topográfica de cada sitio,

los sismos que interactúan en la ciudad de Morelia indican y contribuyen en la relajación del macizo rocoso.

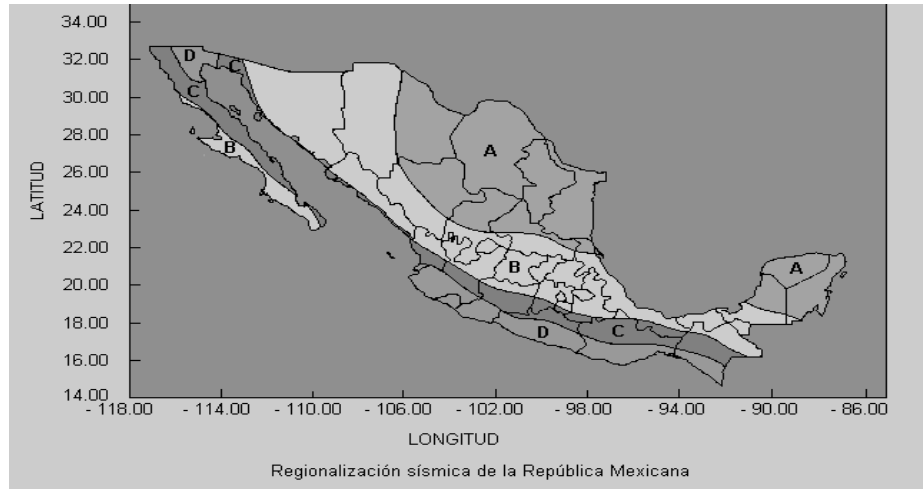


Figura 4.1 Carta Sísmica de la República Mexicana.
<http://mapasims.sgm.gob.mx/CartasDisponibles/12/01/2016>

4.1 CASOS DE ESTUDIOS GEOTÉCNICOS EN TÚNELES CARRETEROS

La autopista Durango-Mazatlán se localiza entre los kilómetros 115 y 195 donde se realizaron estudios geológicos-geotécnicos para determinar las características de resistencia y calidad de la roca en cada uno de los 61 túneles de dicha autopista.

La cartografía geológica se hizo mediante un levantamiento fotogeológico regional básicamente para la identificación de las principales discontinuidades (fracturas, pseudoestratificaciones e hidrología del sitio, entre otros). A partir de ese estudio, se detectaron las principales estructuras geológicas mayores, tales como megafallas y sistemas de fracturas regionales.

Los estudios geotécnicos consistieron en la realización de pruebas geofísicas (métodos sísmicos de refracción y reflexión, métodos eléctricos de tipo sondeos verticales y de frecuencias SEV y SEF). También la realización de sondeos geotécnicos de exploración.

De acuerdo a AMITOS (2014) donde reporta que en 26 túneles ubicados en el Estado de Durango, solo el 65% de los proyectos consideraron la exploración geotécnica

haciendo únicamente entre 2 o 3 sondeos y un 19% de los túneles explorados con 4 o 5 sondeos y el resto 16% no reportan sondeos.

Para hacer la recopilación de resultados se consideraron los obtenidos de los levantamientos topográficos, los estudios geológicos-geotécnicos y los resultados de laboratorio.

Las pruebas de laboratorio fueron efectuadas de los testigos de roca que se muestran en la Figura 4.2 para conocer sus propiedades índice donde se obtuvo el peso y módulo volumétrico de la roca, además de las pruebas mecánicas, donde se determinó su resistencia a la compresión simple, pruebas triaxiales para determinar los parámetros de esfuerzo-deformación de la roca intacta; así mismo se efectuaron ensayos de resistencia por compresión diametral (prueba brasileña) y se determinó el índice de calidad de la roca (RQD).

Las pruebas de resistencia a la compresión simple se realizaron con carga controlada, con capacidad de hasta 500 ton de carga. Se ensayaron muestras con un diámetro medio de 34.9 mm y una relación de esbeltez media de 2.61. Los ensayos de tensión brasileña se realizaron sobre discos de 3.5 cm de diámetro y 2.0 cm de espesor, aproximadamente. Los ensayos triaxiales se realizaron para presiones de confinamiento de $\sigma_3 = 7.5, 15$ y 30 MPa, aumentando la presión axial σ_1 hasta la falla. Ese proceso se repitió con tres probetas similares para los distintos σ_3 aplicados.

Una vez recopilada y procesada la información de campo y laboratorio, y con base en la litología definida para cada uno de los túneles, se caracterizaron las unidades geotécnicas en términos cualitativos y cuantitativos. Las unidades de roca por excavar en cada uno de los túneles se denominaron, de acuerdo con alguno de los métodos de clasificación de la matriz rocosa para túneles RMR (Bieniawski) o índice Q (Barton).

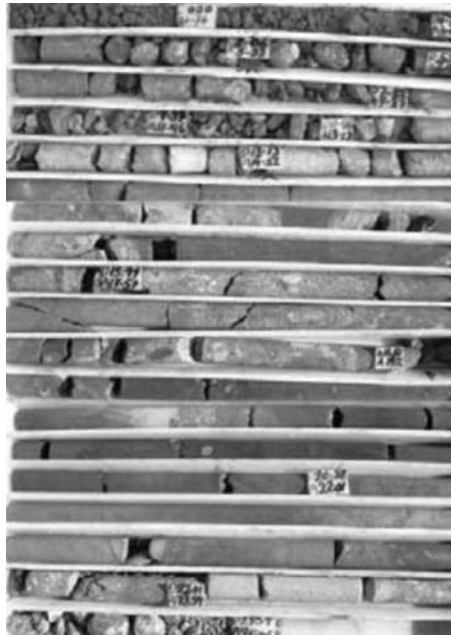


Figura 4.2 Testigos de roca obtenidas en sitio Autopista Durango-Mazatlán.

Las caracterizaciones geomecánicas utilizadas en los proyectos de todos los túneles son Rock Mass Rating (RMR) de Bieniawski y la del Instituto Geotécnico Noruego, o índice Q, desarrollada por Barton, Lien y Lunde. Ambas clasificaciones se basan en los datos de recuperación de núcleos, número de familias de discontinuidades, rugosidad y estado general de las juntas, presencia de agua y, adicionalmente, pueden considerar la resistencia de la matriz rocosa, la orientación de las discontinuidades respecto a la excavación y el tipo de obra.

De dicha clasificación se desprendieron las recomendaciones preliminares para el soporte de la excavación, tiempos de autoporte y tamaño máximo del claro que no lo requiere. Se elaboró un perfil geotécnico integrado que muestra la distribución de las unidades geotécnicas e indica las clasificaciones geomecánicas a lo largo del eje de cada uno de los túneles. Los resultados de esos estudios permitieron determinar que, en la mayor parte de los túneles de la carretera, se excavaría en macizos rocosos duros y rígidos con distintos grados de fracturamiento.



Túnel El Sinaloense

El túnel El Sinaloense considerado el segundo más largo del país con una longitud de 2,787 m, estudio geotécnico en el túnel fue realizado mediante estudios Geofísicos y Sondeos exploratorios, este tipo de perforaciones se licitó, para este proyecto se programaron 1000 m de perforación.

Los sondeos exploratorios fueron realizados con un equipo ligero Winkie GW-15 de JKS para zonas de difícil acceso y en las contempladas como fácil acceso se emplearon equipos más pesados.

Las pruebas de laboratorio pueden variar en cada caso, dependiendo del tipo de material encontrado, así como el criterio adoptado o interpretación que se le pueda dar, las características de la roca del túnel se encuentran en Tabla 4.1 donde de acuerdo a las muestras obtenidas el túnel fue construido principalmente en cinco tipos de materiales rocosos: Ignimbrita, Riolita, tobas muy fracturadas y Andesita obteniendo un RMR general de calidad media y un índice Q de mala a media.

Tabla 4.1 Resumen del tipo de material y su clasificación del túnel El Sinaloense.

Unidad	I	II	III	IV	V
Litología	Ignimbrita	Riolita y tobas muy fracturadas	Andesita		
Estructura general	Macizo formado por bloques	Macizo formado por bloques	Macizo formado por bloques	Macizo formado por bloques	Macizo formado por bloques
RQD	30 a 50	15 a 30	40 a 70	30 a 50	-
RMR	34 a 50 Calidad Media	35 a 65 media a buena	46 a 67 Media a buena	37 a 57 Roca mala a media	61 a 80 Roca buena
Índice Q	0.23 a 0.53 Roca muy mala a mala	0.13 a 3.2 Roca muy mala a mala	0.65 a 11.7 Roca mala a buena	0.45 a 8.3 Roca muy mala a media	-

Con el análisis de las muestras que permitió observar su litología, así como sus debidas pruebas para obtener sus propiedades Índice y mecánicas en laboratorio, se pudo obtener el perfil geológico ver Figura 4.3 el cual confirma el tipo de material que se

encuentró y a que profundidad, también muestra las condiciones geológicas y las principales estructuras del macizo rocoso como son las fallas geológicas.

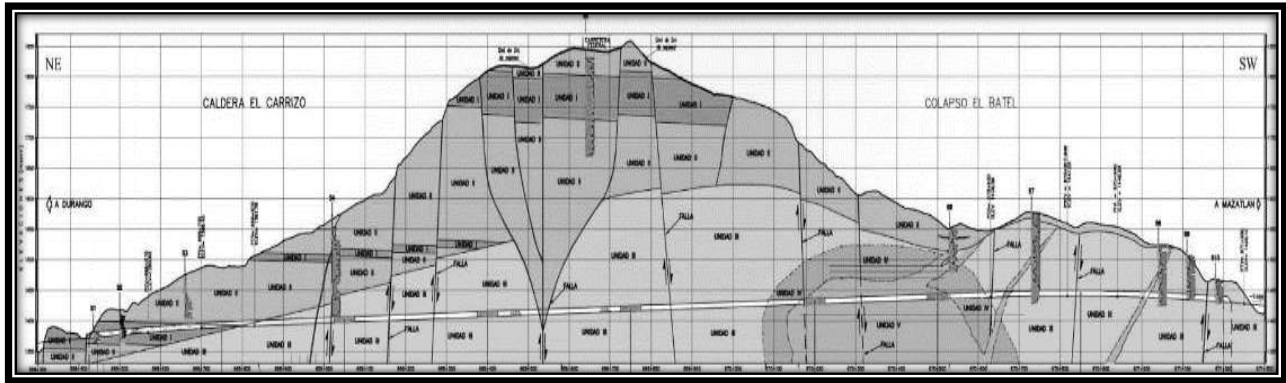


Figura 4.3 Perfil Geotécnico del túnel El Sinaloense.

Túnel El Guineo

El túnel El Guineo, se conforma de cuatro zonas, siendo el portal de entrada, tramo 1, tramo 2 y el portal de salida. El estudio geológico contempló que a lo largo del trazo del túnel el material que sería excavado fuese una Ignimbrita, sin embargo al realizar la excavación del túnel, se encontró que el material excavado fue de tres tipos, Ignimbrita, Andesita y Riolita.

En los estudios previos se identificaron 20 fracturas, y al momento de la excavación se encontraron 18 fallas geológicas, durante su construcción se presentaron varias complicaciones como el colapso del túnel: la zona afectada fue donde ya se habían realizado las ampliaciones laterales; mientras que la parte donde únicamente se encontraba el túnel piloto central, no sufrió daños.

En la Figura 4.4 se muestra el perfil topográfico del túnel El Guineo con sus portales de entrada (de Durango a Mazatlán) y salida (de Mazatlán a Durango), sus principales características muestran que en el eje de trazo la altura es de 45 m, la longitud total del túnel es de 223 m incluyendo los túneles falsos de ambos portales. La longitud del portal de entrada es de 16 m y 40 m en el portal de salida, teniendo 4 carriles de



circulación. La longitud de perforación en roca fue de 100 m (no se reporta el número de sondeos que se hicieron durante el análisis preliminar) (AMITOS, 2014).

En este análisis se obtuvieron 40 registros del índice RQD, RMR e Índice Q que representan avances de 5 metros de excavación o cuando se presentaba algún cambio litológico; presencia de fallas o zonas de materiales de mala calidad, en este caso no se dio a conocer el número de sondeos geotécnicos que se realizaron durante el análisis preliminar.

Los tipos de sostenimiento propuestos para el túnel fueron: anclas de fricción, concreto lanzado con fibras de acero y marcos metálicos (León, 2016).

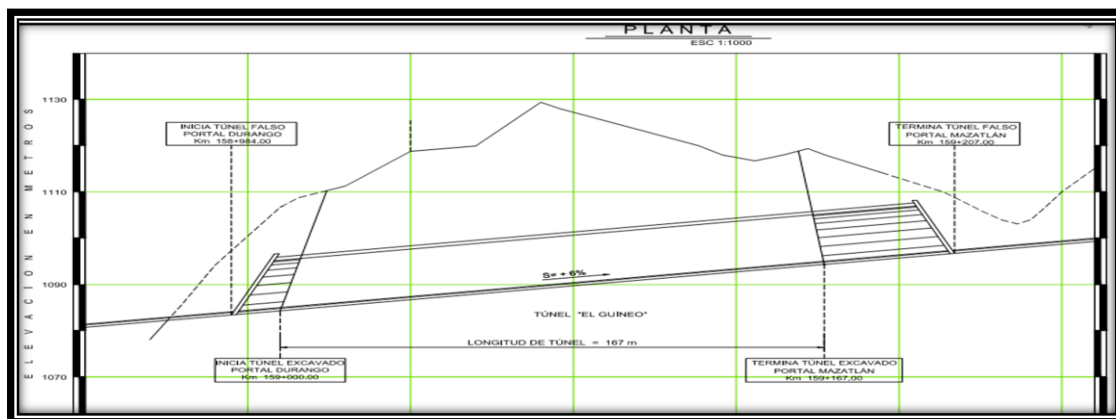


Figura 4.4 Perfil Topográfico del Túnel El Guineo.

Túnel Las Labores

Para este Túnel se propusieron trabajar en cinco zonas esto de acuerdo al proyecto geológico, donde se consideró que a lo largo del trazo del túnel el material sería una roca Riolítica, pero al ir excavando se encontró Riolita e Ignibrita. En la Figura 4.5 se muestra el perfil topográfico del túnel, donde se muestran los portales de entrada y salida, del eje de trazo al punto más alto fue de 43 m y la longitud total del túnel fue de 312.75 m que incluye a los túneles falsos de ambos portales, asimismo la ventana intermedia que une a los túneles excavados, tiene una longitud de 20 m en el portal de

entrada, 19 m en el portal de salida y 40.4 m en la ventana intermedia. Este túnel, cuenta con dos carriles de circulación. La longitud de perforación en roca indicada fue de 150 m (AMITOS, 2014).

Se presentaron 47 registros por cada índice RQD, RMR y Q, que representan avances de al menos 5 metros de excavación o cuando se presentó algún cambio litológico; presencia de fallas o zonas de materiales de mala calidad; no se reportó el número de sondeos que se hicieron durante el análisis preliminar.

La principal problemática encontrada fue un colapso al comenzar la excavación subterránea, este se ubicaba en el talud frontal (a los 10 m de excavación), la causa se presume fue debido a que los materiales previamente habían sido afectados por alteración hidrotermal.

Los tipos de sostenimiento que se emplearon en el proyecto fueron: anclas de fricción, concreto lanzado y Marcos metálicos (León, 2016).

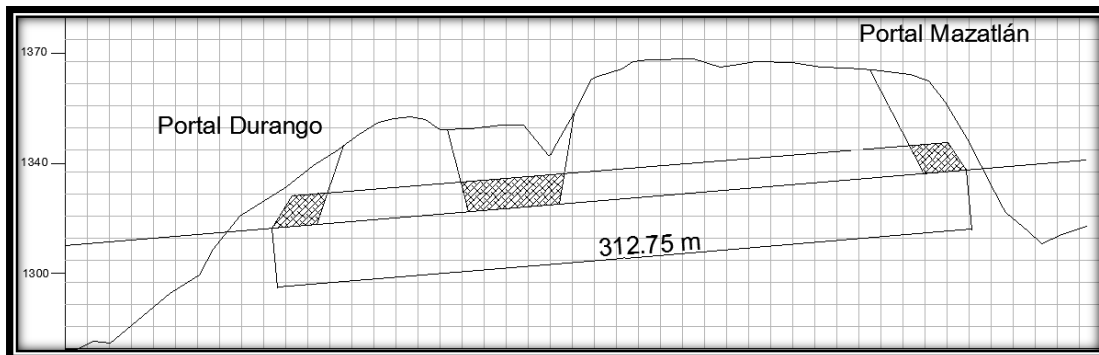


Figura 4.5 Perfil Topográfico del Túnel Las Labores.

Túnel Trópico de Cáncer

El estudio geológico del túnel consideró tres zonas que contemplaba que a lo largo del trazo del túnel, el material que sería excavado fuera de un solo tipo una roca Andesita. Al realizar la excavación, se encontró que el material que se excavó fue: Riolita. En los estudios preliminares se identificaron 4 fracturas, y al momento de la excavación se

encontraron 5 fallas geológicas, y varias condiciones poco favorables (un contacto geológico, un suelo residual formado por arcillas, limos y suelos y una roca de mala calidad).

La Figura 4.6 muestra el perfil topográfico del túnel Trópico de Cáncer, la altura máxima que se presentó sobre el eje de trazo del túnel fue de 43 m y la longitud total del túnel de 182 m, que incluye los túneles falsos de ambos portales, con longitud de 20 m en el portal de entrada (Durango) y 24 m en el portal de salida (Mazatlán). Este túnel cuenta con dos carriles de circulación. La longitud de perforación en roca fue de 150 m; no se dio a conocer información sobre el número de sondeos durante el análisis preliminar (AMITOS, 2014).

De acuerdo a la información se definieron 16 registros por cada índice de RQD, RMR y Q, representando avances cada 5 m de excavación o cuando se presentaba algún cambio litológico; presencia de fallas o zonas de materiales de mala calidad; no se reporta el número de sondeos que se hicieron durante el análisis preliminar.

El tipo de sostenimiento empleado fue: Concreto lanzado, Anclas de fricción, Marcos metálicos y Colado de marcos metálicos con relleno de concreto hidráulico (León, 2016).

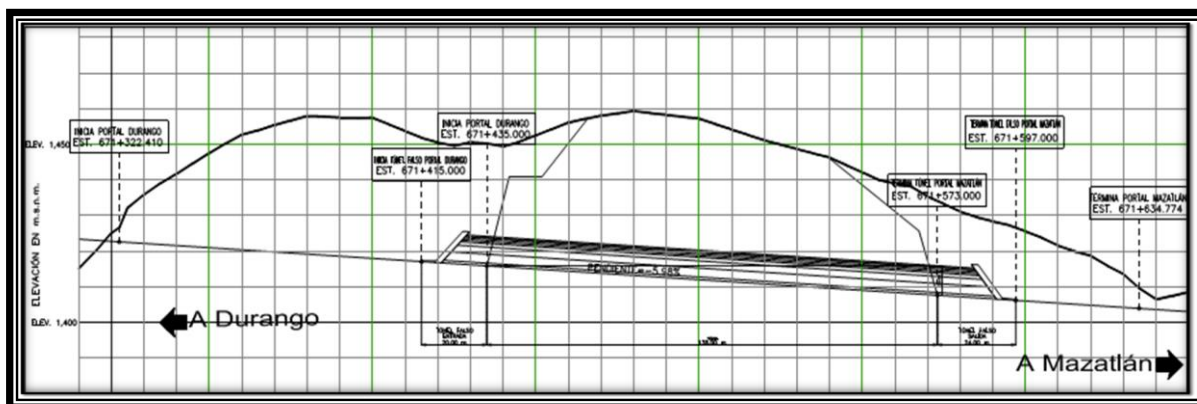


Figura 4.6 Perfil Topográfico del Túnel Trópico de Cáncer.

Túnel Santa Lucía I

Este túnel cuenta con dos carriles de circulación y su longitud fue de 204 m, incluye a los túneles falsos de ambos portales, mismos que cuentan con una longitud de 19.62 m en el portal de entrada y 20.12 en el portal de salida. La longitud de perforación en roca indicada fue de 150 m; aunque no se tiene registro del número de sondeos realizados durante el análisis preliminar (AMITOS, 2014). El perfil topográfico del túnel se muestra en la Figura 4.7, la altura máxima del túnel en el eje del trazo alcanza los 15 m.

El problema durante su construcción fue que el proyecto original se sustituyó por un túnel falso. El material que se encontró era suelo residual formado por arcillas y arenas arcillosas, y existía poca cobertura vegetal con espesor de 15 m, en este sitio además se ubican algunas casas y el panteón de la comunidad de Santa Lucía. Por lo tanto, se optó por construir un túnel falso y finalmente se rellenó para restituir la superficie del terreno original. El enfilaje del túnel estaba considerado para todo el túnel, debido a dos factores, el primero que el material por excavar era suelo residual y el segundo por la problemática de los asentamientos humanos de la comunidad Santa Lucía. El terreno fue excavado a cielo abierto, con talud vertical en el lado del panteón, para lo cual se realizó una pantalla de 51 pilotes colados in situ, sostenida con 162 anclas de tensión distribuidas en 4 niveles, y malla electrosoldada y concreto lanzado para recubrir toda la pantalla de pilotes (AMITOS, 2014).

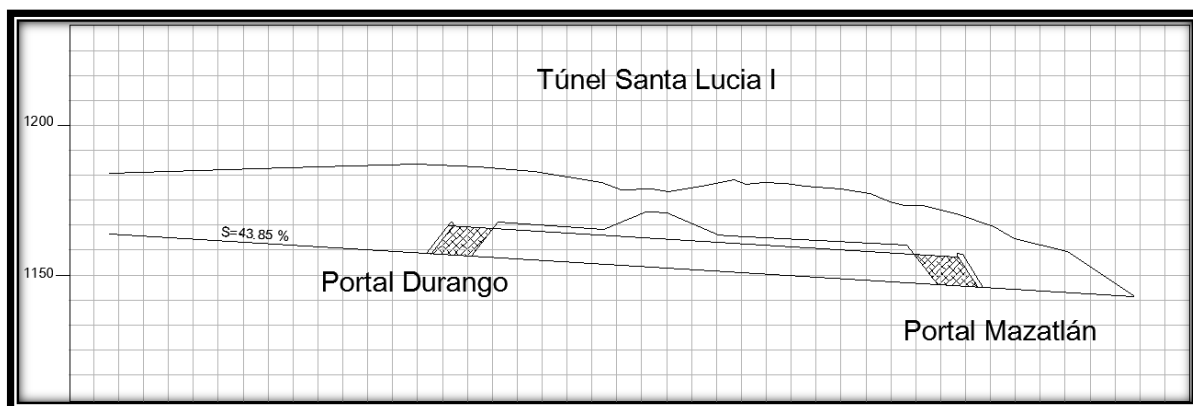


Figura 4.7 Perfil Topográfico del Túnel Santa Lucía I.

Túnel Pánuco I

Para el análisis del Túnel se dividió en tres zonas y para el estudio geológico se contempló que, a lo largo del trazo del túnel, el material que sería excavado fuera de dos tipos: Ignimbritas y Andesitas. Al realizar la excavación, se encontró que el material excavado era: Riolita y Ignimbrita.

En los estudios preliminares se identificaron 7 fracturas, y al momento de la excavación se encontraron 8 fallas geológicas y 5 diques de basalto. El problema que se tuvo fue que, los Túneles Panuco I y Panuco II, eran originalmente dos proyectos independientes separados por un corte de terracería, el macizo rocoso formado por andesitas intensamente fracturadas, con numerosas fallas geológicas y fuerte alteración hidrotermal. Debido a lo cual se manifestaron serias condiciones de inestabilidad, formación de grietas y colapsos. La solución a esta problemática fue construir un túnel falso entre los dos que incluyó ventanas semicirculares.

En la Figura 4.8 se muestra el perfil topográfico del túnel, la altura máxima del túnel en el eje del trazo fue de 61.0 m. Este túnel cuenta con dos carriles de circulación. La longitud total fue de 162.0 m que incluye los túneles falsos de ambos portales, que tienen una longitud de 55.0 m en el portal de entrada y 20.0 m en el portal de salida. La longitud de perforación en roca fue de 100 m; no se informó el número de sondeos en el estudio preliminar (AMITOS, 2014).

El tipo de sostenimiento que se empleó en el túnel fue: concreto lanzado, anclas de fricción, marcos metálicos y colado de marcos metálicos con relleno de concreto hidráulico y poliestireno en zonas huecas del terreno natural (León, 2016).

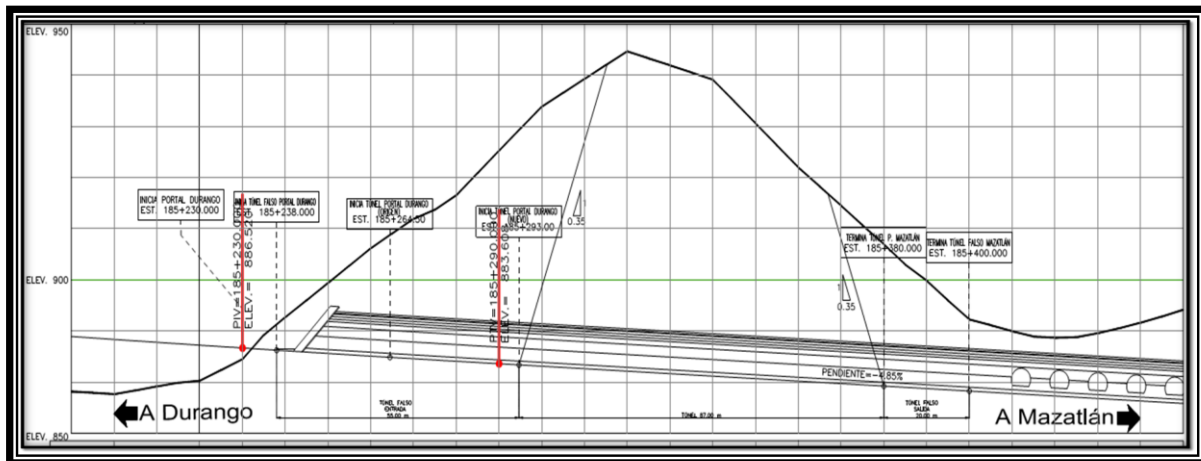


Figura 4.8 Perfil Topográfico del Túnel Pánuco.

Túnel Pánuco II

En el Túnel Pánuco II se consideraron tres zonas y en el estudio geológico del túnel, se contempló que el material que sería excavado fuera de un solo tipo: Andesita. Al realizar la excavación se encontró que el material que se estaba excavando era una Ignimbrita. En los estudios preliminares se identificaron 7 fracturas, y al momento de la excavación se encontraron 2 fallas geológicas.

En la Figura 4.9 se muestran el perfil topográfico del túnel Panuco II, la altura máxima del túnel en el eje del trazo fue de 35 m. Este túnel cuenta con dos carriles de circulación. La longitud total fue de 62.67 m que incluye los túneles falsos de ambos portales que tienen una longitud de 13.34 m en el portal de entrada (lado Durango) y 8 m en el portal de salida (Mazatlán), además una ventana intermedia (túnel falso) que une a este túnel con el Túnel Panuco I. La longitud de perforación en roca fue de 150 m; no se presentó informe de los sondeos realizados en la etapa preliminar (AMITOS, 2014).

De acuerdo a la información proporcionada se definieron 9 registros por cada índice RQD, RMR y Q que representan avances de al menos 5 metros de excavación o cuando se presentó algún cambio litológico; presencia de fallas o zonas de materiales de mala calidad, no se reportó información de sondeos hechos durante la parte preliminar.



En el sostenimiento del túnel se utilizó: anclaje de fricción (enfilaje ligero), Concreto lanzado, Anclas de fricción, Marcos metálicos y Colado de marcos metálicos con relleno de concreto hidráulico (León, 2016).

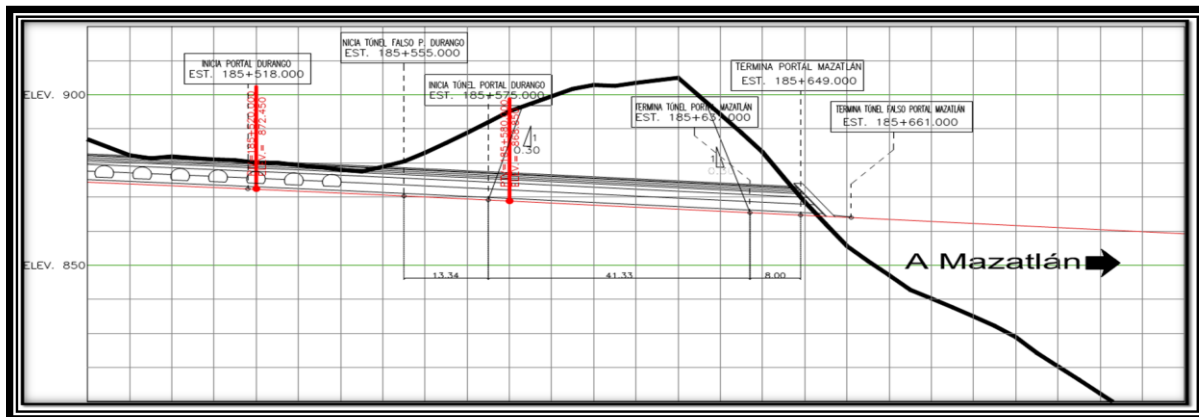


Figura 4.9 Perfil Topográfico del Túnel Pánuco II.

4.1.1 Estudio geológico-geotécnico en el Macrotúnel Acapulco

La Bahía de Acapulco forma parte de la Sierra Madre del Sur y se encuentra delimitada principalmente por una sierra semicircular de naturaleza granítica a granodiorítica, que intrusión a una potente secuencia de esquistos máficos y cuarzos feldespáticos de edad precámbrica. El macrotúnel Acapulco forma parte del proyecto vial denominado “Escénica Alternativa de Acapulco” cuenta con una longitud de 3188 m y comunica a la bahía de Acapulco con la zona punta de Diamante.

La secuencia estratigráfica en la que se aloja el túnel presenta características propias de las rocas frágiles, además hay presencia de zonas de fracturas, cizallas y planos de debilidad, caracterizados por su alteración y humedad. Debido a que el portal Acapulco y los primeros 950 m del túnel se localizaron en zona urbana, no fue posible efectuar un levantamiento geológico superficial, pero en los cadenamientos 102+950 y 103+170 se localizaron depósitos de talud productos de un deslizamiento reciente de gran volumen. Los estudios geotécnicos consistieron en la realización de sondeos exploratorios, distribuidos en cuatro en el portal Acapulco y dos en el portal Puerto Marques, durante

el proyecto se realizaron tres sondeos complementarios a la profundidad del túnel para verificar unidades litológicas. Para los estudios geofísicos se programaron 9 sondeos Eléctricos verticales (SEV) y cinco tendidos de refracción sísmica (TRS). Aunque durante el proyecto se realizaron 6 sondeos electromagnéticos por transitorios (SET's).

Recopilación de resultados

A partir de las muestras obtenidas en los sondeos exploratorios, en el laboratorio se determinaron las propiedades índice y mecánicas de la roca, compresión uniaxial y tensión brasileña; a partir de estas últimas se determinaron los parámetros de deformación y resistencia.

Con la información obtenida por los ensayos de laboratorio se llevaron a cabo las clasificaciones geomecánicas para la definición de las unidades geológicas, para el proyecto del túnel, se utilizaron las técnicas de clasificación geomecánica como el sistema RMR (Bieniawski, 1989) y la clasificación Q (Barton et al., 1974) y el GSI (Hoek, 2006).

Con base a las unidades geológicas y geofísicas definidas previamente y las características estructurales del macizo, así como la influencia de excavación, se definieron tres unidades geotécnicas, en la Tabla 4.2 podemos ver los resultados de estos análisis (AMITOS, 2015).

Tabla 4.2 Resumen del tipo de material y su clasificación del Macrotúnel Acapulco.

Unidad	I	II	III
Litología	Granito	Complejo metamórfico formado por esquistos	Complejo metamórfico formado por filitas y meta-arenisca
Estructura general	Macizo compacto	Macizo laminar, foliada	Macizo semicompacto
RMR	34 a 71 Calidad Mala a Buena	37 a 59 Calidad Mala a Buena	20 a 44 Calidad muy Mala a Regular
Índice Q	0.20 a 35.5 Roca muy mala a regular buena	0.45 a 8.8 Roca muy mala a regular	0.024 a 0.87 Roca extremadamente

Con el análisis de las muestras que permitió observar su litología, se obtuvo el perfil geológico de la Figura 4.10.



Figura 4.10 Perfil geotécnico del Macrotúnel Acapulco.

4.2 CASO PARTICULAR

El sitio en estudio se ubica en el Estado de Michoacán en la parte sureste de la ciudad de Morelia ver Figura 4.11; esta propuesta forma parte de las obras proyectadas para el Libramiento Sur de la ciudad de Morelia, donde se está construyendo una vialidad que conectará la zona Oriente de la ciudad con la parte alta de la misma (Jesús del Monte). En ese sitio se está excavando un Túnel que se ubica cerca de la cañada del Río Chiquito (portal de salida), en cambio el portal de entrada se ubica cerca del centro comercial de Altozano, ver Figura 4.12, con coordenadas geográficas $19^{\circ}40'04.40''$ N y $101^{\circ}09'10.51''$ W, con una elevación de 2099 msnm. En la Figura 4.13 se tiene una vista panorámica desde el Túnel I.

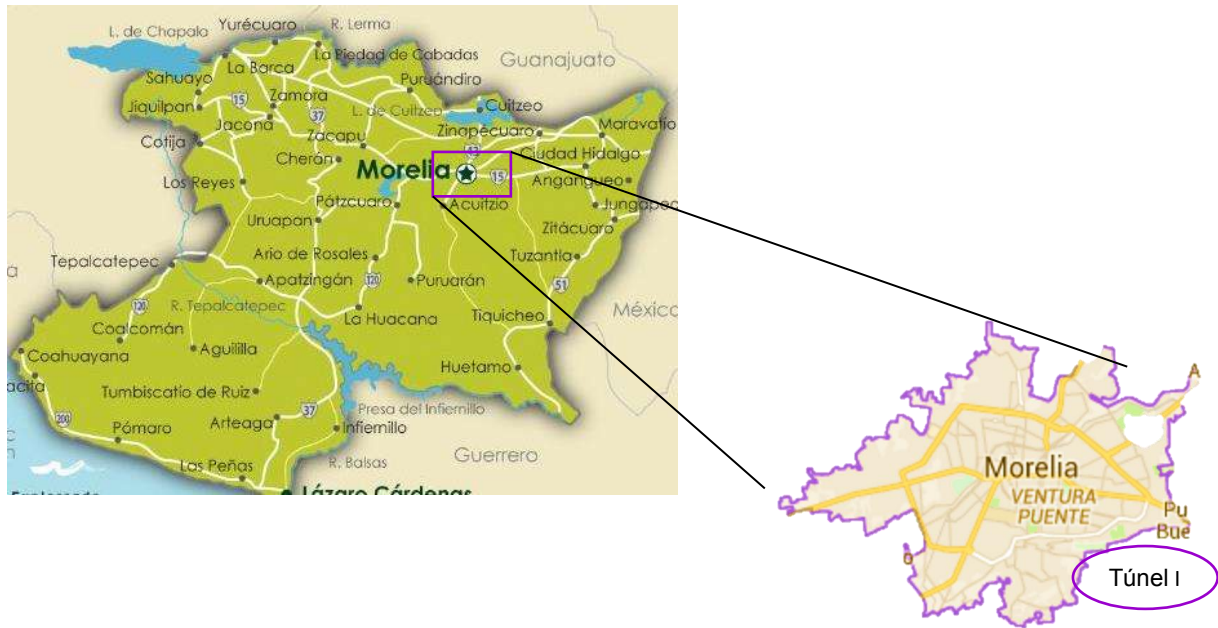


Figura 4.11 Localización de la Ciudad de Morelia y el sitio de estudio.



Figura 4.12 Fotografía satelital de la localización del Túnel I. Google Earth. 2015.



Figura 4.13 Vista panorámica del acceso al Tunel I.

Estudio geológico

El Estado de Michoacán se encuentra en las provincias fisiográficas de la Sierra Madre del Sur y el Eje Neovolcánico Figura 4.14; la ciudad de Morelia se encuentra en el límite de estas provincias geológicas.

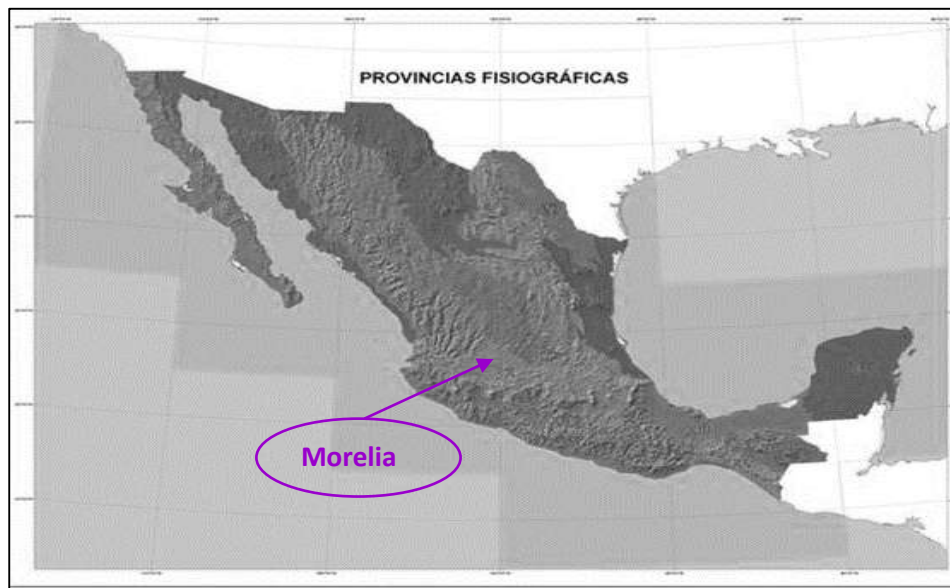


Figura 4.14. Provincias fisiográficas de México, INEGI.

La provincia fisiográfica del Eje Neovolcánico posee una complejidad geológica tal que constituye una de las principales provincias geológicas de México, y es conocida como Faja Volcánica Transmexicana; uno de los arcos volcánicos más variados y complejos del mundo, su actividad ocurrió desde la época del Mioceno hasta el presente, (Ferrari et al., 1999).

La zona en estudio se localiza en una zona con presencia de una falla geológica con dirección E-W. Litológicamente el área está caracterizada por flujos piroclásticos, que corresponden a diferentes periodos de actividades volcánicas, por tal motivo se pueden identificar materiales Andesíticos, Riolíticos y Tobas, en la Figura 4.15 se muestra el mapa geológico de la zona.

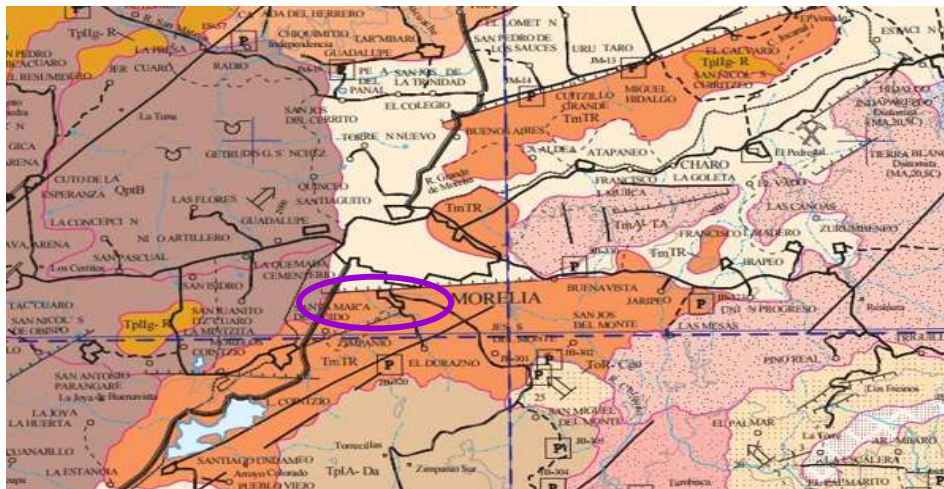


Figura 4.15 Parte de la carta geológica de la zona analizada (E14-1) SGM.

De acuerdo a la carta del Servicio Geológico Mexicano se observa que la zona en estudio se encuentra en el límite de dos materiales con la siguiente nomenclatura: Toba Riolítica (TmTR) y Andesita Toba-Andesítica (TmATA), lo cual se verifica al realizar las pruebas correspondientes, (SGM, 2015).

Fallas geológicas en la Ciudad de Morelia

Las fallas geológicas más importantes que existen en la ciudad de Morelia son: Falla la Soledad, Falla la Colina-Manantiales, Falla de Torremolinos, Falla de Cuautla, Falla La Paloma, Falla del Realito, Falla de la Chapultepec y Falla Tarimbaro, las cuales forman parte de sistema de fallas que cortan la parte central del cinturón Volcánico Transmexicano, correspondientes al sistema Morelia-Acambay con dirección ENE-WSW. En la Figura 4.16 se encuentran seccionadas las principales fallas geológicas de la ciudad de Morelia, estas fallas tienen rasgos lineales superficiales o en el subsuelo que dan lugar a varios desniveles, que forman escalones de la secuencia Riolítica con saltos del terreno, incluso algunas están cubiertas por sedimentos lacustres que forman el límite sur del medio graben de Cuitzeo.

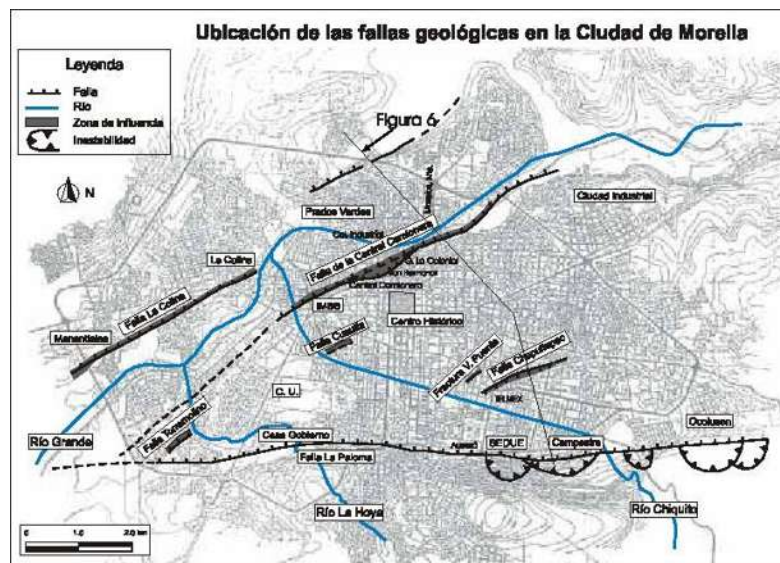


Figura 4.16 Mapa de las Fallas geológicas de la ciudad de Morelia, Mich.

La falla Altozano que se describirá más adelante forma parte de este sistema regional de fallas y se ubica dentro de la zona en estudio donde se construye el Ramal Camelinas Figura 4.17 la cual posiblemente empezó su actividad en el Plioceno Temprano con movimientos laterales izquierdos a transtensivos, para luego volverse progresivamente más extensionales (Ferrari et al., 1990; Suter et al., 1995).



Figura 4.17 Mapa del Ramal Camelinas, UNAM, 2011.

En la zona del Túnel I se presentan dos estructuras geológicas importantes, la primera relacionada con la presencia de una falla geológica que atraviesa el túnel y la segunda la existencia de un antiguo deslizamiento localizado inmediatamente a la salida del túnel (Portal Morelia).

Falla Altozano

Como resultado del levantamiento geológico superficial y de la interpretación de las fotografías aéreas, así como los antecedentes del estudio realizado anteriormente en el año 2011, se concluyó que el túnel es atravesado por una falla geológica.

La falla fue nombrada "Falla Altozano" detectada en la zona del Túnel I, es de tipo normal con el bloque caído hacia el norte y mantiene una orientación general E-W, con un salto de aproximadamente 17 m y se estima una inclinación entre 70° a 80° por lo que se considera una falla sensiblemente paralela a la falla La Paloma.

En la zona del túnel la ubicación de la falla se basó en el análisis de 4 sondeos exploratorios hechos por la UMSNH (2015), 5 realizados con anterioridad por la

empresa Consultec (2011) y la empresa LCCAM (2009) hizo tres sondeos exploratorios. Teniendo disponible toda la información, se procedió a su análisis, por lo que se deduce que la excavación del túnel cruzará la falla por su parte central, observando que este lineamiento prosigue en dirección al Este, cruzando al Río Chiquito y afectando también a las brechas y derrames Andesíticos.

Esta falla no se pudo identificar en superficie a pesar de haber realizado varios recorridos de campo, sin embargo con las exploraciones geotécnicas hechas por la UMSNH (2015), Consultec (2011) y LCCAM (2009), sí se pudo identificar la falla geológica en el subsuelo, afectando principalmente a las Ignimbritas y a los conglomerados como se puede apreciar en la Figura 4.18, también se muestra la inclinación del plano de falla indica una falla de tipo normal, siendo igual a la mayoría de fallas que se encuentran en la región.

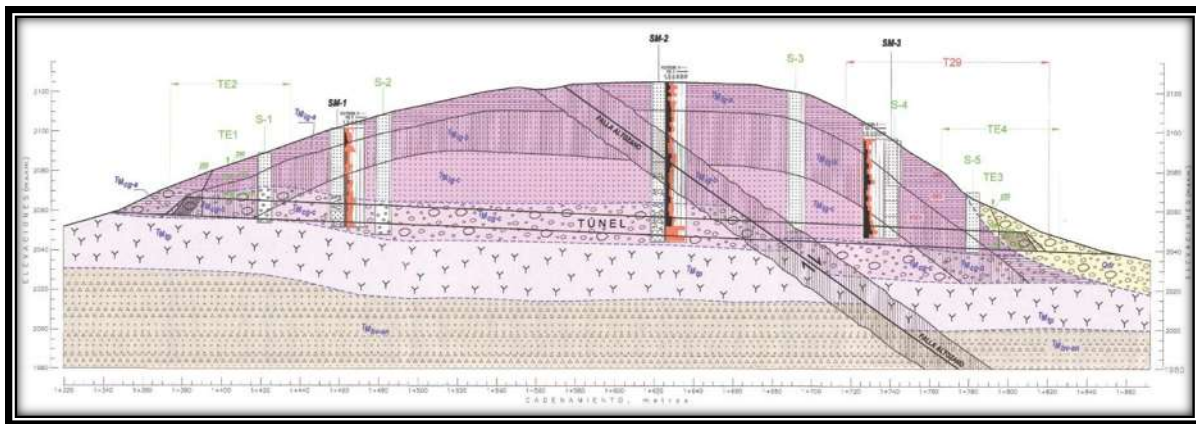


Figura 4.18 Perfil Geotécnico Consultec, (2011).

Antiguo deslizamiento en el Portal de salida del Túnel I

En el portal de salida (Morelia) del Túnel I se encuentra una amplia planicie o terraza con material producto de un antiguo deslizamiento que depositó una gran masa de roca de las unidades de Ignimbrita y conglomerados Riolíticos, que se encuentran ubicadas en la parte alta del cerro y que se desplazaron en dirección al Río Chiquito dejando una

forma convexa en la parte alta de la ladera y una acumulación de materiales hacia la parte baja.

El material que conforma el depósito son fragmentos de diversos tamaños de tobas, conglomerados e Ignimbritas empacados en una matriz areno-limosa, de moderada a baja consistencia. En la Figura 4.19 se muestra una vista panorámica del deslizamiento, y que en la Figura 4.20 se muestran bloques sobre el deslizamiento.



Figura 4.19 Vista Panorámica del Antiguo deslizamiento del Túnel I



Figura 4.20 Bloques de gran tamaño en el Antiguo deslizamiento del Túnel I.

Además se realizó el levantamiento geológico de campo que abarcó toda el área circundante al Túnel I, encontrando diferentes tipos de rocas que afloran en la zona, así

como el deslizamiento existente localizado en el portal de salida, así como otros sitios de interés que las imágenes satelitales permiten ver.

Las unidades litológicas observadas que afloran la zona de estudio fueron identificadas como rocas ígneas (riolitas, ignimbritas, tobas y conglomerados), se verificó su distribución superficial, donde se describió el tipo de roca que era en cada sitio.

Las condiciones geológicas donde se ubican los portales de entrada y el de salida se revisaron, por lo que se pudo identificar que existen zonas con problemas de inestabilidad; durante este levantamiento se tomaron fotografías, con las cuales se pudo estudiar y analizar en gabinete las condiciones geológicas de la zona en estudio.

Estratigrafía de la zona

Las rocas que se presentan en el área de estudio son de origen volcánico Andesítico y Riolítico del Mioceno, así como de rocas sedimentarias productora de la erosión, depósito y deslizamientos clásticos fluviales, lagunares y de talud.

Estos materiales se dividieron de acuerdo a su origen volcánico o de depósitos sedimentarios, los cuales serán empleados en las columnas litológicas del presente trabajo y son:

- **icm** (Ignimbrita calidad media).
- **icb** (Ignimbrita calidad buena).
- **icmb** (Ignimbrita calidad muy buena).
- **res** (Roca extremadamente suave).
- **cn** (Conglomerado y brechas volcánicas).
- **imc** (Ignimbrita mala calidad).
- **br** (Brecha andesítica).
- **dt** (Depósito de Talud).

La Figura 4.21 muestra la columna estratigráfica del área de estudio, donde se indican las unidades litológicas y tipo de rocas con su respectiva nomenclatura.

UNIDADES LITOLÓGICAS	
Unidad Litológica	Litología
icm	Ignimbrita calidad media
icb	Ignimbrita calidad buena
icmb	Ignimbrita calidad muy buena
res	roca extremadamente suave
cn	Conglomerado y brechas volcánicas
imc	Ignimbrita mala calidad
br	Brecha andesítica
dt	Deposito de talud

Figura 4.21 Columna estratigráfica del área en estudio.

Ignimbrita

Descrita como la secuencia piroclástica denominada Ignimbrita de Morelia (Garduño-Monroy et, al. 1999), consiste de una toba soldada cuando se encuentra sana y es de color rosa intenso (icmb e icb) y cuando esta intemperizada presenta tonos de rosa claro, amarillo y blanco (icm e imc), con cristales de cuarzo y con grandes fragmentos de pómez. Esta unidad forma pendientes casi verticales, la Figura 4.22 muestra la ignimbrita que aflora en la zona, creando grandes planicies o terrazas y estas están ubicadas en partes elevadas y cercanas al área en estudio.



Figura 4.22 Ignimbrita que aflora en la zona oriental del Túnel I.

Toba

Se trata de un flujo piroclástico de color blanco, con una baja densidad debido a la presencia de piedra pómez y de poca cementación. La toba se observa en la Figura 4.23 que se encuentra en el túnel I, se presenta con intemperismo intermedio y con una resistencia blanda.



Figura 4.23 Afloramiento de toba cerca del portal de salida del Túnel I.

Conglomerado y brecha volcánica

Consiste en un conglomerado polimictico (cn), compuesto de fragmentos sobredondeados a redondeados de toba pumítica y en menor proporción de andesita, están estratificados, compactados y ligeramente a moderadamente meteorizados y de resistencia moderada a dura.

Este conglomerado se observó en la parte oriente de la zona conocida como Loma Larga y en la margen izquierda del Río Chiquito y a lo largo del portal de salida, este se observa en la parte del túnel y se excavará a partir del portal de entrada hasta antes de la Falla Altozano.

Depósitos del deslizamiento

En la zona del portal de salida del Túnel I existe un antiguo deslizamiento, que abarca una gran área, donde los materiales se desplazan hacia el oriente hasta llegar al Río Chiquito, dejando en la parte alta una forma convexa Figura 4.24 y la acumulación del material en la parte baja, que formó una terraza Figura 4.25.



Figura 4.24 Parte alta del deslizamiento.



Figura 4.25 Material acumulado en la parte baja del deslizamiento.

Los materiales del depósito del talud son fragmentos de diversos tamaños, como tobas, conglomerados e ignimbritas empacados en una matriz areno-limosa de baja a moderada consistencia.

Preparación de accesos y acondicionamiento para la perforación

La primera etapa de los trabajos en campo es preparar los accesos necesarios para la circulación segura de los vehículos y la llegadas de los equipos de perforación y suministros necesarios, se acondicionó adecuadamente el lugar a fin de que permita albergar las instalaciones, equipos, suministros y elementos necesarios para el correcto desarrollo de los trabajos de perforación y de reconocimiento como se ve en la Figura 4.26.



Figura 4.26 Trabajos de acceso y acondicionamiento para la realización de los sondeos exploratorios.

Investigaciones *IN SITU*

Las investigaciones *in situ* realizadas por la UMSNH (2015) se basaron en estudios previos que se habían realizados por varias empresas en la zona en cuestión donde se analizaron la geofísica y la geotécnica, así como lo comentado por las recomendaciones que hizo en su momento la UNAM (2011), por lo que se propuso hacer más sondeos del tipo de rotación con recuperación de núcleos.

Sondeos exploratorios

Se programó la realización de cuatro SG con recuperación de núcleos con el propósito de poder complementar la información existente y de esta manera poder realizar un perfil geotécnico más completo. El primer SG-1 se ubica en el km 1+640 con una profundidad de 100 m, este se hizo con un equipo de perforación Long Year, el segundo SG-2 se realizó en el km 1+680 con una profundidad de 100 m utilizando el mismo equipo de perforación, estos dos primeros sondeos fueron realizados a tan poca distancia uno con respecto a otro debido a la evidente presencia de la falla geológica. El tercer SG-3 se perforó en el km 1+760 con una profundidad de 50 m; el SG-4 y último se hizo en el km 1+790 con una profundidad de 34 m. Estos dos últimos SG se realizaron sobre el cuerpo del antiguo deslizamiento (Portal de salida), estos se hicieron con un equipo de perforación Acker. En la Figura 4.27 se ve la distribución de cada uno de los SG (para la perforación se consideró lo descrito en el Capítulo 3, párrafo 3.4.1), Para cada caso de los SG se presenta su perfil estratigráfico con la descripción litológica, porcentaje de recuperación y su índice del RQD.

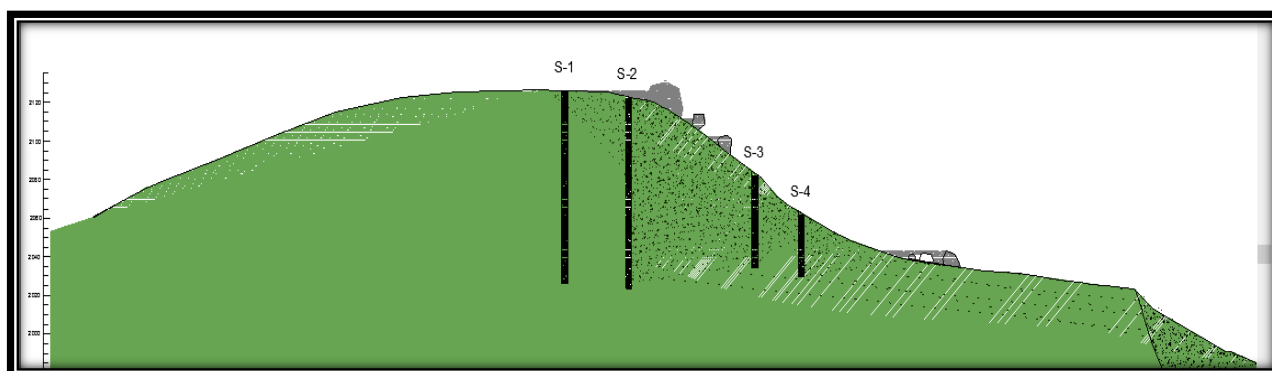


Figura 4.27 Perfil y ubicación de los sondeos exploratorios en el Túnel I.

Sondeo geotécnico 1

El SG-1 se localizó en las coordenadas $19^{\circ}40'11.4''$ N y $101^{\circ}09'06.20''$ O y con cadenamiento 1+640, su profundidad fue de 100 m obteniendo, procurando obtener los núcleos, con el objeto de llevarlos al laboratorio para su análisis y así mismo elaborar el perfil litológico que se muestra en la Figura 4.28. Esta perforación se realizó con el equipo de perforación Long Year, y con un diámetro NQ 2" (50.8 mm). En la Tabla 4.3 se muestra el % de recuperación obtenido en campo, así como el RQD determinado en laboratorio.

Tabla 4.3 Resultados de laboratorio de los núcleos obtenidos del SG-1.

Material	Profundidad	Recuperación (%)	RQD
cl	0.00 - 4.40	-----	----
icm	4.40 - 20.50	92.75	52.83
icb	20.50 - 47.50	84.26	29.73
icmb	47.50 - 59.50	77.67	14.89
res	59.50 - 61.00	100.00	0
cn	61.00 - 76.00	62.60	14.93
imc	76.00 - 100.00	25.94	24.30

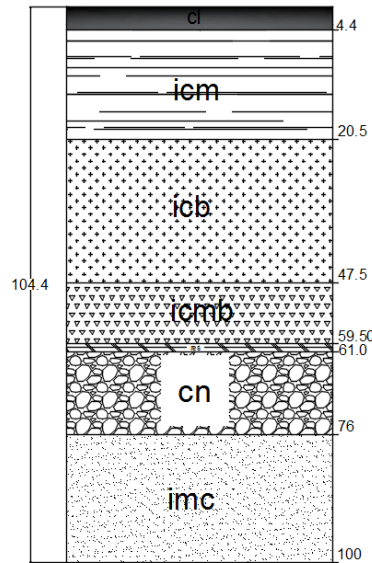


Figura 4.28 Perfil estratigráfico definitivo para el SG-1.

Sondeo geotécnico 2

El SG-2 se ubicó en las coordenadas 19°40'12.5"N y 101°09'05.4" O, con cadenamiento 1+680 y profundidad de 100 m, lo que ayudó para la elaboración del perfil litológico de la Figura 4.29. Esta perforación se llevó a cabo con un equipo Long Year, el diámetro empleado fue del tipo NQ 2" (50.8 mm). En la Tabla 4.4 se muestran los resultados obtenidos de la recuperación obtenida en campo, así como el RQD determinado en laboratorio.

Tabla 4.4 Resultados de laboratorio de los núcleos obtenidos del SG-2.

Material	Profundidad	Recuperación (%)	RQD
icm	0.00 - 37.00	55.03	11.97
icb	37.00 - 50.50	64.67	35.46
icmb	50.50 - 61.00	85.81	42.92
res	61.00 - 64.00	86.67	44.00
cn	64.00- 74.50	79.81	10.25
imc	74.50 - 100.00	86.72	41.38

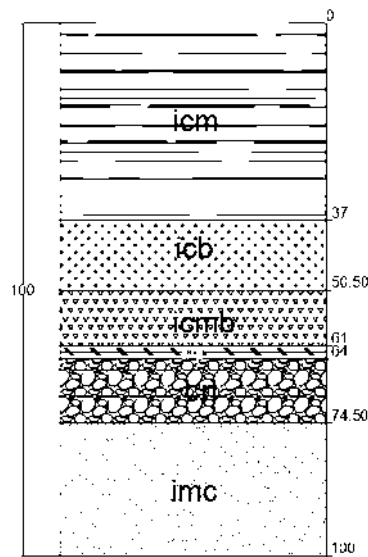


Figura 4.29 Perfil estratigráfico definitivo para el SG-2.

Sondeo geotécnico 3

El SG-3 se localizó en las coordenadas $19^{\circ}40'14.7''$ N y $101^{\circ}09'03.9''$ O, con cadenamiento 1+760 y a una profundidad de 50.20 m. Con esta información se realizó el perfil litológico de la Figura 4.30. El equipo empleado en este sitio fue una perforación Acker y su diámetro fue del tipo NQ $2\frac{1}{2}''$ (63.5 mm). En la Tabla 4.5 se muestra la información de recuperación obtenida en campo, así como el RQD determinado en laboratorio.

Tabla 4.5 Resultados de laboratorio de los núcleos obtenidos del SG-3.

Material	Profundidad	Recuperación (%)	RQD
icb	0.00 - 21.70	74.65	26.08
icmb	21.70 - 35.20	78.15	28.37
res	35.20 - 38.20	72.34	6.67
cn	38.20 - 50.20	93.67	27.63

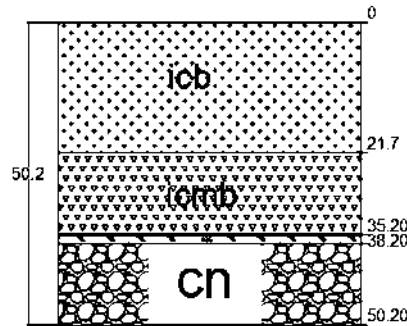


Figura 4.30 Perfil estratigráfico definitivo para el SG-3.

Sondeo geotécnico 4

El SG-4 se ubicó en las coordenadas 19°40'15.5" N y 101°09'03.3" O en el cadenamiento 1+790, su profundidad fue de 50.20 m; con esta información se efectuó el perfil litológico que se muestra en la Figura 4.31. Esta perforación se hizo con un equipo de perforación Acker NQ 2 1/2" (63.5 mm). En la Tabla 4.6 se muestra lo obtenido de la recuperación, así como el RQD determinado en laboratorio.

Tabla 4.6 Resultados de laboratorio de los núcleos obtenidos del SG-4.

Material	Profundidad	Recuperación (%)	RQD
icb	0.00 - 15.00	45.73	18.00
icmb	15.00 - 22.50	41.33	3.80
cn	22.50 - 32.00	69.58	13.58
imc	32.00 - 34.00	73.33	12.00

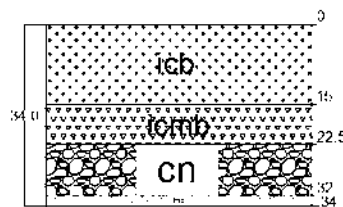


Figura 4.31 Perfil estratigráfico definitivo para el SG-4.

En la zona del túnel se encontraron unidades litológicas variadas, sin embargo el túnel se excavará básicamente en unidades litológicas conocidas como: conglomerado e ignimbritas de diferentes calidades.

Pruebas de laboratorio

Los materiales obtenidos por los SG a rotación fueron llevados al laboratorio de Materiales “Ing. Luis Silva Ruelas” de la Facultad de Ingeniería Civil de la UMSNH en la sección de Mecánica de Rocas, donde se hizo un análisis detallado y se prepararon los núcleos para la realización de las pruebas correspondientes; esto se hizo de acuerdo a lo descrito para cada prueba, siendo el Capítulo 3.

Prueba de Densidad y Absorción

La realización de estas pruebas se hicieron de acuerdo a la norma ASTM C127-04 descrita en el Capítulo 3, en los párrafos 3.5.1 y 3.5.2. Se emplearon especímenes saturados en agua durante 24 horas ver Figura 4.32, después secados superficialmente por medio de una franela húmeda, pesados y finalmente se obtiene su volumen desalojado por medio del picnómetro y su peso seco después de 24 horas.



Figura 4.32 Secuencia fotográfica de izquierda a derecha, saturación de los especímenes, probeta, picnómetro y peso final de la muestra.



En la Tabla 4.7 se presentan los promedios de los resultados de densidad y absorción de los SG 1 y 2, y en la Tabla 4.8 promedio de los resultados de la pruebas de densidad y absorción SG-3 y SG-4., donde observamos la diferencia entre una roca y otra de acuerdo a sus características.

Tabla 4.7 Promedio de los resultados de la pruebas de densidad y absorción SG-1 y SG-2.

Sondeo	Material	Ss (adimensional)	Absorción (%)
SG-1	cl	-	-
	icm	2.20	7.65
	icb	2.39	7.00
	icmb	2.39	5.19
	res		
	cn	2.41	7.40
	imc	2.18	26.64
SG-2	icm	2.32	8.52
	icb	2.44	7.10
	icmb	2.40	5.22
	res		
	cn	2.43	7.26
	imc	2.10	25.16

Los resultados de la prueba (Tabla 4.7 Promedio de los resultados de la pruebas de densidad y absorción SG-1 y SG-2. muestran las diferencias de las características de los materiales analizados, observándose que a mayor porcentaje de absorción su densidad relativa aparente es menor. Por lo que a mayor absorción, la roca se degradara más rápidamente lo que muestra que en este caso la roca "cm" (ignimbrita calidad mala) se degrada más rápidamente, y la roca "icmb" (ignimbrita de calidad muy buena) resiste más a los agentes de alteración. Se comenta que el material "res" no fue posible incluirlo en el análisis, por su consistencia.

Tabla 4.8 promedio de los resultados de la pruebas de densidad y absorción SG-3 y SG-4.

Sondeo	Material	Ss (adimensional)	Absorción (%)
SG-3	icb	2.46	9.44

	icmb	2.55	5.06
	res		
	cn	3.02	14.22
SG-4	icb	2.67	7.08
	icmb	3.14	3.98
	cn	3.30	12.07
	imc	-	-

Los resultados de la Tabla 4.8 muestran los materiales analizados de los SG que se ubican en el cuerpo del deslizamiento, observándose que existe diferencias, es decir la roca con mayor absorción y se degrada más rápidamente es la "cn" (conglomerado con brecha volcánica) y la roca "icmb" (ignimbrita calidad muy buena) presenta menor absorción por lo tanto menor degradación.

En la Figura 4.33 observamos que la densidad relativa de un sondeo a otro se encuentra dentro de un rango de valores de 2, lo que indica que son de densidad baja para roca dura. La Figura 4.34 nos confirma que para este caso en los dos sondeos se tiene una variación considerable entre la roca "icmb" (los puntos más bajos) y "icm" (con los puntos más altos) lo que nos indica que la roca con los puntos más bajos sufre una considerable alteración o intemperización.

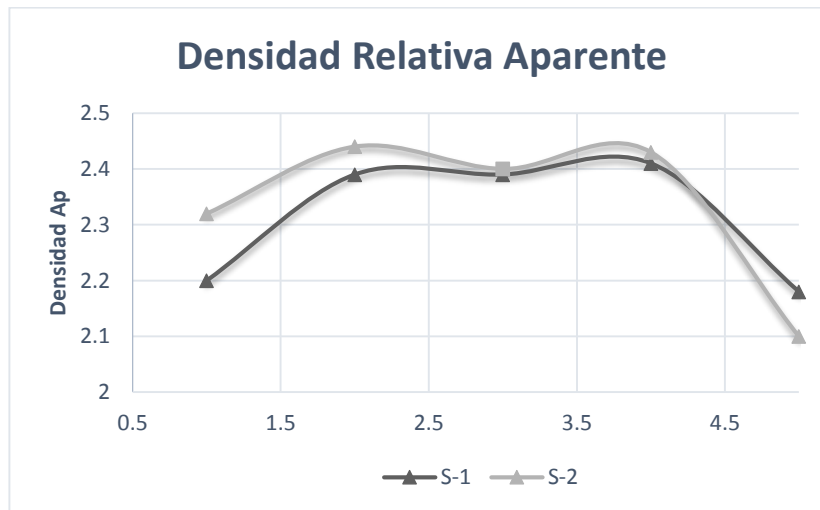


Figura 4.33 Comparativa Densidad relativa aparente de los sondeos SG-1 y SG-2.

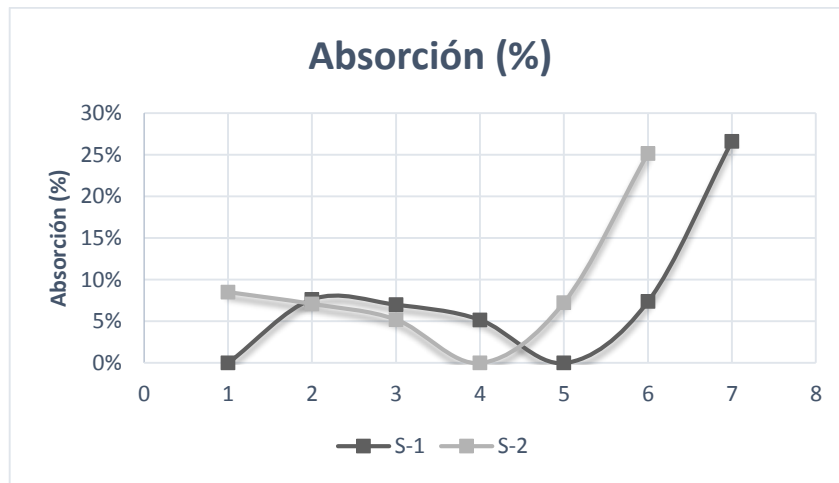


Figura 4.34 Comparativa Absorción de los SG1 y SG2.

De la misma manera en la Figura 4.35 observamos que la densidad relativa de los SG-3 y SG-4 se encuentra en un rango de valores de 2.5-3.5 lo que indica que son de una densidad baja. La Figura 4.36 muestra para los SG-3 y SG-4 que hay una variación mínima en la absorción para la roca "cn" lo que representa como el punto más alto y el punto más pequeño representado por la roca "icmb".

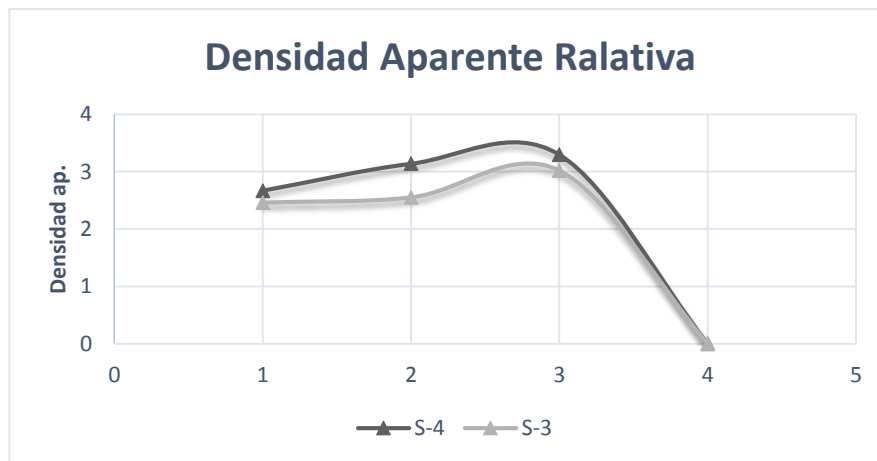


Figura 4.35 Comparativa de la Densidad relativa aparente de los SG-3 y SG-4.

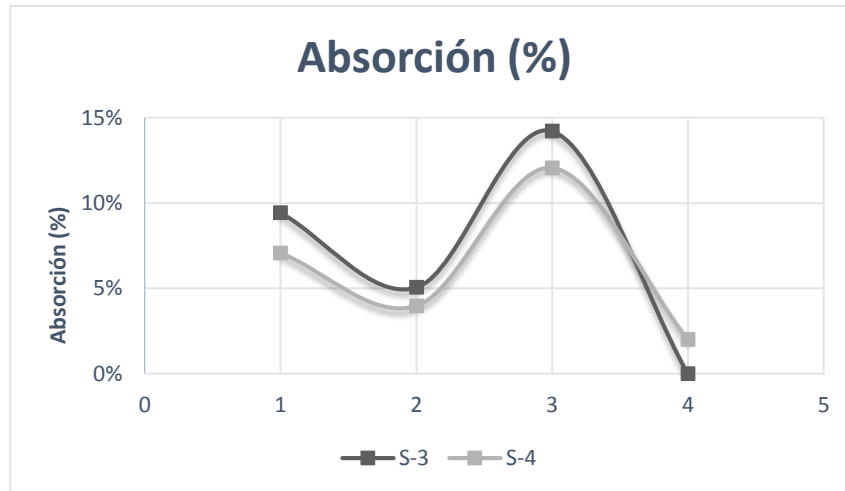


Figura 4.36 Comparativa de la Absorción de los SG-3 y SG-4.

De las Figuras 4.33 y 4.34 mostradas para la prueba de densidad y absorción se concluye que la roca dura "*icmb*" es más densa y tiene un grado de absorción menor, mientras que la roca suave "*icm*", es menos densa y tiene mayor grado de absorción. Y en las Figuras 4.35 y 4.36 la roca más dura fue "*icmb*" con un grado de absorción menor y la roca suave "*cn*" con un grado de absorción mayor.

Ángulo de rozamiento

La finalidad de esta prueba fue obtener el ángulo de rozamiento básico " ϕ_b " con el equipo utilizado para realizar la prueba de tilt test. Para realizar la prueba se seleccionó los especímenes de roca sana y que tuvieran una longitud mínima de 10 cm se ensayaron en promedio 9 especímenes de cada sondeo.

El proceso de la prueba se encuentra descrita en el Capítulo 3 párrafo 3.5.5, consistió en colocaron tres fragmentos de roca con características similares, uno sobre otro y enseguida se levanta de manera lenta el plano de apoyo hasta que se deslice el fragmento en la parte superior. La lectura del ángulo de rozamiento básico, se toma en



el momento que presente el deslizamiento y en las Tabla 4.9 y Tabla 4.10 se tienen los valores obtenidos por esta prueba para los cuatro sondeos.

Tabla 4.9 Promedio de los resultados de la pruebas de ángulo de rozamiento SG-1 y SG-2.

Sondeo	Material	Φ_b (°)
SG-1	cl	-
	icm	40.36
	icb	38.17
	icmb	38.37
	res	
	cn	43.04
	imc	45.36
SG-2	icm	45.20
	icb	41.60
	icmb	38.70
	res	
	cn	41.40
	imc	45.40

Tabla 4.10 Promedio de los resultados de la pruebas de ángulo de rozamiento SG3 y SG4.

Sondeo	Material	Φ_b (°)
SG-3	icb	42.62
	icmb	42.35
	res	
	cn	45.02
SG-4	icb	42.83
	icmb	39.60
	cn	43.30
	imc	-

Prueba de Durabilidad

La prueba de Durabilidad ASTM 4644-04 descrita en el Capítulo 3, párrafo 3.5.3 se realizó con el fin de determinar la degradación que puede tener la roca a través del

tiempo por los procesos de intemperismo, para este caso se realizaron cinco ciclos a cada espécimen de los diferentes estratos y en los cuatro SG.

De acuerdo a la norma se tomaron un promedio de 500 g, en la Figura 4.37 se observa el momento de romper un espécimen y prepararlo para alcanzar el tamaño indicado de acuerdo a lo solicitado por la norma, que es de 4 cm aproximadamente de diámetro, los fragmentos seleccionados para esta prueba, enseguida se suavizaron las aristas manualmente.

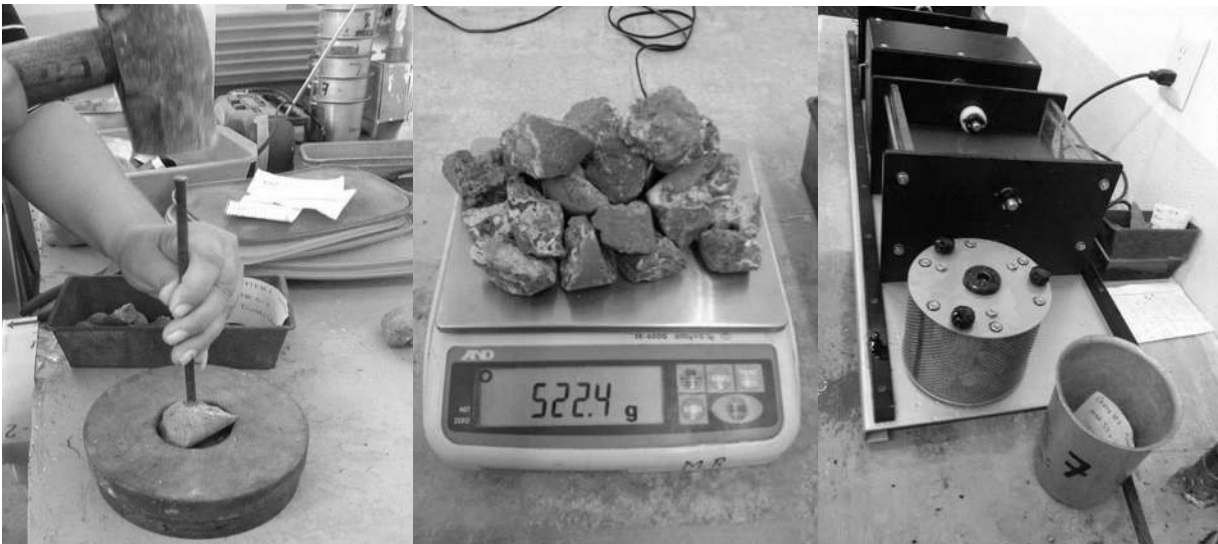


Figura 4.37 *Secuencia de la prueba de Durabilidad*

En la Figura 4.38 se muestra el equipo completo de Durabilidad y después de realizar el primer ciclo a un material, mostrando que el agua queda con una tonalidad de turbidez, esto debido a la desintegración de las partículas del material analizado y que queda en suspensión.



Figura 4.38 Equipo de durabilidad después del primer ciclo.

La Tabla 4.11 y Tabla 4.12 contienen los promedios de los resultados de la prueba de Durabilidad realizada en los cuatro sondeos en sus diferentes estratos.

Tabla 4.11 Promedio de la prueba de durabilidad para los estratos de SG-1 y SG-2.

Material	Durabilidad (%)	
	SG-1	SG-2
icm	95.90	91.29
icb	99.37	98.94
icmb	99.27	99.17
res	0%	0%
cn	85.50	87.58
imc	87.59	71.59

Tabla 4.12 Promedio de la prueba de durabilidad para los estratos de SG-3 y SG-4.

Material	Durabilidad (%)	
	SG-3	SG-4
icb	97.16	98.85
icmb	98.89	99.52
cn	0%	82.19
imc	74.36	46.05

La Figura 4.39 muestra los resultados para los SG-1 y SG-2, donde en el SG-1 conteniendo las rocas "icb" e "icmb" presentaron un porcentaje de durabilidad muy alto con pérdida del 1 %, en cambio la "imc" presentó un desgaste del 12%, debido al grado de alteración que presenta la matriz rocosa, en el SG-2 la roca "icb" e "icmb" presentaron un porcentaje de pérdida del 1 % y la roca "imc" tuvo un desgaste del 23 % siendo este material rocoso el menos resistente.

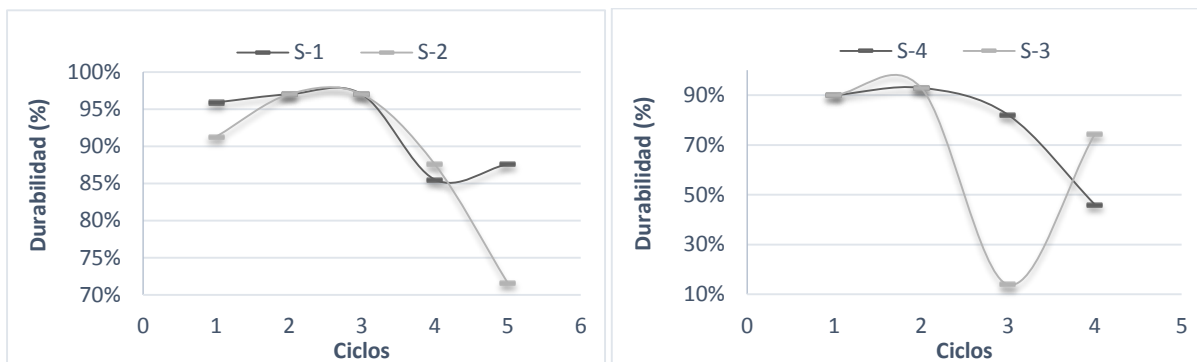


Figura 4.39 Resultados del ensayo de durabilidad SG1, SG2, SG3 y SG4.

Prueba de Carga Puntual

La prueba de carga puntual se desarrolló de acuerdo a la norma ASTM D 5731-05 y se encuentra descrita en el Capítulo 3 párrafo 3.5.4. Se tomaron especímenes de acuerdo a lo que marca la misma norma y se probaron los de mayor longitud superior a 10 cm de cada sondeo, es decir un aproximado de 9 a 13 especímenes por sondeo. La Figura 4.40 muestra los especímenes que se ensayaron, así como la prensa donde se les aplicó la carga, posteriormente se realizaron los cálculos y mediciones según lo indicado por la norma.



Figura 4.40 Especímenes por ensayar y equipo para la carga puntual.

Una vez ensayadas todas las muestras y que en este caso fueron especímenes regulares de forma cilíndrica, se procedió a realizar los cálculos correspondientes, considerando que se deberían hacer algunas correcciones y conversiones para finalmente obtener la resistencia a compresión simple en MPa, los resultados se observan en la Tabla 4.13 y la Tabla 4.14 muestra el promedio de los resultados de la prueba para los SG-3 y SG-4.

Tabla 4.13 Promedio de los resultados de la prueba de carga puntual para los SG-1 y SG-2.

Sondeo	Material	Is(50) MPa	σ_{ic} (MPa)
SG-1	cl	-	-
	icm	19.34	41.59
	icb	3.10	69.15
	icmb	5.48	122.52
	res		
	cn	1.18	25.89
	imc	0.37	8.20
SG-2	icm	1.68	37.21
	icb	3.09	68.47
	icmb	6.7	147.95
	res	-	-
	cn	0.84	18.61
	imc	0.5	10.76

Tabla 4.14 Promedio de los resultados de la prueba de carga puntual SG3 y SG4.

Sondeo	Material	Is(50) MPa	σic (MPa)
SG-3	icb	2.91	70.99
	icmb	5.46	136.13
	res		
	cn	0.53	13.03
SG-4	icb	3.09	73.24
	icmb	5.20	122.91
	cn	0.11	1.42
	imc	0.10	0.22

La resistencia a compresión simple obtenida por la prueba de carga puntual se comparó con su densidad relativa, con el fin de comprobar qué relación existe entre estas dos propiedades, los resultados se muestran en la Figura 4.41 y 4.42.

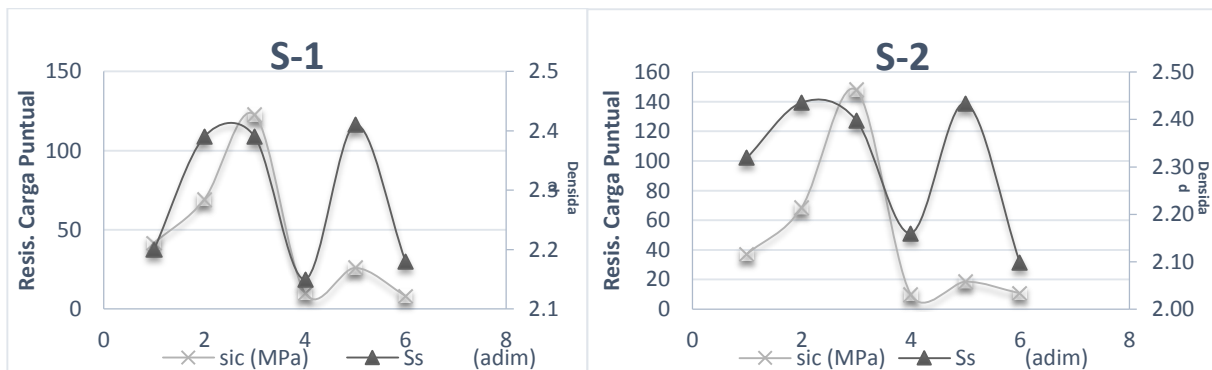


Figura 4.41 Comparación entre la resistencia de la carga puntual y la densidad relativa: SG-1 y SG-2.

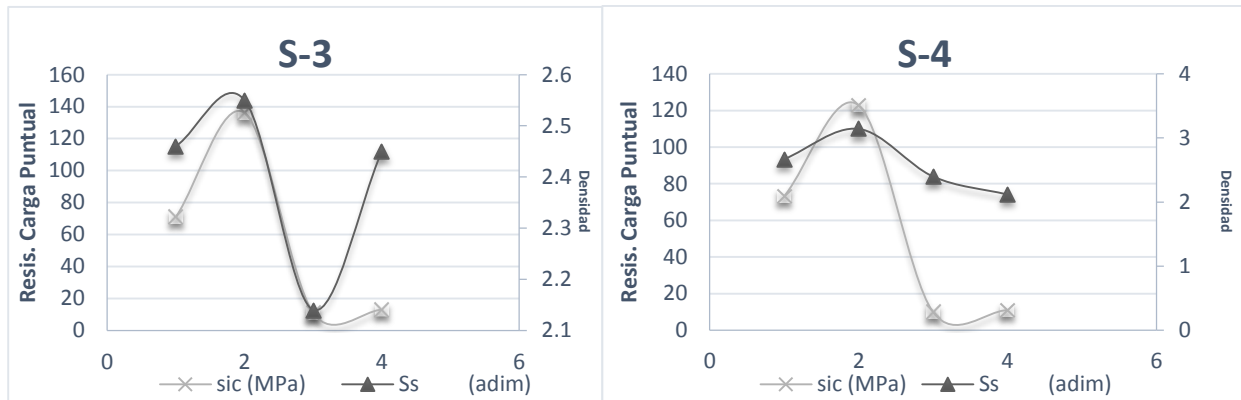


Figura 4.42 Comparación entre la resistencia de la carga puntual y densidad relativa SG-3 y SG-4.

Estos resultados muestran la relación que existe entre la densidad relativa y la resistencia a compresión simple del material en cada caso, esto supone que a mayor densidad mayor será su resistencia, pero no siempre se cumple y esto depende del grado de fracturación o alteración presente en la matriz rocosa. Se conoce que el material con menor resistencia de los sondeos fue la roca "imc" la cual se describe como una Ignimbrita de mala calidad.

Resumen de los resultados en roca

Los resultados obtenidos en el laboratorio se encuentran en la Tabla 4.15, donde se muestran los promedios del total de los especímenes analizados de los cuatro sondeos.

Tabla 4.15 Promedio de los resultados de los cuatro sondeos analizados.

Sondeo	RQD (%)	Φ_b (°)	JVC	Ss (adim)	Abs (%)	Durabilidad (%)	Is(50) MPa	σ_{ic} (MPa)
SG-1	27.9	41.42	27.95	2.31	11.74	94	5.61	49.79
SG-2	23.62	43.22	25.46	1.93	2.35	90	9.06	2.60
SG-3	26.51	43.17	28.13	2.07	2.59	68	8.50	3.51
SG-4	13.32	41.97	31.26	1.99	2.98	82	8.05	1.81

A modo de resumen de los resultados de los diversos estudios realizados en los cuatro SG, se elaboró un gráfico general donde observamos la relación ver Figura 4.43, que existe entre el RQD y la densidad debido a la calidad de la roca, donde si se tiene una roca con un RQD alto su densidad para esa muestra será alta también.

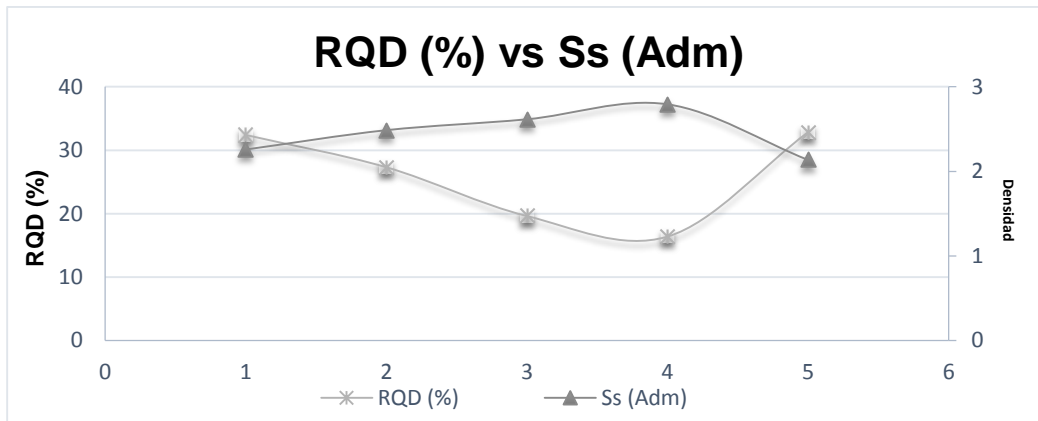


Figura 4.43 Promedios de los cuatros SG, RQD vs Ss.

Con las pruebas de cada estrato y su debido análisis se realizó un nuevo modelo geológico-geotécnico del Túnel I mostrado en la Figura 4.44, en el cual se puede apreciar la estratigrafía por la que atraviesa el Túnel I así como la falla geológica y el deslizamiento, cabe mencionar que existen bloques de gran tamaño sobre el deslizamiento y que están en constante movimiento.

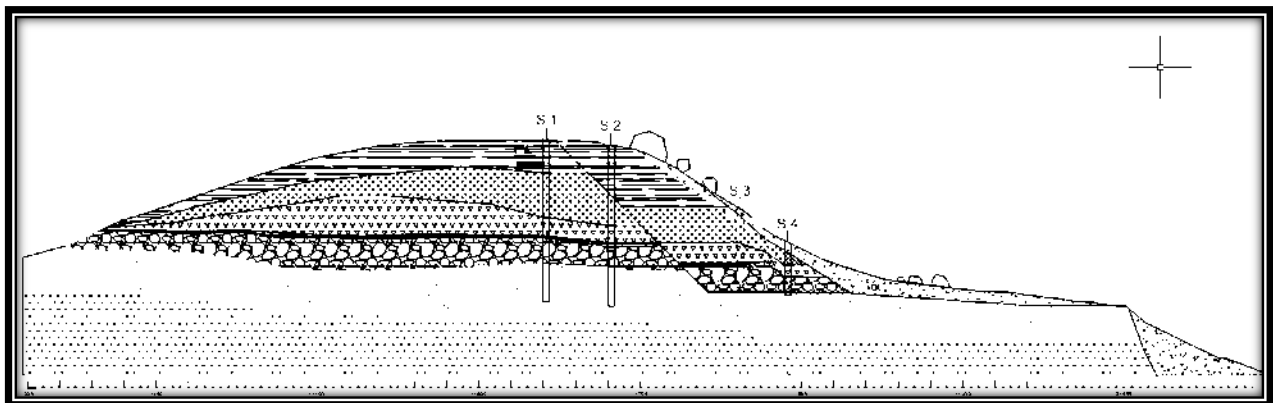


Figura 4.44 Perfil geológico que se obtuvo con los resultados de los SG.



4.3 MÉTODOS DE CLASIFICACIÓN DE MACIZOS ROCOSOS

Una vez obtenida y analizada la información de campo, laboratorio, así como la litología obtenida por los cuatro sondeos exploratorios realizados, se procedió a caracterizar las unidades en términos cualitativos y cuantitativos, por diferentes métodos de clasificación para geomecánica.

Las caracterizaciones utilizadas en el proyecto fueron Rock Mass Rating (RMR) de Bieniawski (1989) e índice Q de Barton, et al., (1974). Ambas clasificaciones se basan en los datos de recuperación de núcleos, número de familias de discontinuidades, rugosidad y estado general de las juntas, presencia de agua y la resistencia de la roca. Además se consideró el análisis del tipo de sostenimiento más adecuado en base a las condiciones geológicas-geotécnicas de la zona.

4.3.1 Método de Bieniawski (RMR)

El primer método analizado fue el de Bieniawski (1989) y se realizó siguiendo la metodología descrita en el Capítulo 3 párrafo 3.6.1, el cual se aplicó para cada sondeo y para cada estrato, debido a que los valores de la carga puntual son muy distintos cuando se trata de Ignimbrita o Toba, lo que hace necesario un análisis independiente en cada tipo de roca.

En la Tabla 4.16 se encuentra el resumen con sus respectivos coeficientes de acuerdo a los parámetros indicados, utilizando la nomenclatura para cada material. Así mismo en la parte baja de la misma tabla se incluye la corrección hecha para cada caso, basado en la propuesta del mismo autor, observándose que los valores bajan considerablemente.

Tabla 4.16 Resumen de resultados del método de Bieniawski.

Parámetros	icm	icb	icmb	cn	imc
Resistencia	4	7	12	2	1
RQD (%)	6	6	6	3	3
Separación de juntas	15	15	15	20	20



Discontinuidad	Longitud	2	2	2	0	0
	Abertura	1	1	1	0	0
	Rugosidad	3	3	3	0	0
	Relleno	2	2	2	2	2
	Alteración	3	5	5	3	3
Agua freática		15	15	15	10	10
Corrección		-5	-5	-5	-5	-5
TOTAL		54	56	60	43	44
						49
						44
Clase						III
Calidad						Media

El resultado de la clasificación por medio del método de RMR de Bieniawski para los tipos de material que se encontraron en la zona fue de que se trata de una Clase III, que indica que la roca es de calidad media. De acuerdo a lo propuesto por el autor se deben tener ciertas consideraciones al momento que se inicie la construcción del túnel.

4.3.2 Sistema Q de Barton

El métodos del índice Q de Barton se realizó siguiendo la metodología descrita en el Capítulo 3 párrafo 3.6.2, y de igual manera se hizo para cada uno de los sondeo y para cada estrato, mostrando los resultado de los valores mostrados en la Tabla 4.17, para el coeficiente SRF (consideración de la influencia del estado tensional del macizo rocoso) se tomó un valor estándar en cada estrato, debido a que corresponde para zonas débiles y aisladas, además para rocas desintegradas químicamente.

Tabla 4.17 Resumen de resultados del índice Q de Barton.

Material	icm	icb	icmb	cn	Imc
RQD	32	27	22	17	26
Diaclasas Jn	12	12	12	3	3
Rugosidad	3	3	3	3	3



Jr					
Alteración Ja	8	5	3	3	4.5
Presencia Agua Jw	1	1	1	1	1
SRF	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5
Q	0.40	0.54	0.73	2.27	2.31
					1.25
				Calidad	Mala

4.3.3 Condiciones Geotécnicas básicas

La mayoría de las condiciones geotécnicas que atraviesa el túnel corresponde, al caso en el que las sollicitaciones de carga sobre los elementos de soporte del tipo de presión de aflojamiento, con bloques o cuñas potencialmente inestables y zonas de material degradado sobre la zona de la clave. Es así que se propusieron a priori siete condiciones geotécnicas básicas para fines de diseño mostradas en la Tabla 4.18, de acuerdo con la calidad de la roca que proponen respectivamente los autores, Bieniawski y Barton.

Las condiciones geotécnicas dentro de los valores de 61-100 se caracterizan por macizos rocosos compuestos por una matriz rocosa maciza, compacta y resistente, donde prácticamente no existen discontinuidades. Algunos ejemplos de ese tipo de macizos son las formaciones de andesitas e ignimbritas poco alteradas.

En el caso de la condición geotécnica entre valores de 51 y 60, se encuentra en macizos rocosos compuestos por una roca de matriz regular, con espaciamiento entre discontinuidades pequeñas y estratos muy delgados. Las juntas de las discontinuidades son lisas y se encuentran abiertas, alteradas y en ocasiones rellenas de arcilla con contenidos de humedad altos.

Además, cuando la roca matriz presenta poca resistencia, existe una mayor tendencia a generarse zonas de material plastificado o en estado de rotura de mayor extensión. En estas rocas, prácticamente de choque entre bloques. Ejemplos de rocas de ese tipo de



macizos son las formaciones de riolitas, andesitas y tobas que se encuentran muy alteradas o fracturadas.

Tabla 4.18 Clasificación geotécnica para túneles.

Calidad de la Roca (RMR) Índice de calidad de la roca (RQD)	Calidad del macizo rocoso
$81 \geq$	Muy buena
61 -80	Buena
51 -60	Buena a regular
41-50	Regular
31-40	Mala a regular
21-30	Mala a muy mala
$20 \leq$	Muy mala

Las condiciones geotécnicas entre 50 a ≥ 20 corresponde a las peores condiciones geotécnicas previsible y, además, a los primeros 15 m de excavación en aquellos túneles en los que la calidad del macizo en la zona de portales es muy mala. Se trata de macizos de roca completamente descompuesta o alterada, en los cuales el material se puede comportar más como un suelo que como una roca. También incluye zonas de depósitos de talud con matriz arenosa o limosa que contiene bloques angulosos de distintas dimensiones.

De acuerdo a las clasificaciones geotécnicas establecidas por estos dos autores las condiciones del macizo rocoso en la zona en estudios denotó una clasificación media.

4.4 PROPUESTA DE MECANISMOS DE ESTABILIZACIÓN

De las clasificaciones geomecánicas empíricas se desprenden las siguientes recomendaciones para el tipo de sostenimiento. Los resultados de esos estudios permitieron determinar que, en la mayor parte del túnel, se excavaría en macizos rocosos duros y rígidos con distintos grados de fracturamiento. Bieniawski (1989) ha dividido el índice RMR dentro de 5 clases (I, II, III, IV y V) con las denominaciones de “Muy buena” a “Muy mala” donde cada clase cubre un intervalo de 20 puntos.

La clase III (Calidad Media) calculada en este trabajo en base a esta clasificación RMR, indica las necesidades de utilizar sostenimiento en el túnel para un RMR = 46 según el autor recomienda Pernos o Anclas: un empernado sistemático de 4m de largo: espaciado de 1.5 a 2m en la bóveda y paredes o hastiales con malla en la bóveda y espesores de concreto lanzado de 50 – 100 mm en la bóveda y 30 mm en los hastiales, como se puede ver en la Figura 4.45, donde se muestra el sostenimiento recomendado para esta clase del macizo rocoso.

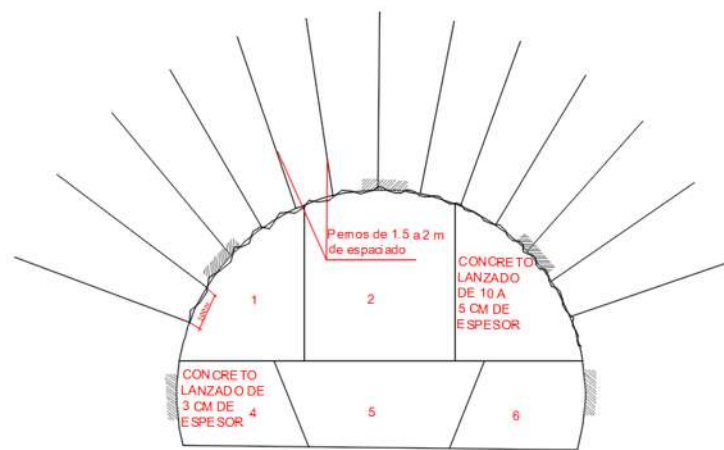


Figura 4.45 Esquema del sostenimiento propuesto por Bieniawski.

Ahora aplicando a este caso la clasificación geomecánica del Índice Q de Barton se obtuvo un Índice $Q = 5.6$ lo que representa un macizo rocoso de Calidad Media, el autor recomienda tomar en consideración el procedimiento descrito en el apartado 3.7.3 del Capítulo 3, donde se describe como determinar la dimensión equivalente $De = 1.25$ donde se tomó un ancho = 12 y un ESR = 2.5. Estos parámetros indican que en la Figura 4.46, propone un anclaje sistemático con concreto lanzado reforzado con fibra 5-9 cm.

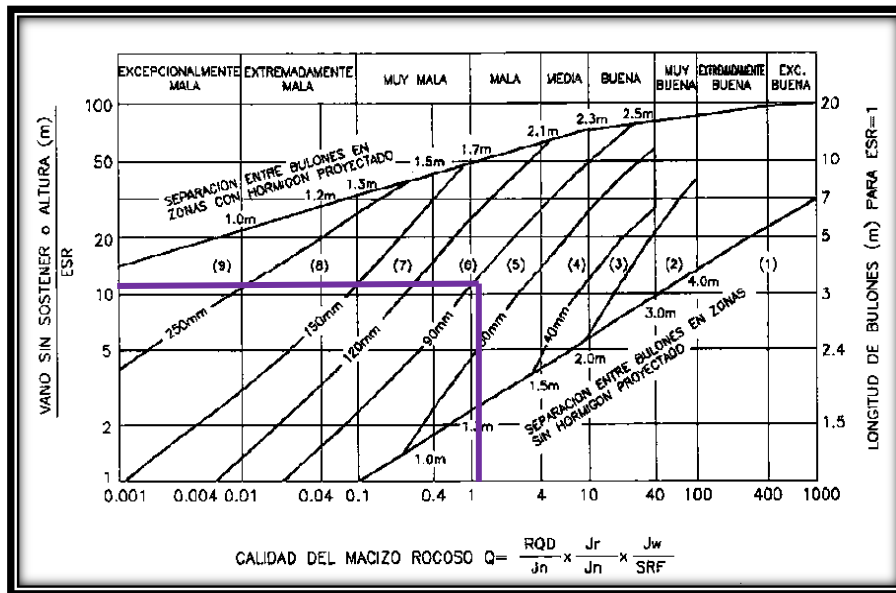


Figura 4.46 Abaco de sostenimientos según el índice Q (Barton, 2000).

4.5 COMPARACIÓN DE LOS RESULTADOS

El Túnel I del Ramal Camelinas cuenta con diferentes unidades geológicas desde Ignimbrita de diferentes características, así como andesitas y depósito de talud, por lo que al analizar la clasificación de este material se consideró los estudios de los túneles construidos en la autopista Durango Mazatlán, ya que se cuenta con experiencia suficiente por la realización de 61 túneles, en especial se hizo un análisis comparativo con el túnel el Sinaloense, ya que es el de mayor longitud de esta autopista, y también se consideró el Macrotúnel Acapulco por significar un reto más en la Ingeniería Civil, siendo el túnel más largo de México con una longitud de 3188 m, construido básicamente en rocas frágiles (esquistos, filitas, meta-areniscas y meta-grauvacas).

En el Sinaloense se encontró Ignimbrita con RMR de 34 a 50 de Calidad Media y un Índice Q = 0.23 a 0.53, que corresponde a una roca de Calidad Media, la Riolita y tobas muy fracturadas con RMR de 35 a 65 y Calidad Media a buena y un Índice Q = 0.13 a 3.2, siendo de una roca muy mala a mala y una Andesita con un RMR de 46 a 67, siendo de roca Media a buena y un Índice Q = 0.65 a 11.7, correspondiente a una roca muy mala a buena. Tomando en consideración que para un túnel de 2787 m se

realizaron 10 sondeos exploratorios 3 en el portal de entrada y 3 tres en el portal de salida (cadenamientos 635+700, 640+500, 640+700), y uno a la mitad del túnel. Según la licitación para la exploración de este túnel se contemplaban 1000 m para perforar. Si bien es un número adecuado de sondeos, pero no para un túnel con demasiada longitud, debido a que entre mayor sea la longitud y menor el número de sondeos la incertidumbre aumenta, y más si se tiene fallas geológicas y una estratigrafía débil con una calidad de la roca de muy mala, mala y media.

Lo mismo resulta para otros túneles construidos en la misma autopista donde se muestra la falta de una mejor investigación geotécnica en la etapa del proyecto, ya que en túneles como el Panuco I se tenía un RMR de 65-68 en proyecto y durante la excavación se encontró con un RMR de 29-47 y 6 fallas geológicas que cruzaban el túnel, una de ellas con rumbo longitudinal paralelo al eje de trazo. Los resultados debido a una investigación geotécnica deficiente fueron que se presentó un colapso en el portal Durango, debido a que no existían sostenimientos apropiados, esto por la mala calidad del macizo rocoso y no colocaron marcos metálicos, solo utilizaron concreto lanzado. Para el túnel Panuco II la calidad del macizo rocoso se estimó en un RMR de 42-72 y fue excavado con un RMR de 31-54.

En el túnel Las Labores las investigaciones geotécnicas se interpretaron para que el túnel fuera excavado en macizo rocoso, formado por Riolita e Ignimbrita con un RMR de calidad mala, en todo el túnel. El RQD medido en los sondeos exploratorios fue siempre menor de un 25% y se reportaron tobas y brechas riolíticas y una capa de espesor pequeño de depósito de talud a lo largo del trazo, se identificaron 7 fracturas, y al momento de la excavación se encontraron 10 fallas geológicas. Durante la excavación del portal Durango, las tobas y brechas riolíticas reportadas en el proyecto, fueron más extensas y el material se excavo casi por completo en todo el portal, con característica de roca y era suelo residual, producto del intemperismo de las tobas y brechas, que previamente habían sido afectadas por alteración hidrotermal, a causa de un dique riolítico fuertemente silicificado y con mineralización del sulfuros, que aparecen justo al nivel de la clave del túnel. Las consecuencias de esta mala investigación geotécnica fue

el colapso del talud frontal junto con los 10 primeros metros, este colapso se debió a que para el RMR del material, y para la longitud de pase que se utilizaba (RMR= 33-36, avances de 3 m), solo se tenía un tiempo que permanecía sin soporte de 6 a 13 horas después del último avance, por lo que el soporte tenía que ser colocado con mayor rapidez.

En el Macrotúnel Acapulco para la unidad litológica de Granito se encontró un RMR de 34 a 71, con Calidad Mala a Buena y un Índice Q de 0.20 a 35.5, siendo de una Roca muy mala a regular buena, donde la variación de esta clasificación depende mucho de que el Granito es el material que más abunda en el túnel y aflora en mayor parte de la serranía que bordea la bahía. Para el complejo metamórfico formado principalmente por esquistos se tuvo un RMR de 37 a 59, siendo de Calidad Mala a Buena y un Índice Q de 0.45-8.8, para una Roca muy mala a regular y para el complejo metamórfico formado por filitas y meta-arenisca se tuvo un RMR de 20 a 44, para una Calidad muy Mala a Regular y un Índice Q=0.024-0.87, correspondiente a una Roca extremadamente mala. La información obtenida de los 4 sondeos exploratorios y de los estudios geofísicos, permitieron inferir que en el portal Acapulco la masa granítica se presenta desde el cadenamiento 100+182 al 102+400 y en el porta Puerto Marques en el cadenamiento 103+300 al 103+800, se ubica una planicie artificial debido a la excavación en el pasado de un banco de materiales, el material en el portal es una secuencia metamórfica meta-sedimentaria. Con la realización de 9 sondeos exploratorios y estudios geofísicos, se determinaron parámetros que establecen que en las unidades I y II la estabilidad está determinada por la cinemática de bloques inestables y para la unidad III debido a su baja resistencia se consideró de alta deformación y su estabilidad estaría regida por procesos deformaciones de la masa de roca.

En el Túnel I la roca obtenida de los SG fue clasificada como: Ignimbrita de calidad muy buena (icmb), Ignimbrita de calidad buena (icb), Ignimbrita de calidad media (icm) e Ignimbrita de mala calidad (imc), con un RMR = de 50 a 60 indicando una Calidad Media y un Índice Q = 1.72 a 11.50, considerado como Calidad Mala a Media y el

Conglomerado y brechas volcánicas (cn) con un RMR = de 30 a 50 con Calidad Mala a Media y un Índice Q = 8.38 a 12.61.

Como conclusión del Túnel del Ramal se consideró un RMR de 46 siendo de Calidad Media y un Índice Q de 5.8. De acuerdo a lo que proponen los autores tenemos que se pueden utilizar anclas de 4m de largo con espaciado de 1.5 a 2m en la bóveda y en los hastiales y bóveda proteger con malla, colocando concreto lanzado con espesor de 50-100 mm (bóveda) y 30 mm (hastiales). Por lo que es importante respetar los procedimientos constructivos del proyecto, y si estos fallan, entonces tomar las medidas correctivas, pero no cambiar los procesos constructivos porque se pierde todo conocimiento de cómo respondería el macizo rocoso a la excavación.

CAPITULO 5

CONCLUSIONES

Debe considerarse que el diseño y la construcción de túneles están expuestos a posibles errores humanos, como pueden ser: una exploración geológica-geotécnica mal enfocada, mal interpretada e incompleta (valores de las propiedades índice y mecánicas de los suelos o rocas no apropiados), errores de cálculo incluyendo que dan por consecuente hipótesis falsas, el descuido a los detalles durante la construcción, la supervisión etc. Se puede decir que varios o todos estos factores quedan englobados por el afán de reducir el costo de la construcción de un túnel, olvidando que una falla siempre es catastrófica y de costo enorme.

En la zona del túnel I se presentan dos estructuras geológicas importantes las cuales están identificadas y bien definidas, la primera la presencia de una falla geológica que atraviesa el túnel y la segunda la existencia de un deslizamiento localizado en el portal de salida del túnel.

Los resultados del análisis detallado de los cuatro SG realizados y la información disponible indicaban la falta de continuidad lateral en el tramo 1+620 a 1+680, por lo que la Falla Altozano es una falla geológica de tipo normal, con el bloque caído hacia el norte y una dirección E-W y una inclinación entre 70° a 80°.

El deslizamiento que se observa en el portal de salida presenta una planicie con material del deslizamiento de la parte alta del cerro (depósitos de material y rocas) que se desplazan hacia el oriente hasta llegar al Rio Chiquito, este movimiento está delimitación lateralmente por la falla Altozano. Aunque el deslizamiento queda fuera de la zona del túnel, lo que hace que no represente problema para su construcción, es necesario tener en cuenta que las condiciones geológicas siguen siendo las mismas.

Las investigaciones de la caracterización geomecánica de macizos rocosos han alcanzado un desarrollo importante, los métodos de Bieniawski (1989) y Barton et al.,

(1974), han sido implementados desde hace muchos años en diferentes países, sin embargo en nuestro país no han alcanzado un desarrollo importante, debido a que han sido utilizados muy poco. Lo que se traduce que en cuestión de infraestructura es más sencillo analizar medidas correctivas y no de mitigación de riesgos.

Para la caracterización del Túnel en estudio y en comparación de otros túneles realizados en el país, se cuenta con información suficiente para poder sugerir el tipo de sostenimiento que más convenga de acuerdo a la clasificación obtenida por los dos métodos ya mencionados, donde se ha dividido el índice RMR dentro de las clases (I, II, III, IV y V) descritas ya anteriormente. Asimismo queda claro que las necesidades de sostenimiento de un túnel de RMR = 46 son muy diferentes de las de un túnel de RMR = 60 por ser de diferente clase. En el primero se recomienda implementar marcos metálicos, mientras que el segundo casi nunca se construirá con este tipo de sostenimiento. Y los espesores de concreto lanzado serán también diferentes.

Otra manera de solución que se plantea fueron las recomendaciones de Barton et al., (1974), (Índice Q = 1.25) donde el autor recomienda la implementación de anclaje sistemático con concreto lanzado con refuerzo con fibra 5-9 cm.

Con este análisis se obtienen los mecanismos de estabilización, para hacer frente a la futura construcción del Túnel, igualmente se hizo una comparación con los túneles construidos en la autopista Durango Mazatlán ya que se cuenta con la experiencia obtenida por la realización de 61 túneles, se hizo un análisis del túnel El Sinaloense considerando que es el de mayor longitud de esta autopista y del cual se tiene gran conocimiento, y de algunos túneles que desafortunadamente tuvieron fallas durante su excavación debido a una mala exploración geotécnica, que posteriormente fueron corregidas, lo que resalta la necesidad de la creación de una normatividad para el diseño, construcción y conservación en túneles carreteros, ya que no se cuenta con una. Y debido a que esta autopista cuenta con 9 túneles inteligentes, por lo que se

requiere de un manual de operación debido a los sistemas de seguridad y ventilación que fueron instalados en túneles con longitudes mayores a 400 m.

El análisis del Macrotúnel Acapulco muestra otro ejemplo de los estudios geológicos-geotécnicos en túneles carreteros y debido a que el material encontrado en este túnel difiere con el tipo de material encontrado en el túnel El Sinaloense o el Túnel I del Ramal Camelinas, enriqueciendo la forma de interpretar el material así como la realización de las pruebas que complementen el análisis, la necesidad de tener un mejor estudio geotécnico hizo que también durante su exploración se tomara la decisión de realizar más SG debido a que existían incertidumbre y con los sondeos que se tenían del proyecto original, no se iba a poder reafirmar la interpretación del material.

Los factores de perforación mayores a la unidad solo se presentan en los túneles cortos (menores a 200 m), por lo que en ellos la exploración con sondeos es más aceptable, ya que la longitud entre barrenos es menor y la interpolación geológica entre los mismo tiene mayor certidumbre, además que existe mayor posibilidad de que los sondeos lleguen hasta por debajo del piso del túnel. El factor de perforación se define como la relación entre los metros de perforación asignados y la longitud del túnel.

En túneles de mayor longitud la distancia entre sondeos crece y en consecuencia la incertidumbre también aumenta, ya que las extrapolaciones de información geológica son menos confiables, además de que las perforaciones no siempre llegan a la zona donde se excavará el túnel. Este fue el motivo por el cual se decidió la realización de 4 SG para el área en estudio, además que no había suficiente información de la zona del deslizamiento.

En México no se cuenta con una normatividad, que regule la cantidad de metros de perforación para la investigación geotécnica de las obras subterráneas, especialmente para túneles carreteros. Para conocer si un túnel se excavará en condiciones geológicas favorables, se hace referencia a lo que indique las clasificaciones RMR o

Índice Q, obtenidos en la etapa de proyecto, lo que implica que los metros de perforación en cada licitación no fuera prefijados, sino que en base a los resultados de los primeros sondeos, se puedan hacer sondeos intermedios tomando en consideración las clasificaciones geomecánicas, determinados en las primeras perforaciones. Esto realza aún más la importancia de porque hacer un buen estudio geotécnico de la zona, y hacer el número suficiente de sondeos para que la incertidumbre sea menor y que al momento de su construcción lo indicado en el proyecto coincida con lo encontrado al momento de construir.

Si bien un mal proyecto geotécnico, se ve reflejado en problemas durante la construcción del túnel pero afecta principalmente el costo del proyecto. De acuerdo al manual de diseño y construcción de túneles carreteros AASHTO (2010), el control para investigación geotécnica de un túnel carretero, varía entre del 3% al 5% del costo total de su construcción por lo que al proponer el total de los metros de perforación, en la exploración directa se deben considerar tres parámetros:

- Longitud total del Túnel
- Cobertura del túnel
- Calidad de la roca en función a las clasificaciones geomecánicas en el Túneles.

Las dos primeras se consideran en el diseño del túnel y el tercero es variable, dependiendo de los tipos de SG que se permitan realizar, así como las condiciones en las que se encuentre la roca donde se construirá el Túnel.



ANEXOS

ANEXO A

En la Tabla A 1 se muestran los parámetros que considera el autor para la valoración de cualquier macizo rocoso y en la Tabla A 2 se da una correlación de acuerdo a la orientación de las discontinuidades que se considera como un ajuste que se debe realizar y sea mucho más precisa la valoración.

Tabla A 1 Clasificación de un macizo rocoso según Bieniawski, 1989.

Parámetros		Rango de valores						
Resistencia de la matriz rocosa (Mpa)	Ensayo de carga puntual	>10 MPa	10-4 MPa	4-2 MPa	2-1 MPa	Compresión simple (MPa)		
	Compresión simple	>250 MPa	250-100 MPa	100-50 MPa	50-25 MPa	25-5 MPa	5-1 MPa	<1 MPa
Coefficiente		15	12	7	4	2	1	0
RQD (%)		90-100	75-90	50-75	25-50	<25		
Coefficiente		20	17	13	6	3		
Separación entre diaclasas		>2 m	0.6-2 m	0.2-0.6 m	0.06-0.2 m	<0.06 m		
Coefficiente		20	15	10	8	5		
Estado de las discontinuidades	Longitud de la discontinuidad	<1 m	1-3 m	3-10 m	10-20 m	>20 m		
	Coefficiente	6	4	2	1	0		
	Abertura	Nada	<0.1 mm	0.1-1 mm	1-5 mm	> 5 mm		
	Coefficiente	6	5	3	1	0		
	Rugosidad	Muy rugosa	Rugosa	Ligeramente rugosa	Ondulada	Suave		
	Coefficiente	6	5	3	1	0		
	Relleno	Ninguno	Relleno duro <5 mm	Relleno duro >5mm	Relleno blando <5 mm	Relleno blando		
Coefficiente	6	4	2	2	0			



	Alteración	Inalterada	Ligeramente alterada	Moderadamente alterada	Muy alterada	Descompuesta
	Coeficiente	6	5	3	1	0
Agua freática	Caudal por 10 m de túnel	Nulo	<10 lt/min	10-25 lt/min	25-125 lt/min	>125 lt/min
	Relación: Presión de agua/Esfuerzo principal mayor	0	0-0.1	0.1-0.2	0.2-0.25	>0.5
	Estado general	Seco	Ligeramente húmedo	Húmedo	Goteando	Agua fluyendo
	Coeficiente	15	10	7	4	0

*Los valores subrayados en la Tabla A1, son los coeficientes que se deben de tomar en cuenta, así como su suma.

Tabla A 2 Corrección por la orientación de las discontinuidades dependiendo del tipo de obra que se tenga.

Corrección por orientación de las discontinuidades						
Dirección y buzamiento		Muy favorable	Favorable	Media	Desfavorable	Muy Desfavorable
Puntuación	Túneles	0	-2	-5	-10	-12
	Cimentaciones	0	-2	-7	-15	-25
	Taludes	0	-5	-25	-50	-60

Dependiendo de la valoración numérica obtenida en la sumatoria de los coeficientes anteriores, este se debe aplicar a la Tabla A 3, donde se le asigna una valoración al macizo rocoso (entre I al V), obteniendo algunos parámetros geomecánicos recomendados y propuestos por el autor (cohesión y ángulo de fricción).



Tabla A 3 Valoración de la roca dependiendo el resultado de su RMR.

Valoración RMR		100 - 81	80 - 61	60 - 41	40 - 21	< 20
Clasificación		I	II	III	IV	V
Descripción		Roca muy buena	Roca buena	Roca regular	Roca mala	Roca muy mala
Parámetros geomecánicos	Cohesión	30 ton/m ²	20 a 30 ton/m ²	15 a 20 ton/m ²	10 a 15 ton/m ²	Menor a 10 ton/m ²
	Ángulo de fricción	Mayor a 45°	35° a 45°	25° a 35°	15° a 25°	Menor a 15°
Tiempo medio de sostenimiento		20 años claro de 5 m	1 año, claro de 10m	1 semana claro de 5 m	10 horas, claro de 2.5 m	30 min, claro de 1 m

Dependiendo de su valor de RQD podremos darnos una idea de la calidad de la roca de acuerdo a lo propuesto por Deere y Muller, 1966. Este valor no considera la presencia del agua, tampoco algún tipo de relleno ni las características de las discontinuidades; y cuando no es posible obtener corazones se obtiene el RQD con un procedimiento alternativo, que consiste en aplicación de fórmulas.

Valores de los parámetros característicos del índice Q

Tabla A 4 Índice de las discontinuidades.

Número de familias de discontinuidades	Jn
Masivo, sin o con pocas fisuras	0.5 – 1.0
Una familia de fisuras.	2



Una familia de fisuras + una aislada.	3
Dos familias de fisuras.	4
Dos familias de fisuras + una aislada.	6
Tres familias de fisuras.	9
Tres familias de fisuras + una aislada.	12
Cuatro o más familias de fisuras, o fisuración intensa, etc.	15
Roca triturada, terregal.	20

*Para cruces en túneles utilizar ($3 \times J_n$).

*Para portales utilizar ($2 \times J_n$).

Tabla A 5 Índice de rugosidad de las discontinuidades.

Número de rugosidad de las fisuras	Jr
A. Fisura sin continuidad.	4.0
B. Rugosas o irregulares, corrugadas. 3.0	3.0
C. Suaves, corrugación suave.	2.0
D. Reliz de falla, o superficie de fricción, ondulación.	1.5
E. Rugosas o irregulares pero planas. 1.5	1.5
F. Lisas y planas.	1.0
G. Superficie de fricción, plano.	0.5
H. Zona que contiene minerales arcillosos de espesor suficiente para impedir el contacto de paredes.	1.0
J. Zona arenosa, de grava o roca triturada de espesor suficiente para impedir el contacto de paredes.	1.0

La descripción se refiere a las características de escala pequeñas o medianas:

*Si el espaciamiento medio de la familia principal es superior a 3 m, se aumenta Jr de 1.



* En el caso de juntas planas, si estas están orientadas en la dirección más desfavorables, se utiliza =5

Tabla A 6 Numero de alteración de las discontinuidades.

Número de alteración de las juntas	Ja	Ángulo de fricción
a). Contacto en las paredes de roca		
A. Relleno soldado, duro, inablandable, relleno impermeable.	0.75	
B. Paredes inalteradas, sólo con manchas de superficie.	1.0	25° - 35°
C. Paredes ligeramente alteradas, con recubrimientos de minerales inablandables, partículas arenosas, roca triturada sin arcilla.	2.0	25° - 30°
D. Recubrimientos limosos o areno-arcillosos, pequeñas partículas de arcilla (inablandables).	3.0	20° - 25°
E. Recubrimientos ablandables o con arcilla de baja fricción o sea caolinita o mica, clorita, talco, yeso y grafito, etc., y pequeñas cantidades de arcillas expansivas (recubrimientos sin continuidad de 1-2 mm de espesor o menos).	4.0	8°-16°
b). Contacto en las paredes antes de un cizalleo de 10 cm.		
F. Partículas arenosas, roca desintegrada sin arcilla, etc.	4.0°	°25°-30°
G. Relleno de minerales arcillosos muy consolidados e inablandables (continuos < 5 mm de espesor).	6.0	16°-24°
H. Rellenos de minerales arcillosos de consolidación media o baja (continuos < 5 mm de espesor).	8.0	8°-16°
J. Rellenos de arcillas expansivas (continuos < 5 mm de espesor). El valor Ja depende del porcentaje de partículas expansivas y del acceso al agua.	8.0 – 12.0	6°-12°
c). Sin contacto de las paredes después del cizalleo.		
K. Zonas o capas de roca y arcilla desintegrada o triturada	6.0	6°-24°
L. (véase G, H y J) para condiciones de arcilla	8.0	



M.	0.8-12.0	
N. Zonas o capas de arcilla limosa o arenosas, pequeñas fracciones de arcilla 5 0 (inablandable).	5.0	
Q. Zonas o capas gruesas de arcillas	10.0	
P. (véase G, H y J) para las condiciones de la arcilla. R.	13.0 13 - 20	

Tabla A 7 Factor de reducción por la presencia de agua.

Factor de reducción por agua en las discontinuidades	Jw	Presión aprox. agua kg/cm ²
A. Excavación seca o poca infiltración, o sea < 5 l/min localmente.	1.0	1.0
B. Infiltración o presión mediana con lavado ocasional de los rellenos.	0.66	1.0-2.5
C. Gran infiltración o presión alta en roca competente con juntas sin relleno.	0.50	2.5-10.0
D. Gran infiltración de presión alta, lavado importante de los rellenos.	0.33	
E. Infiltración o presión excepcionalmente altas con las voladuras, disminuyendo con el tiempo.	0.2-0.05	10.0
F. Infiltración o presión excepcionalmente altas en todo momento.	0.1-0.05	10.0

- Los factores C a F son estimaciones aprox. Aumenta Jw si se instalan drenes.
- * Los problemas especiales causados por la presencia de hielo no se toman en condecoración.

Tabla A 8 Condiciones tensionales de roca.

Factor de reducción de esfuerzos	SRF
a). Zonas de debilidad que interesan la excavación y pueden ser la causa de que el macizo se desestabilice cuando se construye el túnel.	
A. Múltiples zonas de debilidad que contengan arcilla o roca químicamente desintegrada, roca circundante muy suelta	10.0



(cualquier profundidad).	
B. Zonas de debilidad aisladas que contengan arcilla o roca químicamente desintegrada (profundidad de excavación < 50 m).	5.5
C. Zonas de debilidad aisladas que contengan arcilla o roca químicamente desintegrada (profundidad de excavación > 50 m).	2.5
D. Múltiples zonas de fracturas en roca circundante suelta (cualquier profundidad).	7.5
E. Zonas de fracturas aisladas en roca competente (sin arcilla) (profundidad de excavación < 50 m).	5.0
F. Zonas de fracturas aisladas en roca competente (sin arcilla) (profundidad de la excavación > 50 m).	2.5
G. Fisuras abiertas sueltas, fisuración intensa (cualquier profundidad).	5.0

- *Redúzcanse estos valores SRF de 25-50% si las zonas de fracturas sólo interesan pero no cruzan la excavación.
- *Para un campo virgen de esfuerzos fuertemente anisotrópico (si se mide): cuando $5 \leq \sigma_1/\sigma_3 \leq 10$, redúzcase σ_c a $0.8 \sigma_c$ y σ_t , a $0.8 \sigma_t$. Cuando $\sigma_1/\sigma_3 > 10$, redúzcase σ_c y σ_t a $0.6 \sigma_c$ y $0.6 \sigma_t$ donde σ_c = fuerza compresiva no confinada y σ_t = fuerza de tensión (carga de punta) y σ_1 y σ_3 son las fuerzas mayores principales.

Tabla A 9 Condiciones tensionales de la roca.

Descripción	Valores		
b) Rocas competentes, problemas de tensiones.			
	σ_c / σ_1	σ_t / σ_1	SRF
H Tensiones bajas, cerca de la superficie.	> 200	> 13	2.5
J Tensiones de nivel medio.	200 – 10	13-0.66	1.0
K Elevado nivel de tensiones, estructura muy cerrada generalmente favorable para la	10-5	0.66- 0.33	0.5-2



estabilidad, puede ser desfavorable para la estabilidad de las paredes.			
L Planchoneo moderado después de una hora en roca suave.	5-3	0.5-0.65	5-50
M Planchoneo y explosión de roca en pocos minutos en roca masiva.	3-2	0.65-1	50-200
N Intensa explosión de roca e inmediata deformación dinámica en roca masiva.	<2	>1	200-400
c) Roca fluyente, flujo plástico de roca incompetente, bajo la influencia de presiones altas de la roca.			
O Presiones compresivas moderadas.			5-10
P Presiones compresivas altas.			10-20
d).- Roca expansiva, acción química expansiva dependiendo de la presencia de agua.			
Q Presiones expansivas moderadas.			5-10
R Presiones expansivas altas.			10-20

- *Hay pocos casos reportados donde el techo debajo de la superficie sea menor que el ancho del claro. Se sugiere que el SRF sea aumentado de 2.5 a 5 para estos casos ver H.

BIBLIOGRAFÍA

Álvarez Manilla Aceves, Alfonso., (2003). Geofísica Aplicada En Los Proyectos Básicos De Ingeniería Civil. Publicación Técnica No. 229, Sanfandila, Qro.

American Society for Testing and Materials, D4644-04 Standard Test Method for Slake Durability of Shales and Similar Weak Rocks.

American Society for Testing and Materials, D5731-05 Standard Test Method for Determination of the Point Load Strength Index of Rock.

Asociación Española de Normalización y Certificación. Métodos de ensayo para productos refractarios conformados densos. Parte 1: Determinación de la densidad aparente, de la porosidad abierta y de la porosidad total. UNE-EN 993-1. Madrid: AENOR, 1996.

Asociación Mexicana de Ingeniería de Túneles y Obras Subterráneas, Boletín edición Marzo-Junio 2010. Pp 22

Asociación Mexicana de Ingeniería de Túneles y Obras Subterráneas (2012). Túneles en México, Primera edición AMITOS. México.

Asociación Mexicana de Ingeniería de Túneles y Obras Subterráneas (2014). Memorias IV congreso Mexicano de Ingeniería de Túneles y Obras Subterráneas, AMITOS. México.

Asociación Mexicana de Ingeniería de Túneles y Obras Subterráneas, Revista trimestral Año 2 No 9. edición Abril-Junio 2015. Pp 4-17. México.

Asociación Mexicana de Ingeniería de Túneles y Obras Subterráneas, Revista trimestral
Año 4 No 12. edición Enero-Marzo 2016. Pp 7-12. México.

.

Bieniawski (1984), "Rock mechanics design in mining and tunneling", A. A. Balkema.

Braja M. Das (2011). Fundamentos de Ingeniería Geotécnica, Thomson Learning,
Sacramento, California.

Instituto Nacional de Estadística, Geografía e Informática (INEGI) (1981) Guías para la
interpretación de cartografía y fotografía aérea. México.

INEGI Nociones elementales de fotografía aérea, para su aplicación en el control de
calidad corográfico. México s.f.

González de Vallejo, Luis I., Ferrer Mercedes, Ortuño Luis y Oteo, Carlos (2002).
Ingeniería Geológica. Pearson Education, Madrid.

Mendoza López, M & Domínguez Morales, L. (2006). Estimación del peligro y el riesgo
de deslizamientos en laderas. Ramos Radilla, V. (Editor) Centro Nacional de
Prevención De Desastres, Guía básica para la elaboración de atlas estatales y
municipales de peligros y riesgos. México, D.F.

Monroy Salgado Rogelio (2007). Anclaje en suelos. Tesis de maestría, FI, UNAM,
Ciudad de México.

Navarro Carrasco, Salvador., Primitivo Ortiz, Raúl., Gómez, Juan Antonio, Geotecnia
aplicada a la construcción de Túneles

Peck, Ralph B. (2011). Ingeniería de cimentaciones. Limusa México.

Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT), Métodos de Muestreo y Prueba de Materiales, Clasificación de fragmentos de Roca y Suelos. M-MMP-1-02/03.

Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT), Densidades Relativas y Absorción. M-MMP-1-05/03.

Tosky Juárez A. (2012). Determinación de parámetros para la estabilidad de taludes en roca, mediante la caracterización en materiales de la región Morelia. Tesis Maestría. Facultad de Ingeniería Civil, U.M.S.N.H.

Vega Morales T. (2015). Proceso constructivo del Túnel Sinaloense Carretera Durango-Mazatlán. Tesis de Licenciatura. Facultad de Ingeniería Civil. UNAM.

Páginas Web.

http://www.ingenieria.unam.mx/haaz/geologia/curso_geologia_haaz_2010/06_exploracion_muestreo.pdf

<http://www.directindustry.es/prod/acker-drill-company/product-59011-1525725.html>

<http://www.minexmexicana.com/winkie.htm>

https://issuu.com/amitos/docs/1_presentacion_panorama_general/1